REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA SEGUNDA PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA E ACESSOS

Rodovia:	**BR-116/RS**
Trecho:	**DIV SC/RS (RIO PELOTAS) JAGUARÃO (FRONTEIRA BR/UR)**
Subtrecho:	**ENTR BR-290(A)/386(B) (PORTO ALEGRE) – ENTR BR-290(B) (P/ELDORADO DO SUL)**
Segmento:	**km 267,5 a 282,8**
Extensão:	**15,3 km**
Código PNV:	**116BRS3250 e 116BRS3260**

RELATÓRIO FINAL DO PROJETO BÁSICO
RL-BR.116.RS-023-931-064-100=0

SETEMBRO/2013

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA SEGUNDA PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA E ACESSOS

Rodovia:	**BR-116/RS**
Trecho:	**DIV SC/RS (RIO PELOTAS) JAGUARÃO (FRONTEIRA BR/UR)**
Subtrecho:	**ENTR BR-290(A)/386(B) (PORTO ALEGRE) – ENTR BR-290(B) (P/ELDORADO DO SUL)**
Segmento:	**km 267,5 a 282,8**
Extensão:	**15,3 km**
Código PNV:	**116BRS3250 e 116BRS3260**

RELATÓRIO FINAL DO PROJETO BÁSICO

RL-BR.116.RS-023-931-064-100=0

Supervisão:	Diretoria de Planejamento e Pesquisa
Coordenação:	Coordenação Geral de Desenvolvimento e Projeto
Fiscalização:	Superintendência Regional no Estado do Rio Grande do Sul
Elaboração:	ENGEVIX Engenharia S.A.
Contrato:	PP-00.0.00.0650/12-00
Processo:	50600.034339/2011-80
Edital:	66/2012-00
Código Engevix:	P00182/00-10-RL-0100

SETEMBRO/2013

SUMÁRIO

1. APRESENTAÇÃO 01
2 INTRODUÇÃO 07
3 ESTUDOS DE TRAFEGO 10
4 ESTUDOS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS 21
5 ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS 35
6 ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E BATIMÉTRICOS 46
7 ESTUDOS DE TRAÇADO E PROJETO GEOMÉTRICO 52
8 PROJETO DE TERRAPLENAGEM 59
9 PROJETO DE OAE 62
10 PROJETO DE DRENAGEM 84
11 PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO 87
12 PROJETO DE SINALIZAÇÃO 95
13 COMPONENTE AMBIENTAL 112
14 SERVIÇOS COMPLEMENTARES SOLICITADOS PELO DNIT 116
15 TERMO DE ENCERRAMENTO 130

1. APRESENTAÇÃO

1. APRESENTAÇÃO

A ENGEVIX Engenharia S.A. apresenta o Relatório Final do Projeto Básico em conformidade aos serviços contratos, assim como demais informações conforme segue:

1. Empresa: ENGEVIX Engenharia S.A.

2. DNIT: SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

3. Relatório Final do Projeto Básico

4. Dados Contratuais

   - Número do contrato: PP-00.0.00.0650/12-00
   - Data de assinatura: 28 de setembro de 2012
   - Data de Publicação no DOU: 16 de outubro de 2012
   - Número do Processo Administrativo Base: 50600.034339/2011-80

   Objeto do Contrato: Contrato de Empreitada por preço global para Execução de Serviços de Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para a Construção de uma segunda Ponte sobre o Rio Guaíba e Acessos, na BR-116/RS no Estado do Rio Grande do Sul, Lote Único.

   - Extensão: 15,3 km
   - Prazo de Execução: 540 (quinhentos e quarenta) dias
   - Ordem de Início dos Serviços: 30 de outubro de 2012
   - Data da Licitação: 08 de maio de 2012
   - Data da Publicação do Resultado da Licitação no DOU: 03 de agosto de 2012
   -

5. Período de Abrangência do Projeto de Engenharia – Fase Básica:
   O presente relatório abrange o período de 30/10/12 a 26/09/13.

6. Constituição do Relatório Final do Projeto Básico:

   1.1.2-Estudo de Tráfego

   - ✓ RL-BR.116.RS-023-723-064-100=0.

   1.1.3-Estudos Geológicos / Geotécnicos

   - ✓ RL-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.01
   - ✓ RL-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.02
   - ✓ MC-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.01
   - ✓ MC-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.02
   - ✓ DE-BR.116.RS-023-725-064-100=0.
   - ✓ MD-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.01
   - ✓ ET-BR.116.RS-023-725-064-100-fl.01.

   1.1.4-Estudos Hidrológicos e Hidráulicos

   - ✓ RL-BR.116.RS-023-726-064-100=0.

1.1.5-Estudos Topográficos e Aerofotogrametria

- ✓ RL-BR.116.RS-023-111-064-100-fl.01
- ✓ DE-BR.116.RS-023-111-064-100=0.

1.1.6-Estudos de Traçado e Projeto Geométrico

- ✓ MC-BR.116.RS-023-753-064-100=0
- ✓ MD-BR.116.RS-023-753-064-100=0
- ✓ DE-BR.116-RS-023-753-064-100=0

1.1.7-Projeto de Terraplenagem

- ✓ MC-BR.116-RS-023-752-064-100-fl.01.

1.1.8-Projeto OAE

PONTE SOBRE O RIO GUAIBA – VÃOS NAVEGÁVEIS.

- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.11 Tomo 01
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.02 Tomo 02
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.07
- ✓ DE-BR.116.RS-023-747-064-100=0.

TRECHO VIA ELEVADA

- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.03
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.08
- ✓ DE-BR.116.RS-023-747-064-100=0
- ✓ MD-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.02.

ALARGAMENTO SOBRE O SACO DO ALEMOA

- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.04
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.09
- ✓ DE-BR.116.RS-023-747-064-100=0.

COMPLEXO RUA TEODORA

- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.01
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.06
- ✓ DE-BR.116.RS-023-747-064-100=0.

CONEXÃO NA BR116-290 – RAMOS H e I.

- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.05
- ✓ MC-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.10
- ✓ DE-BR.116.RS-023-747-064-100=0
- ✓ MD-BR.116.RS-023-747-064-100-fl.01.

1.1.9-Projeto de Drenagem e OAC

- ✓ IS-BR.116.RS-023-744-064-100=0
- ✓ MC-BR.116.RS-023-744-064-100-fl.01
- ✓ MC-BR.116.RS-023-744-064-100-fl.02
- ✓ DE-BR.116.RS-023-744-064-100=0.

1.1.10-Projeto de Pavimentação

- ✓ MC-BR.116.RS-023-750-064-100-fl.01
- ✓ MC-BR.116.RS-023-750-064-100-fl.02
- ✓ DE-BR.116.RS-023-750-064-100=0.

1.1.11-Projeto de Sinalização

- ✓ MC-BR.116.RS-023-751-064-100=0
- ✓ RL-BR.116.RS-023-751-064-100=0.
- ✓ DE-BR.116.RS-023-751-064-100=0

1.1.13-Componente Ambiental

- ✓ RA-BR.116.RS-023-733-064-100=0
- ✓ RA-BR.116.RS-023-733-064-100-fl.02.

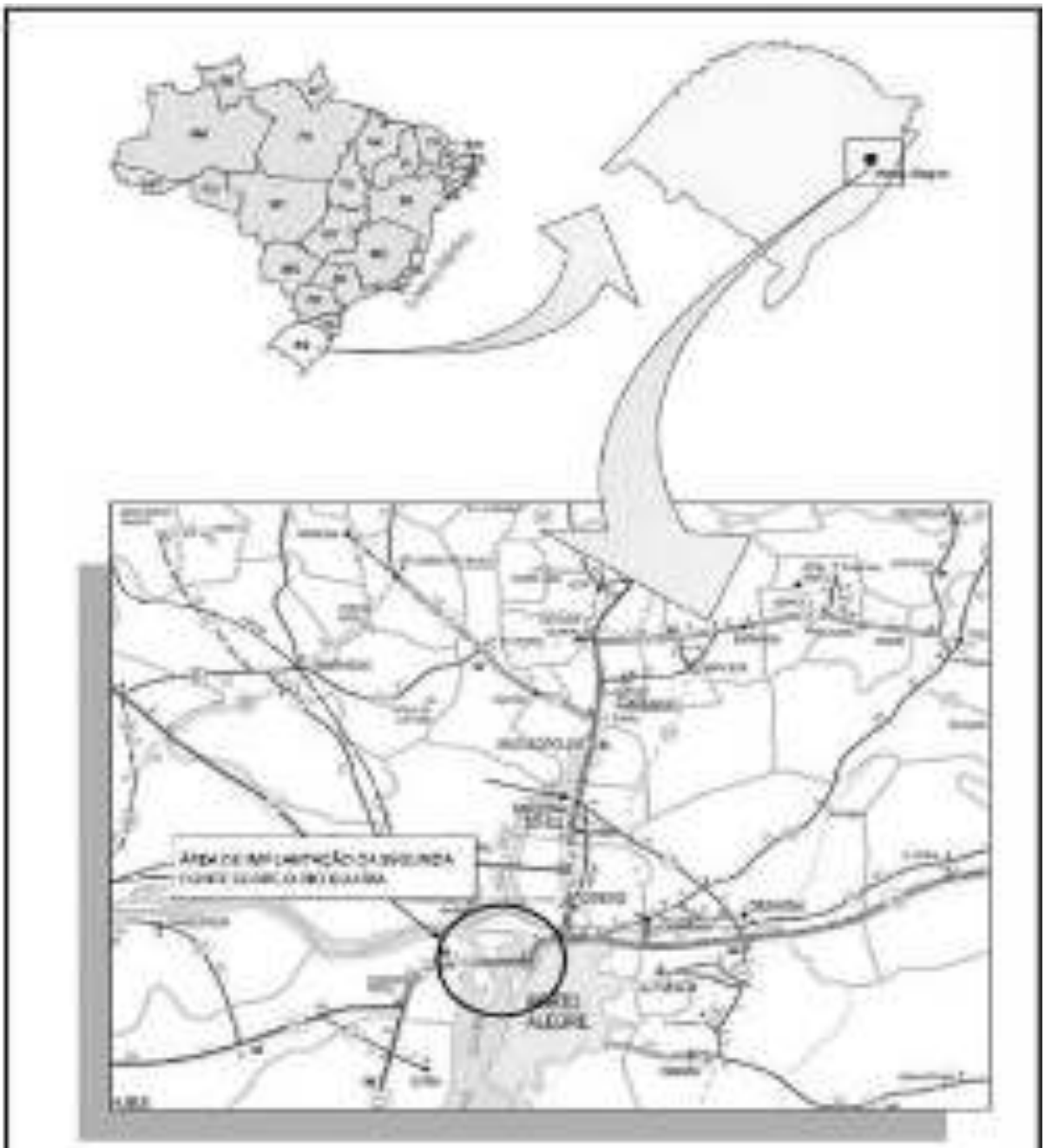
1.1.14-Orçamento

- ✓ OR-BR.116.RS-023-902-064-100-fl.01.

A seguir apresentamos o Mapa de Situação do trecho objeto deste contrato, bem como, foto aérea ilustrando a alternativa detalhada.

ENGEVIX Engenharia S.A

Eng. Wilson Vieira
RG. 04.607.737 SSP/SP
CPF: 722.634.588-91
Representante Legal



	PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA CONSTRUÇÃO DE UMA RODOVIA PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA E ACESSOS
	MAPA DE LOCALIZAÇÃO

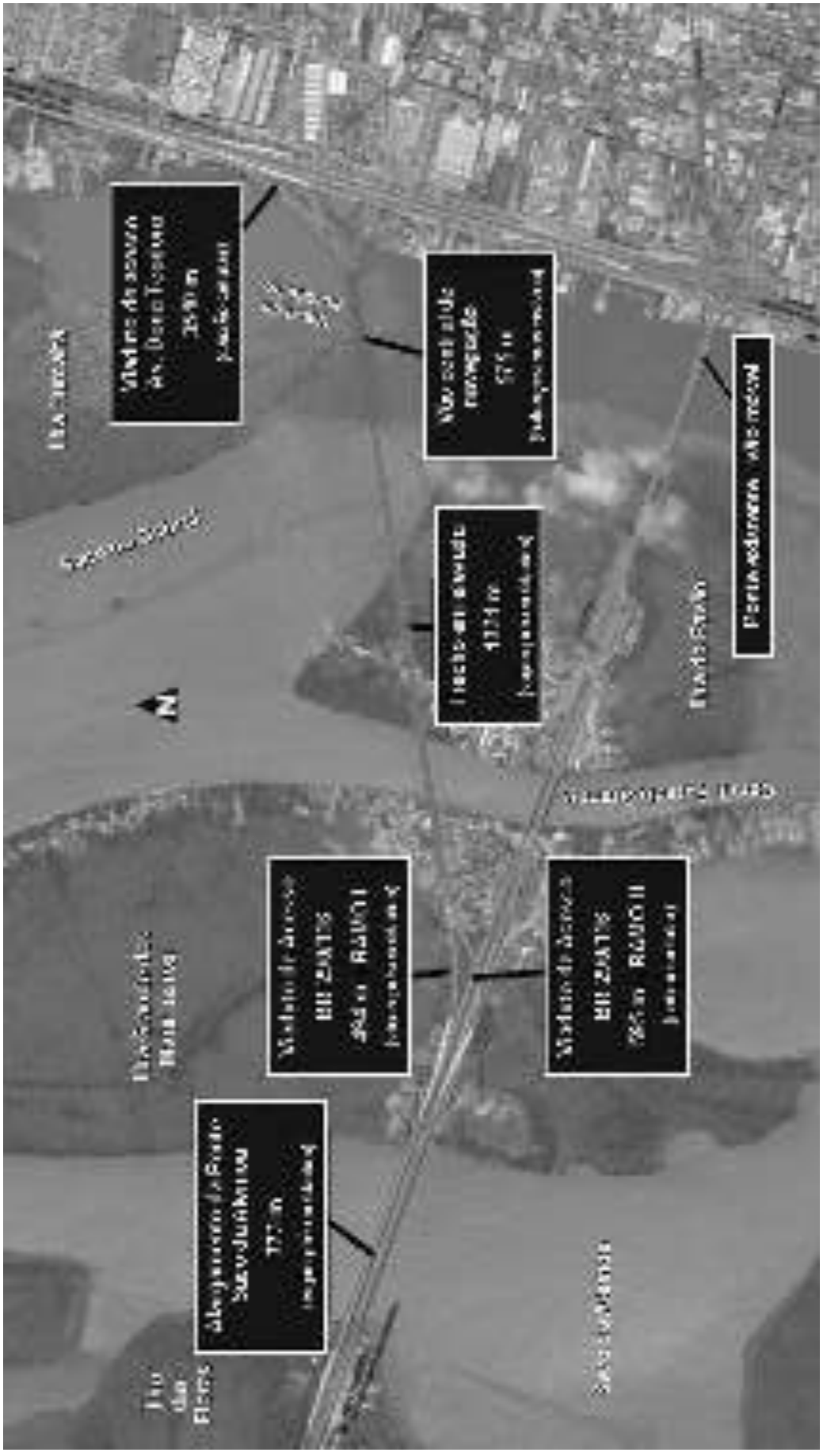


FOTO AÉREA COM A ALTERNATIVA DETALHADA

2. INTRODUÇÃO

2. INTRODUÇÃO

O Projeto Executivo da segunda Ponte Rodoviária sobre o Rio Guaíba foi contratado pelo DNIT, a ENGEVIX completou a Fase de Projeto Básico em Setembro de 2013.

O Projeto está sendo desenvolvido com base em alternativa escolhida (alternativa 04) no EVTEA fornecido pelo DNIT na ocasião da Concorrência.

As principais características desse projeto são:

1. Ponte sobre o Rio Guaíba , com 1,8 km, dividida em Dois trechos:

a.) Primeiro com Vãos de Navegação de 142,67m em avanços sucessivos, com largura 28,06m numa extensão total de 575m.

b.) Segundo em **Trecho Elevado**, em vigas pré-moldadas, com 32 vãos de 41m, com seção com largura de 26,91m, com duas faixas de tráfego e acostamento por sentido, totalizando 1331m.

2. Dois Viadutos de acesso na conexão com a BR 116/290,

a.) Primeiro no sentido Porto Alegre-Pelotas, em vigas pré-moldadas, com extensão de 494m,

b.) Segundo no sentido contrário, em seção celular (em caixão), com extensão de 595m, os dois com largura de 13,60m, com duas faixas de tráfego e acostamento.

3.Sete viadutos em seções celulares (vigas caixão),

- Com extensão total de 3,54km, com largura de 11,30m, com duas faixas de tráfego, na Interconexão sobre a Av. Castello Branco, contemplando todos os movimentos da nova travessia com a BR 116/290 (Norte) e também com a Av. Dona Teodora.

4. Alargamento da ponte existente sobre o Saco da Alemoa,

- Sentido Porto Alegre-Pelotas, em vigas pré-moldadas, com 773m de extensão e largura de 8,4m , com uma faixa adicional de tráfego, acostamento e passeio.

A extensão total do trecho projetado considerando o ponto de conexão inicial na Av. Dona Teodora (início do ramo de acesso a ponte nova),no Bairro dos Navegantes, afastado ao Norte da ponte existente aproximadamente 1,0km, e, no outro extremo, a interconexão na Ilha Grande dos Marinheiros junto à cabeceira da

ponte sobre o Saco da Alemoa (margem esquerda do canal), é de 3,42km, considerando o alargamento daquela ponte, temos uma extensão total de 4,22km.

Quanto à navegação, o traçado mantém a travessia sobre dois canais de navegação, Saco do Cabral e Canal do Furadinho, muito próximos e com média esconsidade.

No trecho sobre os canais de navegação foi projetada ponte por balanços sucessivos com aduelas concretadas no local e solução de tabuleiro com lajes laterais apoiadas sobre mãos francesas pré-moldadas e "aleta extra dorsal" como prolongamento natural da alma central, no meio do caixão, protendida junto ao resto da seção transversal, sendo um elemento resistente à carga permanente e às cargas móveis. As aletas dorsais apresentam uma geometria triangular com máxima altura acima do pilar, respeitando o gabarito de navegação aérea, com máxima altura acima do pilar e mínima no centro do vão. No caso da ponte sobre o Rio Guaíba a aleta dorsal chega até ¼ do vão a vencer, isto é uns 36m. Pode ser considerada uma ponte viga singular com diafragmas protendidos de grande altura e, portanto, uma ponte fronteira entre as pontes viga e as pontes estaiadas. O projeto deste trecho de ponte atende às rígidas restrições simultâneas ao nível de gabarito de navegação aérea e marítima.

3. ESTUDOS DE TRAFEGO

3. ESTUDOS DE TRAFEGO

3.1 APRESENTAÇÃO.

O presente estudo foi executado tendo como referência as recomendações da Instrução de Serviço para Estudos de Tráfego em Rodovias (IS-201) e o Manual de Estudos de Tráfego (2006) do DNIT.

Em 2010 foram realizados estudos de tráfego preliminares para a Ponte do Guaíba. Esses estudos tiveram por objetivo dar subsídios para a definição do traçado e padrão da nova rodovia, definição da classe da rodovia a ser implantada e dimensionamento das características técnicas. Os estudos atuais visaram atualizar os estudos de 2010, avaliando as condições de circulação e capacidade da alternativa escolhida através dos estudos preliminares.

Para a realização deste estudo foram realizadas novas contagens classificadas e pesquisas de origem e destino. Os novos levantamentos permitiram a verificação das projeções de tráfego e atualização as matrizes de origem e destino. Além desses dados, também foram utilizados dados dos estudos realizados em 2010 e de outras fontes secundárias. Esses dados foram utilizados para estimar os fatores de sazonalidade e realizar a projeção de tráfego.

O ano de 2013 foi considerado como ano base para o ajuste das matrizes de origem e destino e para as projeções de demanda. O ano de 2015 foi considerado como ano base para as simulações, pois corresponde ao ano previsto para entrada em serviço da nova ponte. Também foram realizadas simulações de tráfego para os anos de 2020, 2025, 2030, 2035, 2040. 2045 e 2050 (5, 10, 15, 20, 25, 30 e 35 anos após o início de operação da nova ponte). As estimativas de tráfego para a ponte nos anos intermediários foram obtidas através de interpolação dos volumes, considerando uma taxa de variação constante do tráfego dentro do período.

A estimativa da demanda futura foi realizada utilizando um modelo de alocação de tráfego que considera as características geométricas e de operação da via, além da velocidade exercida pelos condutores e custos generalizados de deslocamento. Para a realização das simulações de tráfego foi usado o programa TransCAD versão 5.0 desenvolvido pela empresa Caliper dos Estados Unidos. O TransCAD é um aplicativo de planejamento de transportes que incorpora todas as funções de um modelo 4 etapas em um Sistema de Informações Geográficas (SIG). Isso faz com que seja possível utilizar bases de dados georreferenciados na elaboração dos modelos e exibir os resultados das simulações sob a forma de mapas.

A rede utilizada no estudo foi construída com base nos logradouros da Região Metropolitana de Porto Alegre (RMPA) e a rede de rodovias brasileiras para o restante da área de estudo.

A FIGURA 3.1 apresenta um fluxograma que ilustra o processo de modelagem realizado. Primeiramente foram feitos os levantamentos de campo: contagem

classificada de veículos e entrevistas de origem e destino próximo à ponte atual. As entrevistas de origem e destino deram origem à uma matriz base que, juntamente com as contagens de tráfego e a rede base de transportes, possibilitaram a calibração do modelo.

A calibração do modelo consiste em realizar ajustes na rede e nas matrizes de origem e destino para que ela represente adequadamente os fluxos de veículos observados nas contagens de tráfego. Como resultado desse processo são geradas novas matrizes de origem e destino. À rede de transportes calibrada foi adicionada a nova ponte, configurada como alternativa viária. A rede viária futura foi formada combinando a rede calibrada com a nova ponte. A projeção de demanda utiliza a matriz de origem e destino e as estimativas de crescimento da economia para prever a demanda futura. O resultado desse processo matrizes contendo os volumes de veículos esperados nos anos futuros.

A etapa de simulações consiste na alocação das matrizes futuras nas diferentes alternativas de rede. Os resultados das simulações são expandidos e analisados permitindo conhecer o tráfego e o nível de serviço da rodovia nos anos futuros.

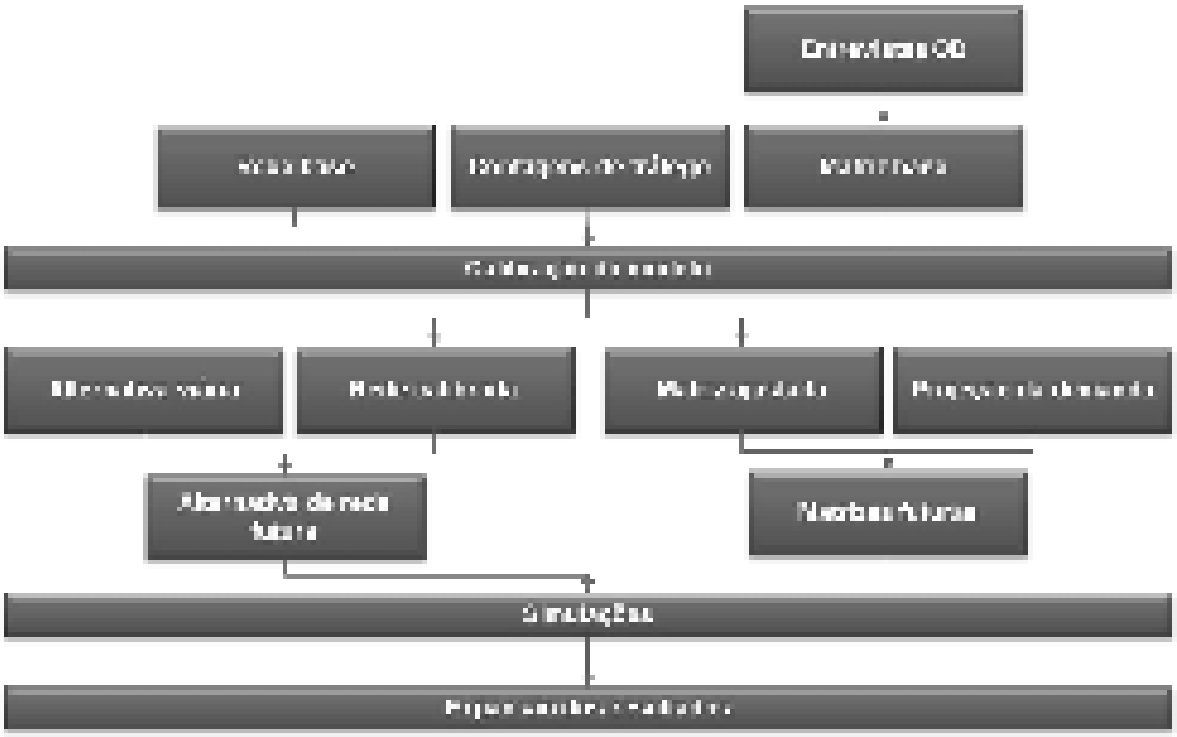


Figura 3.1. – Fluxograma do estudo de tráfego.

O estudo de tráfego foi dividido em 9 capítulos e um apêndice. No primeiro capítulo foi feita uma apresentação do estudo, com a descrição das etapas de modelagem. No capítulo 2 “INTRODUÇÃO” foi feita uma descrição da importância da travessia na ligação do Sul e fronteira Oeste do Estado com a capital e da ligação

Norte-Sul do Brasil com o Uruguai através das BR-116 e BR-290 além de uma pequena descrição da nova ponte.

No capítulo 3 “ÁREA DE ESTUDO” foi feita uma descrição da área de estudo. No capítulo seguinte, “LEVANTAMENTO DE DADOS”, foram descritos os dados existentes utilizados para a realização do presente estudo e a metodologia e os resultados dos novos levantamentos de dados realizados para esse estudo.

No capítulo 5 “DETERMINAÇÃO DO TRÁFEGO ATUAL foram apresentados os dados e os cálculos feitos para correção dos fatores sazonais sobre as contagens realizadas, chegando à uma estimativa do VDM anual. No capítulo 6 “MODELO DE SIMULAÇÃO” foram apresentados os elementos que compõem o modelo (zonas de tráfego, rede de transportes, matriz de origem e destino), a metodologia utilizada para alocação de tráfego e calibração do modelo, além dos parâmetros de alocação.

No capítulo 7 “ESTIMATIVA DE TRÁFEGO FUTURO” foram realizadas projeções de tráfego para os anos futuros (2015, 2020, 2025, 2030, 2035, 2040, 2045 e 2050). O capitulo 8 apresenta uma análise do resultado das simulações indicando as economias de tempo e distância decorrentes da implantação do projeto. No capítulo 9 “ESTIMATIVA DO NÚMERO “N” E NÍVEL DE SERVIÇO “foram apresentadas as metodologias adotadas para as estimativas do número “N” e do nível de serviço, bem como os resultados obtidos.

No capítulo final, “CONSIDERAÇÕES FINAIS” é feito um resumo do estudo de tráfego e apresentadas considerações baseadas nos resultados da modelagem. No apêndice I estão apresentadas as contagens classificadas de veículos para os dias pesquisados.

3.2 ESTIMATIVA DO TRÁFEGO FUTURO

A estimativa do tráfego futuro foi realizada levando em consideração as estimativas realizadas nos estudos preliminares de tráfego para a ponte do Guaíba de 2010 e as contagens realizadas no mesmo local para o estudo atual.

O VDMa calculado nos estudos de 2010 foi de 40.110 veículos. A contagem de 2013 ajustada resultou em um VDMa igual a 50.980. A diferença de 10.870 veículos significa um aumento de aproximadamente 27% no volume total de veículos em um período de 3 anos, ou seja, um crescimento de cerca de 8,3% ao ano.

Segundo o estudo de tráfego preliminar de 2010, utilizando as taxas de projeção do tráfego para automóveis e veículos de carga determinadas naquele estudo, o volume estimado para 2013 na ponte era de 49.400 veículos, cerca de 1.580 veículos a menos que o observado atualmente. Por essa diferença ser mínima (cerca de 3% do volume total observado atualmente), para as projeções de tráfego futuro optou-se por utilizar as mesmas taxas de projeção estimadas em 2010.

Dessa forma, a estimativa do tráfego durante o horizonte de projeto foi realizada através da simulação da rede alocando o tráfego futuro projetado para 2015 (ano de início de operação previsto para o projeto) e a cada 5 anos até o ano de 2050 (ano horizonte de projeto). A projeção das matrizes de origem e destino para cada um destes anos foi realizada através de um modelo de geração de viagens. Esse modelo considera que o volume de viagens atraído e produzido por cada zona de tráfego está relacionado com o desempenho econômico da região na qual a zona de tráfego está inserida.

O crescimento do tráfego foi realizado considerando uma taxa de crescimento uniforma aplicada às matrizes de origem e destino. As estimativas de crescimento foram realizadas com base nas projeções de crescimento do PIB de forma separada para automóveis e veículos de carga.

3.3 PROJEÇÃO DAS MATRIZES DE ORIGEM E DESTINO

A Tabela a seguir apresenta os volumes projetados para as matrizes de origem e destino para todos os anos. Foram simulados os anos destacados abaixo que correspondem à situação atual (2013), ano de início de serviço da ponte (2015), e de 5 em 5 anos até 35 anos após o início de operação (2020, 2025, 2030, 2035, 2040, 2045 e 2050). Os demais anos foram obtidos através de interpolação.

Volumes projetados por ano por categoria agregada.

Ano	Auto	Ônibus	Carga leve	Carga média	Carga pesada	Total
2013	**44.470**	**2.220**	**5.280**	**2.320**	**2.240**	**56.530**
2014	46.180	2.310	5.490	2.410	2.330	58.720
2015	**47.800**	**2.400**	**5.710**	**2.510**	**2.410**	**60.830**
2016	49.420	2.480	5.910	2.590	2.490	62.890
2017	51.060	2.570	6.110	2.680	2.590	65.010
2018	52.810	2.650	6.320	2.780	2.670	67.230
2019	54.480	2.750	6.540	2.870	2.760	69.400
2020	**56.180**	**2.840**	**6.750**	**2.960**	**2.860**	**71.590**
2021	58.060	2.920	6.960	3.060	2.950	73.950
2022	59.780	3.030	7.210	3.160	3.050	76.230
2023	61.510	3.120	7.440	3.260	3.140	78.470
2024	63.520	3.210	7.650	3.350	3.240	80.970
2025	**65.270**	**3.320**	**7.910**	**3.470**	**3.340**	**83.310**
Ano	**Auto**	**Ônibus**	**Carga leve**	**Carga média**	**Carga pesada**	**Total**
2026	67.020	3.410	8.130	3.560	3.450	85.570
2027	69.160	3.510	8.360	3.670	3.540	88.240
2028	70.930	3.610	8.590	3.760	3.640	90.530
2029	72.690	3.720	8.860	3.890	3.750	92.910
2030	**74.940**	**3.820**	**9.090**	**3.990**	**3.850**	**95.690**
2031	76.710	3.910	9.320	4.080	3.940	97.960
2032	77.950	4.010	9.550	4.190	4.040	99.740
2033	79.790	4.080	9.710	4.260	4.110	101.950
2034	81.000	4.150	9.870	4.330	4.180	103.530
2035	**82.180**	**4.250**	**10.110**	**4.440**	**4.270**	**105.250**
2036	84.070	4.310	10.260	4.490	4.340	107.470
2037	85.210	4.370	10.410	4.560	4.400	108.950
2038	86.320	4.430	10.550	4.620	4.460	110.380
2039	88.240	4.540	10.800	4.740	4.560	112.880
2040	**89.290**	**4.590**	**10.940**	**4.800**	**4.620**	**114.240**
2041	90.320	4.650	11.070	4.860	4.680	115.580
2042	92.270	4.750	11.320	4.960	4.790	118.090
2043	93.240	4.810	11.450	5.020	4.850	119.370
2044	94.140	4.860	11.580	5.080	4.890	120.550
2045	**96.120**	**4.960**	**11.820**	**5.190**	**5.000**	**123.090**
2046	96.980	5.010	11.940	5.240	5.060	124.230
2047	97.760	5.070	12.060	5.280	5.090	125.260
2048	99.750	5.100	12.150	5.330	5.140	127.470
2049	100.480	5.210	12.410	5.450	5.250	128.800
2050	**101.140**	**5.250**	**12.510**	**5.480**	**5.290**	**129.670**

Os valores estão arredondados em múltiplos de 10.

3.4 ESTIMATIVA DO NUMERO "N" E NÍVEL DE SERVIÇO

A seguir estão descritas as metodologias aplicadas e os resultados obtidos na estimativa do número "N" e nível de serviço HCM e V/C. Nesse capítulo também são feitas algumas análises referente aos resultados do modelo.

3.4.1 Estimativa do Número “N”.

O número “N” é o número de repetições (ou operações) dos eixos dos veículos equivalentes às solicitações do eixo padrão rodoviário de 80 kN (8,2 toneladas) durante o período considerado de vida útil do pavimento. Esse parâmetro é utilizado para o dimensionamento de pavimentos.

Nesse estudo o número de eixos equivalentes foi calculado usando a metodologia ESALF (*Equivalent Standard Axle Load Factor* – Carga de Eixo Individual Equivalente) que foi desenvolvida pela Associação Americana de Rodovias e Transporte (*American Association of State Highway and Transportation Official* - AASHTO) e determina a carga equivalente por eixo que uma rodovia será exposta durante o horizonte de projeto.

O método ESALF estima a carga equivalente por eixo para o dimensionamento do pavimento de uma rodovia levando em consideração o tipo de pavimento: rígido ou flexível.

Para calcular o ESALF é necessária uma estimativa do tráfego futuro da rodovia (ano horizonte de projeto). Como o tráfego de uma rodovia é composto por veículos de diferentes dimensões, número de eixos e pesos, esse fluxo deve ser convertido para uma carga por eixo equivalente.

O fator de distribuição por faixas de tráfego é utilizado em rodovias com 2 ou mais faixas de tráfego por sentido. Esse fator busca distribuir o tráfego de caminhões entre as faixas, uma vez que o número de caminhões trafegando na faixa interna não é igual à quantidade de veículos pesados que utilizam as faixas externas das rodovias. Para rodovias com 2 faixas por sentido o fator é igual a 0,7 e para rodovias com 3 faixas ou mais é igual a 0,6.

O Manual de Estudos de Tráfego do DNIT apresenta os valores máximos de f_v por tipo de veículo considerando os limites de pesos máximos admitidos legalmente por eixo e por veículo no país. O cálculo do número ESALF para a ponte está apresentado na Tabela 3.4.1 e o valor acumulado, na Tabela 3.4.2.

A determinação do número “N” foi realizada para o período de 35 anos a contar da data prevista de início de operação da rodovia. As avaliações foram realizadas utilizando o método ESALF (recomendado pelo DNIT) para os anos 2015, 2020, 2025, 2030, 2035, 2040, 2045 e 2050. Os valores para os anos intermediários foram obtidos por interpolação dos volumes de tráfego.

Tabela 3.4.1 – Número ESALF por ano para 2015 à 2050, para todos os cenários.

Ano				
	Ponte atual	**Ponte atual**	**Ponte nova**	**Ponte nova**
2015	6,18E+06	1,96E+06	4,26E+06	6,22E+06
2016	6,39E+06	2,02E+06	4,41E+06	6,43E+06
2017	6,61E+06	2,09E+06	4,57E+06	6,65E+06
2018	6,84E+06	2,16E+06	4,73E+06	6,88E+06
2019	7,07E+06	2,23E+06	4,90E+06	7,12E+06
2020	7,31E+06	2,30E+06	5,07E+06	7,36E+06
2021	7,54E+06	2,37E+06	5,24E+06	7,60E+06
2022	7,78E+06	2,44E+06	5,41E+06	7,84E+06
2023	8,03E+06	2,52E+06	5,59E+06	8,09E+06
2024	8,29E+06	2,59E+06	5,77E+06	8,35E+06
2025	8,55E+06	2,67E+06	5,96E+06	8,62E+06
2026	8,78E+06	2,73E+06	6,14E+06	8,86E+06
2027	9,02E+06	2,79E+06	6,33E+06	9,11E+06
2028	9,27E+06	2,85E+06	6,52E+06	9,37E+06
2029	9,52E+06	2,91E+06	6,72E+06	9,63E+06
2030	9,78E+06	2,97E+06	6,92E+06	9,90E+06
2031	9,98E+06	3,01E+06	7,09E+06	1,01E+07
2032	1,02E+07	3,04E+06	7,27E+06	1,03E+07
2033	1,04E+07	3,08E+06	7,46E+06	1,05E+07
2034	1,06E+07	3,11E+06	7,65E+06	1,08E+07
2035	1,08E+07	3,15E+06	7,84E+06	1,10E+07
2036	1,10E+07	3,18E+06	7,98E+06	1,12E+07
2037	1,12E+07	3,21E+06	8,12E+06	1,14E+07
2038	1,13E+07	3,23E+06	8,27E+06	1,15E+07
2039	1,15E+07	3,26E+06	8,42E+06	1,17E+07
2040	1,17E+07	3,29E+06	8,57E+06	1,19E+07
2041	1,19E+07	3,32E+06	8,72E+06	1,21E+07
2042	1,21E+07	3,36E+06	8,86E+06	1,23E+07
2043	1,22E+07	3,39E+06	9,01E+06	1,24E+07
2044	1,24E+07	3,43E+06	9,16E+06	1,26E+07
2045	1,26E+07	3,46E+06	9,32E+06	1,28E+07
2046	1,27E+07	3,49E+06	9,42E+06	1,29E+07
2047	1,29E+07	3,52E+06	9,52E+06	1,30E+07
2048	1,30E+07	3,56E+06	9,62E+06	1,32E+07
2049	1,32E+07	3,59E+06	9,72E+06	1,33E+07
2050	1,33E+07	3,62E+06	9,82E+06	1,34E+07

Elaboração própria.

Tabela 3.4.2 – Número ESALF acumulado por ano para 2015 à 2050, para todos os cenários.

Ano				
	Ponte atual	**Ponte atual**	**Ponte nova**	**Ponte nova**
2015	6,18E+06	1,96E+06	4,26E+06	6,22E+06
2016	1,26E+07	3,98E+06	8,67E+06	1,27E+07
2017	1,92E+07	6,07E+06	1,32E+07	1,93E+07
2018	2,60E+07	8,23E+06	1,80E+07	2,62E+07
2019	3,31E+07	1,05E+07	2,29E+07	3,33E+07
2020	4,04E+07	1,28E+07	2,79E+07	4,07E+07
2021	4,79E+07	1,51E+07	3,32E+07	4,83E+07
2022	5,57E+07	1,76E+07	3,86E+07	5,61E+07
2023	6,38E+07	2,01E+07	4,42E+07	6,42E+07
2024	7,20E+07	2,27E+07	4,99E+07	7,25E+07
2025	8,06E+07	2,53E+07	5,59E+07	8,12E+07
2026	8,94E+07	2,81E+07	6,20E+07	9,00E+07
2027	9,84E+07	3,09E+07	6,84E+07	9,91E+07
2028	1,08E+08	3,37E+07	7,49E+07	1,09E+08
2029	1,17E+08	3,66E+07	8,16E+07	1,18E+08
2030	1,27E+08	3,96E+07	8,85E+07	1,28E+08
2031	1,37E+08	4,26E+07	9,56E+07	1,38E+08
2032	1,47E+08	4,56E+07	1,03E+08	1,48E+08
2033	1,57E+08	4,87E+07	1,10E+08	1,59E+08
2034	1,68E+08	5,18E+07	1,18E+08	1,70E+08
2035	1,79E+08	5,50E+07	1,26E+08	1,81E+08
2036	1,90E+08	5,81E+07	1,34E+08	1,92E+08
2037	2,01E+08	6,14E+07	1,42E+08	2,03E+08
2038	2,12E+08	6,46E+07	1,50E+08	2,15E+08
2039	2,24E+08	6,78E+07	1,59E+08	2,27E+08
2040	2,36E+08	7,11E+07	1,67E+08	2,38E+08
2041	2,47E+08	7,45E+07	1,76E+08	2,51E+08
2042	2,59E+08	7,78E+07	1,85E+08	2,63E+08
2043	2,72E+08	8,12E+07	1,94E+08	2,75E+08
2044	2,84E+08	8,46E+07	2,03E+08	2,88E+08
2045	2,97E+08	8,81E+07	2,12E+08	3,01E+08
2046	3,09E+08	9,16E+07	2,22E+08	3,14E+08
2047	3,22E+08	9,51E+07	2,31E+08	3,27E+08
2048	3,35E+08	9,87E+07	2,41E+08	3,40E+08
2049	3,49E+08	1,02E+08	2,51E+08	3,53E+08
2050	3,62E+08	1,06E+08	2,60E+08	3,66E+08

3.5 AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

Para calcular o nível de serviço nas pontes foi utilizado o método de cálculo do *Highway Capacity Manual* (HCM 2000), publicado pelo *Transportation Research Board*, para a determinação do nível de serviço em trechos homogêneos de rodovias. O método é diferente para rodovias de pista simples, pista dupla com múltiplas faixas e *freeways*.

As rodovias de pista dupla têm controle de acesso parcial e podem ou não ter canteiro central. Os principais parâmetros associados ao nível de serviço são a velocidade, a liberdade de movimentação do veículo no fluxo de tráfego e a proximidade entre os veículos ou densidade. Os níveis de serviço em rodovias de pista dupla são determinados em função da:

- **Densidade máxima de tráfego na via;**
- **Velocidade de fluxo livre;**
- **Relação volume/capacidade.**

3.6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Esse estudo de tráfego foi realizado visando atender ao Termo de Referência do Edital de Licitação DNIT nº 50600.034339/2011-80, para a elaboração do projeto executivo de engenharia para a construção de uma segunda ponte rodoviária sobre o rio Guaíba e acessos na BR-116/RS.

A ponte atual é a principal ligação entre o Sul do estado e a Região Metropolitana de Porto Alegre (RMPA) e como resto do país. Essa ponte vem apresentando problemas nos últimos anos, bloqueando essa importante conexão rodoviária. As pequenas interrupções são suficientes para causar transtornos no tráfego de veículos e reclamação dos usuários da rodovia.

De acordo com os levantamentos realizados, o VDM atual da ponte é de aproximadamente 50.000 veículos, sendo 80% automóveis, 16% veículos de carga e 4% ônibus.

A demanda atual de veículos foi obtida através de contagens classificadas de fluxo de veículos realizadas na ponte existente. Além disso, foram utilizados dados pré-existentes na área de estudo, como os dados das praças de pedágio e dados dos estudos de tráfego preliminares da ponte do Guaíba de 2010.

O estudo foi realizado considerando um intervalo de estudo de 35 anos (de 2015 a 2050). Para a estimativa da demanda futura foi considerada uma taxa de crescimento para automóveis no período de 2,25 no Rio Grande do Sul e 2,27 para o Brasil. Já para caminhões a taxa de crescimento no período foi igual a 2,34 para o Rio Grande do Sul e de 2,37 para o Brasil.

Foi simulada a operação da ponte atual, ponte atual bloqueada, a operação das duas pontes simultaneamente e a operação da nova ponte com a ponte atual bloqueada. O ponto de conexão da nova ponte com a BR-290 está posicionado no prolongamento da Av. Dona Teodora, afastada ao norte da ponte existente aproximadamente 1,0 km. Esta alternativa tem aproximadamente 2,9 km de extensão.

A implantação da nova ponte representa uma pequena redução do veículo.km nos cenários com as duas pontes funcionando quando comparada a situação atual. A redução é bastante significativa quando é feita a comparação entre o cenário atual com a ponte bloqueada e no futuro com a ponte atual bloqueada, mas a nova ponte implantada. Da mesma forma que ocorre com o veículo.km, a redução no tempo de viagem é bastante significativa quando comparadas as situações com a ponte bloqueada.

Com a operação apenas da ponte atual, o nível de serviço HCM parte de “D” e chega em “E” em 2020. Em 2023 ela passará a operar em “F”, chegando ao limite de sua capacidade. Com a operação de ambas as pontes simultaneamente, a ponte atual irá operar em “C” a partir de 2024, chegando em “D” em 2044 e seguindo nesse nível de serviço até o horizonte de projeto. A nova ponte passará a operar em “C” em 2032 e chegará em “D” em 2046. Esse nível de serviço se manterá até 2050, horizonte de projeto. Com o bloqueio da ponte atual, a ponte nova terá desempenho semelhante à operação da ponte atual, passando a operar em “D” a partir de 2018, “E” em 2026, chegando à sua capacidade em 2030 com nível de serviço “F”.

Já na avaliação do nível de serviço V/C, com a operação apenas da ponte atual, o nível de serviço chega a “D” em 2025, “E” em 2029, sendo igual a “F” em 2034, ou seja, a partir de 2029 as condições de circulação na ponte atual serão significativamente piores, chegando próximo ao limite de operação dessa ponte. Já com a operação das duas pontes simultaneamente, até 2050 a ponte atual irá operar em nível de serviço “B” e a nova ponte irá operar em “A”, garantindo satisfatórias condições de circulação. Caso a ponte atual seja bloqueada, a nova ponte irá absorver parte do fluxo da ponte atual, passando a operar em “D” a partir de 2046, sem causar prejuízos à circulação de veículos.

4. ESTUDOS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS

4. ESTUDOS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS

4.1. MAPEAMENTO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

Apresentamos a seguir o resultado da avaliação geológico-geotécnica dos solos e rochas para fins de projeto de fundação da nova ponte sobre o Rio Guaiba, em Porto Alegre, RS.

Este estudo foi desenvolvido com base na interpretação de logs de sondagens a percussão e mistas, cujos boletins estão apresentados no Anexo A, inspeção amostral de testemunhos, análise geológica e interpretação integrada para subsidiar os projetos de fundação das pontes e dos aterros de encontro.

4.1.1. CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL

O local da ponte sobre o Guaiba está situado na zona de transição da região geomorfológica da Planície Costeira Interna para as regiões geomorfológicas mais interiores, do Planalto das Araucárias, da Depressão Central e do Planalto Sul-Riograndense. Refletem também mudança nas características geológicas, dos sedimentos das extensas planícies litorâneas para a região das serras formadas pelos derrames de basaltos e pelos gnaisse e granitos.

Ao sul da cidade de Porto Alegre ocorrem rochas gnáissicas e graniticas do Escudo Sul-Riograndense e ao norte as rochas sedimentares e basálticas da Bacia do Paraná (Figura 1).

O estreitamento da bacia de drenagem, função da presença das serras granitos-gnaissicas ao sul de Porto Alegre, é elemento que exerceu forte controle na formação dos sedimentos, tendo ocorrido fluxo intenso de água (enchurradas) e fluxo de detritos em um sistema de leques aluviais entrelaçados com sistema lagunares Pleistocênicos e Holocênicos. A montante deste estreitamento formou-se extensa planície pelo aporte de sedimentos dos rios Gravatai, dos Sinos, Caí e Jacuí, além de contribuições de sedimentos marinhos, lacustres e eólicos. A bacia de drenagem destes rios esta instalada predominantemente sobre as rochas vulcano sedimentares da bacia do Paraná, incluindo os basaltos da Fm. Serra Geral, os arenitos da Fm. Botucatu e os sedimentos argilo-siltosos e arenoso da Fm. Rosário do Sul, que foram a principal área fonte dos sedimentos.

A região representa um delta instalado nas cabeceiras do Lago Guaiba onde a história deposicional dos sedimentos esteve fortemente controlada pelas variações glacio-eustáticas do nível marinho ocorridas nos últimos 20 mil anos.

O mapa geológico da Figura 1 indica que o susbtrato rochoso é recoberto por unidades sedimentares formadas em diferentes ambientes deposicionais e, desta forma com características geológico-geotécnicas distintas. Os depóstos de tálus (TQ) situam-se mais a oeste e representam depósitos terrígenos de arenitos arcoseanos e

conglomerados de cores vermelhas a amarela, indicam corridas de detritos e movimentos de massa de grande intensidade. Nas lagunas, formadas pelos canais meandrantes ou barreiras marinhas com densa vegetação, formam-se argilas orgânicas pretas (Q3 e Q7) e nas porções mais a montante do Guaiba ocorrem os depósitos em ambiente de delta com argilas (Q1), e areias fluvio lacustres e eólicas.

Na região da planície o embasamento rochoso esta recoberto por sedimentos, porém pelas relações espaciais deve estar representado na área pelas rochas grantito gnaissicas do Escudo Sul Rio Grandense e pelas rochas sedimentares da Bacia do Paraná (Fm. Rosário do Sul e Botucatu). Dados das sondagens indicam a presença de gnaisses e basaltos na região da travessia do Guaíba.

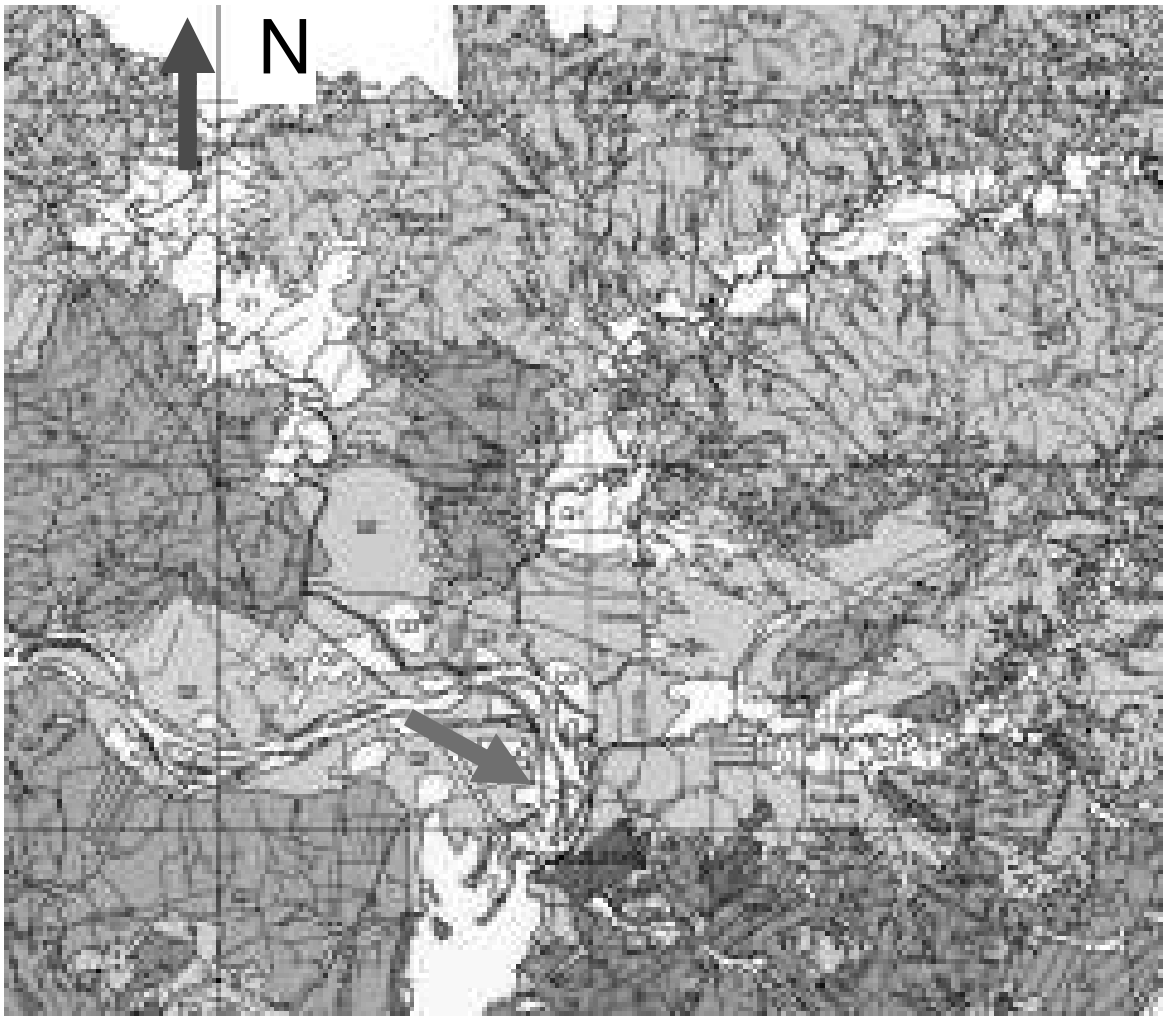


Figura 1 – Projeto Plano Diretor de Mineração da Região Metropolitana de Porto Alegre – PDM - CPRM, 2006 – escala 1:250.000, com indicação do local da obra.

Legenda do Mapa Geológico

Q1	Depósitos aluviais atuais, areias, siltes, argilas orgânicas
Q2	Depósitos fluvio, lacustres, eólicos; argilas e areias em sistema deltáico.
Q3	Depósitos lacustres e paludais, com materiais turfáceos heterogêneos, areias, siltes e argilas plásticas
Q7	Depóstos de lagunas e barreiras marinhas; argilas e areias intercamadas
TQ	Depósitos de leques aluviais, arenitos arcoseanos, conglomerados, veremelhos e amarelos
Ksg	Derrames, diques e sills de basalto e vulcânicas básicas a intermediárias do Serra Geral
JKb	Arenitos, predominantemente eólicos, localmente argilosos da Formação Botucatu
TRsc	Interestratificação de arenitos vermelhos maciços e arenitos rosados com conglomerados
Nm	Sienogranito vermelho, medio a grosso, localmente com pórfiros de feldspato - Tipo Morrinho
Nse	Sienogranito equigranulares a porfiríticos, rosado, com feldspato alcalino - Tipo Serra do Erval
Npmp	Metagranitóides porfiríticos, cinza, com foliação marcantes dos porfiroblastos - Granito-Gnaisses
Par	Ortognaisses com bandamento milimétrico de alto metamorfismo e deformação - Dorsal de Canguçu

4.1.2. DESCRIÇÃO DA CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A campanha de investigação geotécnica abrangeu cerca de 210 sondagens a percussão e cerca de 10 sondagens mistas, com profundidades variáveis de 30 a 60 metros ao longo do eixo das pistas e pontes a serem implantadas.

As sondagens foram executadas pelo processo de percussão e circulação de água, com uso de revestimento para estabilização das paredes dos furos e com ensaio SPT em intervalos de 1 metro, a partir do primeiro metro. As amostras foram coletadas em intervalos de 1 metro, do barrilhete amostrador do SPT, e acondicionadas em sacos plásticos devidamente etiquetados. Todas as sondagens foram avançadas até o impenetrável no ensaio de lavagem por tempo. Nas sondagens mistas, a partir do impenetrável foi iniciada sondagem rotativa com coroa diamantada, diâmetro BW ou NW, com amostragem contínua dos testemunhos e acondicionamento em caixas plásticas com tampa.

As amostras foram classificadas por geólogo e os logs finais das sondagens confeccionados em AutoCAD.

4.1.3. SEÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Foram elaboradas seções geotécnicas ao longo dos Ramos e pontes, incorporando todas as sondagens. O processo de confecção das seções geológico-geotécnicas segue metodologia onde os dados das sondagens são tornados digitais, seguindo um processo de classificação geotécnica e confecção automatizada dos logs de sondagem, em AutoCAD, na escala e formato desejados. Os dados das sondagens foram analisados, interpretados e classificados para gerar as seções geotécnicas factuais, onde são atribuídos padrões de hachura com diferentes cores para cada uma das unidades e os logs com o Nspt, profundidade das camadas e classificação são desenhados de forma automatizada em CAD. A interpretação geológica é feita diretamente na tela ou em papel, a depender do nível de detalhe e complexidade da geometria das unidades. A interpretação geológica, que é a interligação das varias sondagens, é feita de forma a refletir o modelo interpretativo da gênese dos solos.

A interpretação dos logs de sondagem e as informações da pesquisa bibliográfica indicam que o ambiente de formação do perfil de sedimentos é o de um delta em lago, com canais anastomosados e meandrantes e retrabalhamento intenso devido a ação dos processos dos ambientes fluviais, marinho raso, lagunar e eólico. As diversas unidades delimitadas nas seções tem continuidade lateral limitada, predominando os sedimentos arenosos, com lentes e camadas de argilas orgânicas, areias, pedregulhos, blocos rochosos, etc.. Na delimitação das unidades nas seções as classes foram agrupadas para individualizar os solos com diferentes características geotécnicas.

A análise das seções possibilitou a espacialização das informações e a identificação de situações geológicas características com importantes implicações na concepção e na execução do projeto das fundações da ponte.

4.1.4. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO LOCAL

O resultado das sondagens proporcionou novas informações sobre as condições geológicas da área e que foram consideradas nas análises geotécnicas e incorporadas na concepção dos projetos e planejamento das investigações complementares para projeto executivo.

As informações obtidas na pesquisa bibliográfica (Figura 1) indicam que o substrato rochoso na região da ponte esta recoberto por sedimentos, existindo falta de informações sobre suas características e distribuição. As sondagens mistas avançaram, além do impenetrável a percussão, entre 5 e 10 metros na rocha sã, mostrando diversidade litológica no substrato rochoso e uma zona de transição para o pacote de sedimentos que pode ser um contato brusco da rocha sã com o sedimento, ou pode conter blocos rochosos e pedregulhos de quartzo, gnaisses e basalto sobre substrato gnáissico ou basáltico.

Diversas sondagens atingiram basaltos e frequentemente mostraram a presença de vesículas e amigdalas, típicos dos derrames basálticos do Serra Geral. No entanto, o mapa geológico não indica a presença extensiva de basaltos nesta área. As ocorrências de basalto do Serra Geral estão mais a Norte e em cotas acima de 900 m. Desta forma a ocorrência de basaltos como parte do substrato rochoso pode estar ligada a presença de um grande dique ou sill de basalto/diabásio ou mesmo representar um grande bloco rochoso abatido a época da fase de rift. O croqui da figura indica a macro-distribuição das unidades e a variação do tipo litológico do substrato rochoso ao longo do trecho da ponte para travessia do Guaíba.

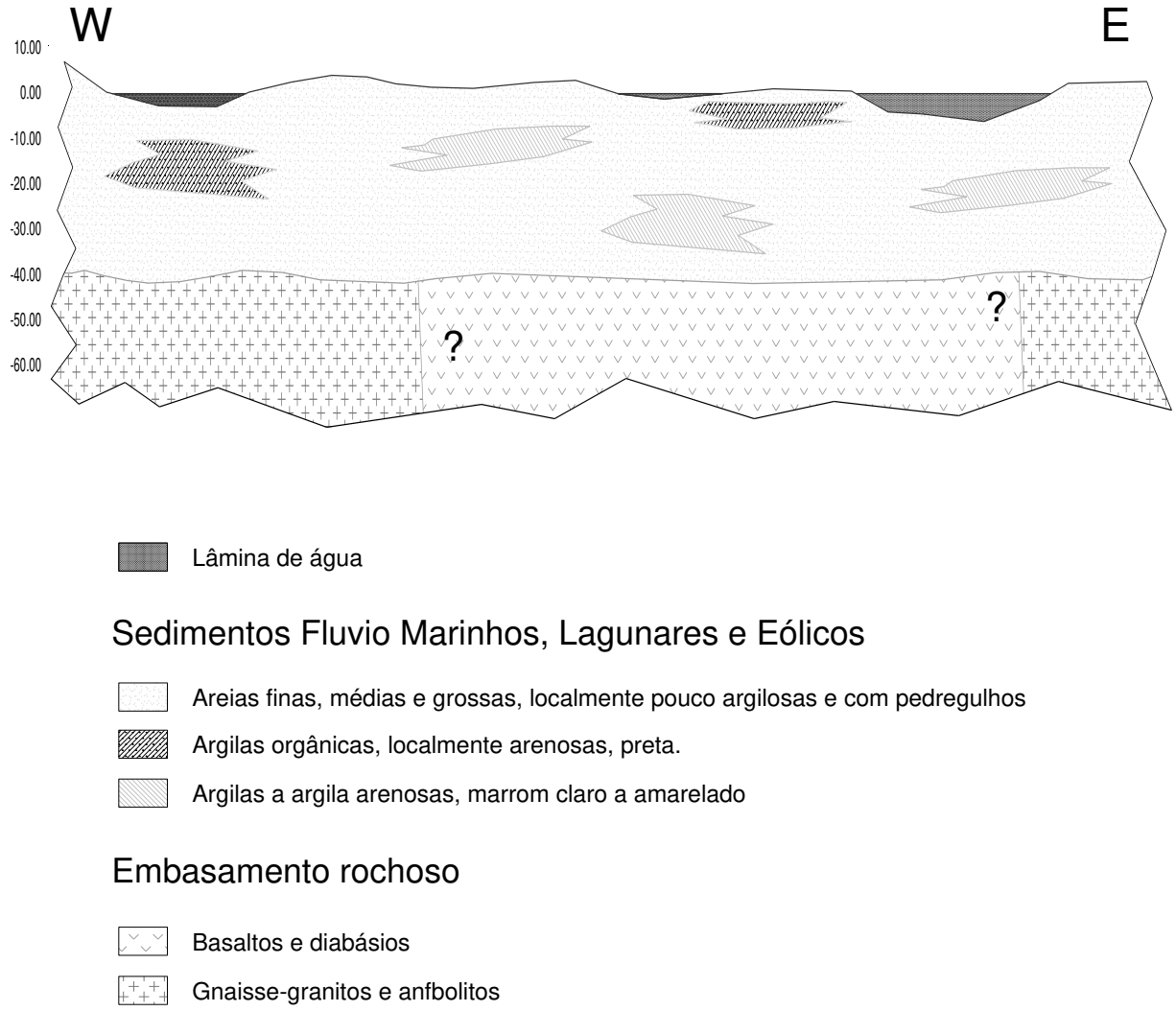


Figura – Seção geológica esquemática ao longo do eixo das pontes, mostrando a variação litológica do embasamento rochoso – gnaisse-granitos e basaltos.

As características da transição solo/rocha variam ao longo do traçado da nova ponte, tendo importantes implicações na concepção do projeto e na especificação das investigações complementares para projeto executivo. Suspeita-se ainda que muitos impenetráveis das sondagens a percussão possam representar níveis de blocos ou mesmo pedregulho grossos, semelhante ao que foi identificado em várias das sondagens mistas.

A interpretação geológica mostra a ocorrência de rochas do embasamento cristalino (gnaisses, granitos, anfibolitos e milonitos), nas duas extremidades da obra, enquanto que nas porções centrais da obra os sedimentos estão assentados sobre rochas basálticas sãs, com vesículas e amigdalas, muito fraturadas, e com níveis de solo/pedregulhos em meio a camadas do basalto.

Desta forma as características geológico-geotécnicas da zona de topo de rocha são diferentes para a região dos gnaisse-granitos e para a região dos basaltos, conforme detalhado a seguir.

4.1.4.1. REGIÃO DOS BASALTOS

Caracterizam-se como diques, sills e derrames, incluem os diabásios, de coloração preta a cinza escura, maciço, textura afanitica, ocorrências de níveis de argila cinza esverdeada entre camadas de basalto (47.6 a 47.95 m – SMPT-01), às vezes níveis de pedregulho (SMPT-03) e uma transição solo/rocha sã que pode ser falseada pela presença de blocos e pedregulhos em meio ao sedimento, ou mesmo de níveis de materiais mais moles em meio ao basalto são.

No entanto, conforme observado no mapa da Figura 1 as ocorrências de basaltos estão bem mais ao norte da área investigada, em cotas bem mais elevadas. O fato de o embasamento rochoso estar completamente coberto pelos sedimentos dificulta um melhor entendimento. Especula-se que o substrato basáltico possa fazer parte de um bloco rochoso que a época do rift continental basculou e afundou criando a “Baia de Porto Alegre”, inclusive segmentando as rochas do embasamento do Escudo Sul-Riograndense.

4.1.4.2. GNAISSES-GRANITOS

São rochas metamórficas, com bandamento e foliação marcantes, normalmente verticalizados, englobando gnaisses, gnaisse-grantico, anfibolitos e milonitos. A ocorrência de solo residual é muito restrita (localmente dezenas de centímetros) e a transição solo/rocha é brusca, marcada pelo impenetrável do ensaio de lavagem por tempo.

Algumas sondagens mistas que avançaram até a rocha sã indicam a existência de locais com a presença de blocos métricos de gnaisse e de basalto pouco alterado a são, e de níveis centimétricos a métricos de material desagregável mais mole, às vezes abaixo de camadas de blocos, constituído de argila amarela, marrom e avermelhada em meio à camadas arenosas. Estas características evidenciam corridas de detritos (blocos de rocha e pedregulhos, lama) como agentes ativos durante a formação perfil de sedimentos na área.

4.1.4.3. ENSAIOS EM ROCHA

Para os trechos perfurados em rochas cristalinas (basalto e gnaisses) foram realizadas classificações dos testemunhos, defindo-se tipo litológico, grau de alteração e fraturamento, RQD e recuperação. Os valores indicam maciços de média qualidade, muito fraturados e/ou com foliação e xistosidade verticalizada. Foram coletadas amostras para ensaios de compressão uniaxial (resultados em anexo) indicando grande variação de resistência nas amostras. Os valores mais elevados de 164 MPa, foram obtidos para gnaisses de granulação fina e sãos. Demais amostras de gnaisses forneceram valores de 104 MPa e 44 MPa, este último relacionado a um gnaisse grosseiro com foliação marcante, pouco alterado, onde o plano de foliação controlou a ruptura, evidenciando que a resistência a aplicação de cargas verticais nestas rochas muito foliadas pode levar a valores baixos de resistência.

Para as amostras de basalto as resistências tiveram variação menor, de 55 MPa a 75 MPa, onde o fraturamento e a presença de vesículas e amigdalas parecem contribuir para a redução da resistência da rocha maciça.

4.1.4.4. SEDIMENTOS

O pacote de sedimentos depositado sobre o substrato rochoso tem uma diversidade de constituintes desde argilosos a arenosos, com níveis de pedregulhos e localmente blocos rochosos.

O pacote de sedimentos que preenche a bacia de Porto Alegre reflete os ambientes e processos deposicionais que foram variando ao longo da história geológica em função das flutuações do nível do mar, alterações no regime hídrico de precipitação e tectonismo. O ambiente predominante é o flúvio deltaico, onde os canais de drenagem variam sistematicamente de posição, recortando sedimentos previamente depositados; a interação com os ambientes marinhos de praias e barreiras leva a formação de lagunas e lagoas onde sedimentos mais finos e argilas orgânicas são formados; flutuações do nível do mar levam a uma maior exposição dos sedimentos arenosos, com formação de campos de dunas e depósitos eólicos; sendo que cada uma destas situações levam a comportamentos geotécnicos distintos.

Geotecnicamente pode-se considerar que existe uma predominância de sedimentos arenosos finos, médios e grossos, com lentes de materiais argilosos. Nas porções mais superficiais do terreno, da cota 0 a -15 m, predominam solos mais argilosos muito moles, as vezes orgânicos, tipicamente com Nspt entre 0 e 1. Nas porções mais profundas (cotas -20 a -40 m) os sedimentos apresentam compacidade e consistência elevadas, porém, muito variáveis nos sentidos lateral e vertical. Atribuí-se esta variação à grande heterogeneidade dos materiais e aos processos de formação.

A variação do Nspt é grande em todas as profundidades, especialmente entre -10 e -40 m, onde os valores de Nspt variam de 4 a mais de 40 para a mesma cota. Nas porções mais superficiais, até 8 m, as variações também são expressivas, tendo Nspt variando de 0 a 10.

4.1.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O MAPEAMENTO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

O resultado das investigações mostra que a região onde será implantada a nova ponte do Guaíba é constituída por um pacote de solos sedimentares com 30 a 40 m de profundidade, assentado em substrato rochoso constituído de gnaisses nas duas extremidades da obra e de basaltos nas porções intermediárias.

Ocorre grande variação na resistência e na constituição granulométrica dos sedimentos nos sentidos vertical e horizontal, levando a grande variabilidade nas propriedades geotécnicas.

A transição sedimento/rocha sã é normalmente brusca, com solo residual localizado e de pequena espessura. No entanto são frequentes a ocorrência de cascalhos e blocos rochosos na zona de transição e de níveis de materiais mais moles em meio a rocha sã nas regiões de basaltos.

A investigação geotécnica realizada possibilitou um entendimento adequado da área e a identificação de situações geológico-geotécnicas que implicam em riscos ao projeto e devem ser melhor investigadas para a etapa de projeto executivo.

O dimensionamento das estruturas de fundação deve incorporar esta variabilidade na seleção dos parâmetros de projeto. Para as análises dos recalques foram identificados os perfis de ramo com predomínio de argilas e argilas orgânicas que requerem tratamento especial.

4.2. SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO

De acordo com as análises dos boletins de sondagens disponíveis no Anexo A e nos perfis geológico-geotécnico elaborados, disponíveis no Anexo E, foi avaliado que a melhor solução técnica e econômica para a fundação da estrutura desta obra de arte é através do uso de estacas escavadas, ora com camisa metálica perdida para os apoios sobre lâmina d'água e/ou com ponta em rocha, ora escavadas com o fuste estabilizado através de lama bentonítica ou polímeros estabilizantes.

Para o cálculo da capacidade de carga e estimativa do comprimento das estacas em solo foi utilizado o método de Décourt & Quaresma (CINTRA E AOKI, 2010). Quando não foi possível atingir a carga desejada somente no trecho em solo, foi preconizado o embutimento em rocha e, nestes casos, utilizou-se o método de Poulos & Davis (1980).

Os diâmetros de estacas estudados e suas capacidades de carga admissíveis estão apresentados na tabela a seguir.

Tabela - Diâmetros de estacas utilizadas

Diâmetro (m)	Carga Admissível (tf)
1,00	390,0
1,20	565,0
1,40	770,0
1,50	880,0
1,60	1000,0
2,00	1570,0

4.2.1. RECOMENDAÇÕES EXECUTIVAS PARA AS FUNDAÇÕES

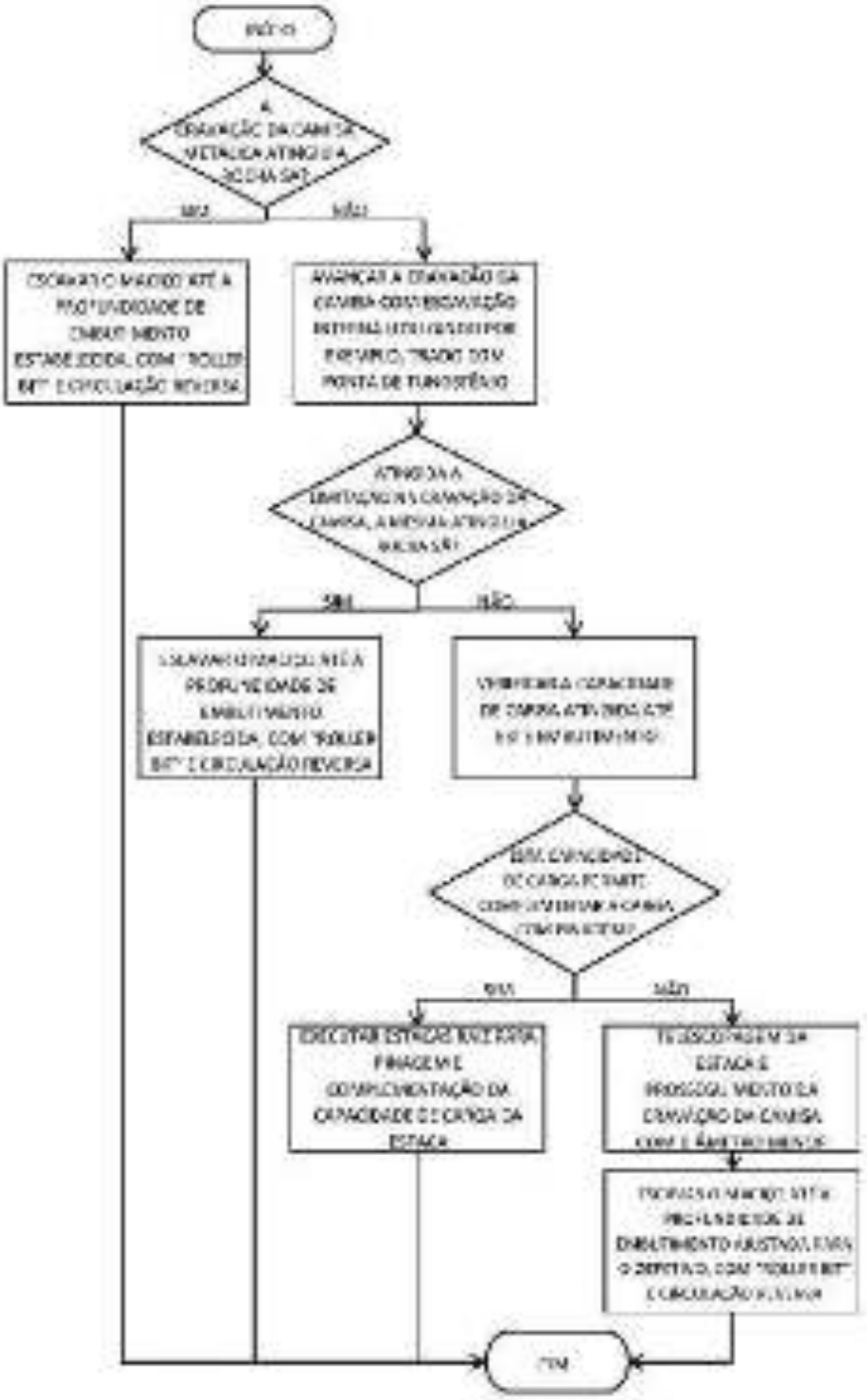
Tanto as provas de carga estáticas quanto os ensaios de carregamento dinâmicos deverão ser feitos nas primeiras estacas da obra, a fim de ratificar ou retificar os comprimentos ora estimados.

As estacas escavadas com previsão de fuste somente em solo deverão ser executadas com a estabilização do fuste através de lama bentonítica ou polímeros adequados, sem a necessidade de camisas metálicas.

As estacas escavadas cuja capacidade de carga será obtida somente com embutimento em rocha deverão ser executadas com camisas metálicas perdidas. O executor deverá assegurar que as camisas sejam cravadas até o embutimento mínimo de 0,50 m no topo rochoso. Dadas as características do subsolo local, já descritas anteriormente, e os resultados das sondagens rotativas disponíveis, o topo rochoso será precedidos muitas vezes por blocos, ora alterados ora sãos, porém, via de regra, fraturados. Para que as camisas metálicas possam atravessar tais blocos, recomenda-se que, concomitantemente à cravação das mesmas, seja utilizado trado com ponteiras de tungstênio (ou material cortante equivalente) para perfuração de tais blocos, permitindo o avanço das camisas. Onde, em função das dificuldades de avanço não for possível atingir os comprimentos ora estimados, deverão ser empregadas estacas tipo raiz com diâmetro de 410 mm para cargas de trabalho de até 120,0 tf, executadas por dentro das estacas escavadas, “pinando” as mesmas na rocha. O avanço das estacas tipo raiz deverá ser feito com a utilização de martelos de fundo (tipo DTH). Em função do embutimento conseguido pelas estacas escavadas, será determinado pela equipe de ATO – Acompanhamento Técnico da Obra, a quantidade de estacas tipo raiz a serem empregadas, limitando-se este número a sete estacas tipo raiz para o caso de estacas escavadas com diâmetro de 2,0 m.

Apresentamos, a seguir, um fluxograma das atividades pressupostas para a execução das estacas escavadas.

SEQÜÊNCIA EXECUTIVA DAS ESTACAS ESCAVADAS



No projeto e execução das fundações deverão ser atendidas as exigências da ABNT - NBR-6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações, além das recomendações feitas no Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF.

Para a cravação das camisas metálicas deverá ser utilizado equipamento de cravação composto por martelo com peso de 16,0 tf com alturas de queda variando entre 1,4 m e 2,0 m.

As camisas metálicas para as estacas de 1,0 m de diâmetro deverão ter espessura de parede de 20,0 mm. Para as demais estacas as camisas metálicas deverão ter espessura de parede de 25,0 mm.

Esta obra deverá ser acompanhada por engenheiro geotécnico e/ou geólogo.

4.3. SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO PARA OS ATERROS DE ENCONTRO

Para as estruturas dos encontros em greide para os ramos de acessos da segunda ponte sobre o Rio Guaíba foi considerada como solução técnica e economicamente mais adequada estruturas de contenção em terra armada, verificando as estabilidades internas e externas destas estruturas, conforme preconiza a NBR 9286/1986.

Estas estruturas terão altura variando entre 4,0 m e 8,0 m, sendo que os aterros de encontro a serem confinados por estas contenções serão executados sobre solos moles.

Nos ramos onde a capacidade suporte foi considerada insuficiente, foi preconizada a substituição dos solos moles por uma camada de rachão, cuja espessura varia entre 1,0 m e 2,5 m.

Porém, esta camada de rachão apenas assegura a capacidade suporte, mas não elimina a ocorrência de recalques por adensamento. Desta maneira, foi estimada a magnitude dos recalques totais por adensamento, assim como o tempo necessário para desenvolver pelo menos 95% destes recalques. Nos casos onde o tempo estimado ultrapassou 6 meses, foi dimensionado um aterro de sobrecarga necessário para acelerar o processo de adensamento. Em situações onde a altura de aterro necessário superasse os 2,00 m, foi considerada a necessidade de drenagem vertical, com o uso de geodrenos (dreno fibroquímico), cujo dimensionamento encontra-se à frente.

Os cálculos desenvolvidos foram embasados nos resultados da campanha de investigações geotécnicas, nos perfis geológico-geotécnicos e no projeto geométrico desenvolvido, onde há o posicionamento dos encontros.

4.4. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS COMPLEMENTARES

Do exposto nos itens anteriores pode-se notar que será de fundamental importância o conhecimento prévio das características da rocha sob cada apoio com embutimento na mesma, além da investigação da presença ou não de matacões sob a ponta das estacas.

Desta maneira, para o desenvolvimento do projeto executivo será necessário realizar uma campanha complementar de investigação geotécnica composta inicialmente por sondagens mistas percussão-rotativas, para ratificar ou retificar os comprimentos preliminarmente definidos e também para permitir sacar testemunhos da rocha, os quais deverão ser submetidos a ensaios para determinação de sua resistência à compressão simples.

Deste modo recomenda-se a execução de no mínimo uma sondagem mista percussão-rotativa para cada apoio que necessitará de embutimento em rocha, sendo que o ensaio rotativo deverá ser interrompido somente após a penetração em pelo menos 10,0 m de rocha sã ou com RQD ≥ 95%.

Recomenda-se, também, prever para a fase de projeto executivo a intensificação da campanha de sondagens a percussão junto aos encontros nos quais há a presença de solos moles, a fim de mapear com maior precisão a extensão destes bolsões de solos moles. Além das sondagens a percussão, recomenda-se, também, a execução de sondagens tipo CPTu com medidas de dissipação de pressão neutra, ensaios de palheta (Vane Test) para aferição da resistência não drenada dos solos moles e ensaios de adensamento em laboratório. Com base no resultado destes ensaios complementares será possível ratificar ou retificar os parâmetros de resistência e de deformabilidade dos solos moles a serem utilizados na verificação dos projetos dos arrimos de encontro ora apresentados.

4.5. PROVAS DE CARGA

Para a comprovação das estimativas das capacidades de carga empregadas neste parecer para cada estaca, deverão ser realizadas provas de carga do tipo “estática” e ensaios de carregamento dinâmico (PDA).

Para as estacas com carga de trabalho maiores ou iguais a 550,0 tf deverão ser realizadas provas de carga do tipo “estática”, cujas as quantidades e as cargas de reação estão especificadas no quadro abaixo:

Diâmetro (m)	Carga Admissível (tf)	Carga de Reação (tf)	Quantidade de ensaios
2,00	1570	3500,0	5
1,60	1000	2000,0	3
1,50	880	1800,0	3
1,40	770	1600,0	3
1,20	565	1200,0	3

Para as estacas com carga de trabalho menores do que 550,0 tf (estacas de diâmetro de 1,00 m), deverão ser realizados pelo menos 20 (vinte) ensaios de carregamento dinâmico (PDA).

5. ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

5. ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

O objetivo deste trabalho foi o de avaliar e determinar, através dos estudos hidrológicos, a vazão que passará sobre a nova ponte do Guaíba em períodos de grande recorrência, no caso, a recorrência mínima de 100 anos.

Também foi objetivo, determinar a máxima cheia a ser utilizada no projeto desta nova ponte. Esta cheia indicar a altura final da nova ponte, considerando o tipo de estrutura a ser utilizada e o gabarito de navegação indicado pela Marinha do Brasil.

Não menos importante foi a determinação das velocidades do escoamento nos períodos de grande criticidade a fim de verificar a necessidade de proteção das margens. Sabe-se, entretanto, que o Rio Guaíba possuí características de um grande lago, fato este, gerador de polêmicas quanto a sua real denominação.

Independentemente de caracterização, o objetivo deste trabalho foi focado na determinação das características hidrológicas e hidráulicas necessárias a elaboração do projeto desta nova ponte.

5.1. ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os estudos hidrológicos foram elaborados com o objetivo de determinar o regime pluviométrico da região, definir as curvas de chuvas e calcular as vazões contribuintes, de forma a permitir o adequado dimensionamento da ponte situada sobre o Rio Guaíba localizada sobre a Rodovia BR/290. Os estudos foram desenvolvidos de acordo com a IS 203 – Instrução de Serviço para Estudos Hidrológicos, do Manual de Diretrizes Básicas de Estudos e Projetos Rodoviários – Publicação IPR 726/2006, levando-se em consideração as metodologias preconizadas no “Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem”, publicação IPR – 715/2005 e normas vigentes para serviços dessa natureza.

As atividades desenvolvidas foram as seguintes:

- Coleta de dados pluviométricos;
- Caracterização da região do projeto;
- Análise e processamento dos dados coletados;
- Caracterização pluviométrica da região do projeto;
- Definição das metodologias para determinação das vazões de projeto;
- Determinação das descargas de projeto.

5.1.1.. CARACTERIZAÇÃO DA *REGIÃO* DE PROJETO

Uma chave de classificação consagrada na literatura climatológica é a de W. Köppen que, de forma empírica, a partir da cobertura vegetal, conseguiu realizar uma definição de tipos climáticos em função de dados de temperatura, precipitação além

da latitude e da altitude para todo o globo terrestre. Segundo o sistema de classificação climática de W. Köppen, o RS encontra-se numa área de clima mesotérmico úmido sem estação seca (Cf), possuindo duas subdivisões, como mostra a figura a seguir.

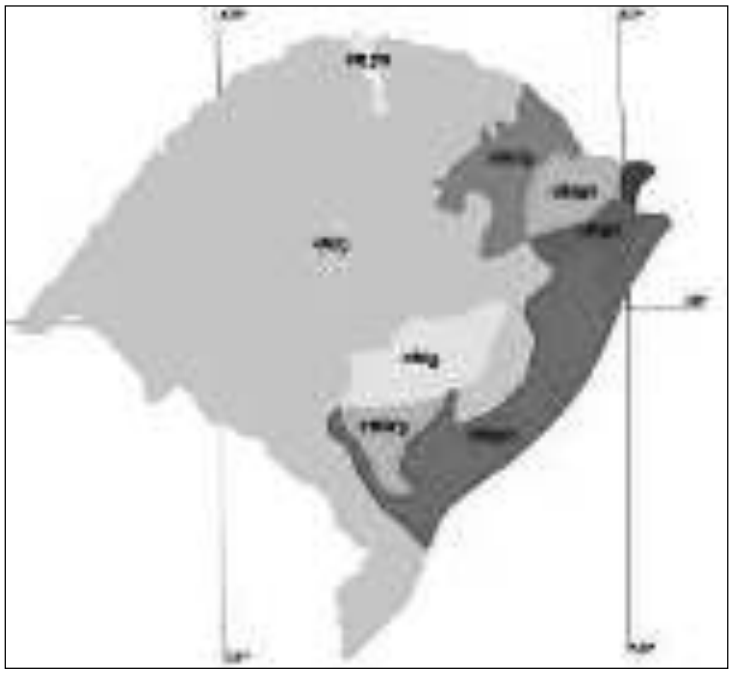


Figura 01

Segundo a Classificação Climática de Wladimir Koppen, a região em estudo enquadra-se no Grupo C - Climas Úmidos Mesotérmicos. A temperatura média do mês mais frio mantém-se entre 18ºC e 3ºC e a do mês mais quente, acima de 10ºC. Segundo o regime de chuvas, o tipo em que a região se enquadra é Cf, chuvas igualmente distribuídas durante o ano sem estação e do tipo “a”, verão quente, quando a temperatura média do mês mais quente se mantém acima de 22º C. Portanto, o clima da região, segundo Wladimir Koppen, é subtropical do tipo “Cfa”.

Para a determinação das características climatológicas da bacia do Guaíba foi utilizado o Posto Metereológico de Porto Alegre em razão da obra estar situada nesta cidade. Tais informações visam fornecer subsídios ao construtor no planejamento da execução da referida obra. Os dados climatológicos[1] estão apresentados nas figuras relacionadas a seguir:

Dados da Estação Climatológica.

Relações das Estações Meteorológicas						
Nos.	**NOMES**	**LAT. (S)**	**Long. (W. Grw.)**	**HP**	**HZ**	**Período**
83967	Porto Alegre	30.01	51.13	49.67	47.91	61/90

HP – altitude da Estação (m) e; HZ – altitude da Cuba do Barômetro (m).

[1] BRASIL. Ministério da Agricultura e Reforma Agrária - Secretaria Nacional de Irrigação. Departamento Nacional de Meteorologia - Divisão de Meteorologia Aplicada. Normais Climatológicas (1961- 1990). Brasília: SPI/EMBRAPA, 1992. 84 p.

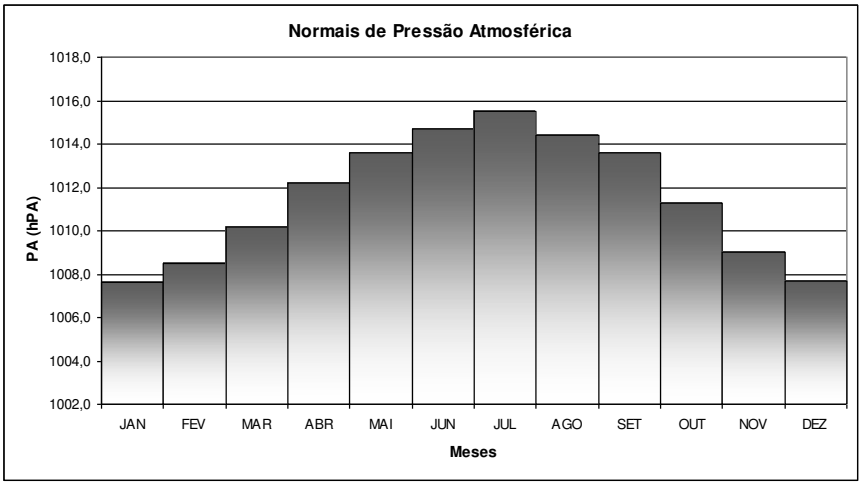


Figura 02 – Normais de Pressão Atmosférica para a Estação Porto Alegre

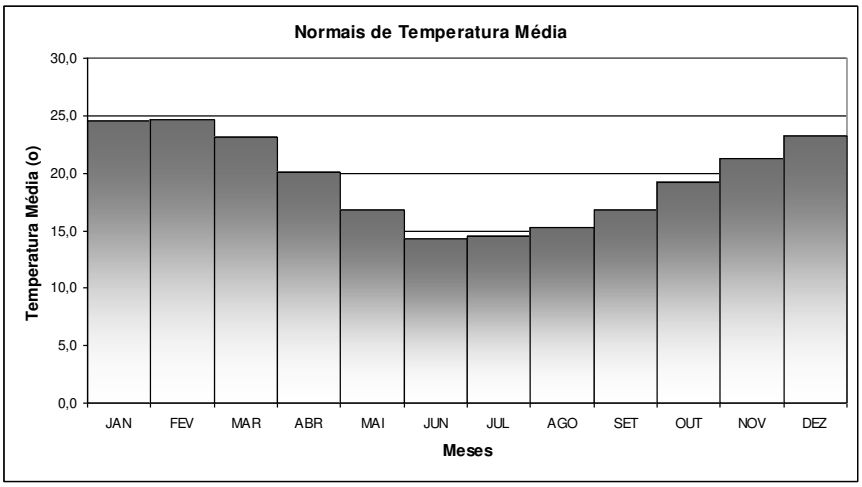


Figura 03 – Normais de Temperatura Média para a Estação Porto Alegre

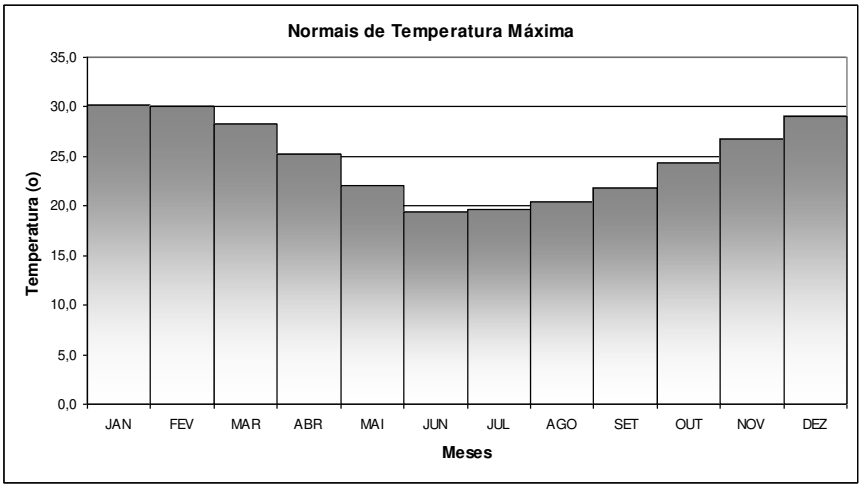


Figura 04 – Normais de Temperatura Máxima para a Estação Porto Alegre

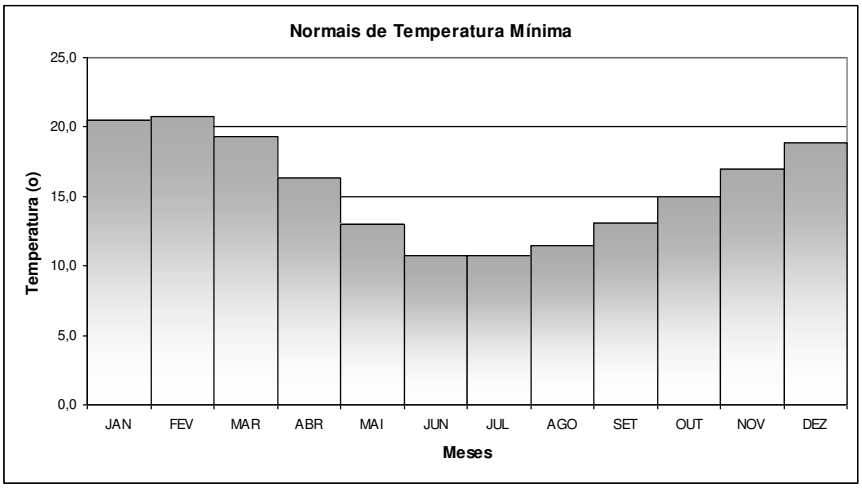


Figura 05 – Normais de Temperatura Mínima para a Estação Porto Alegre

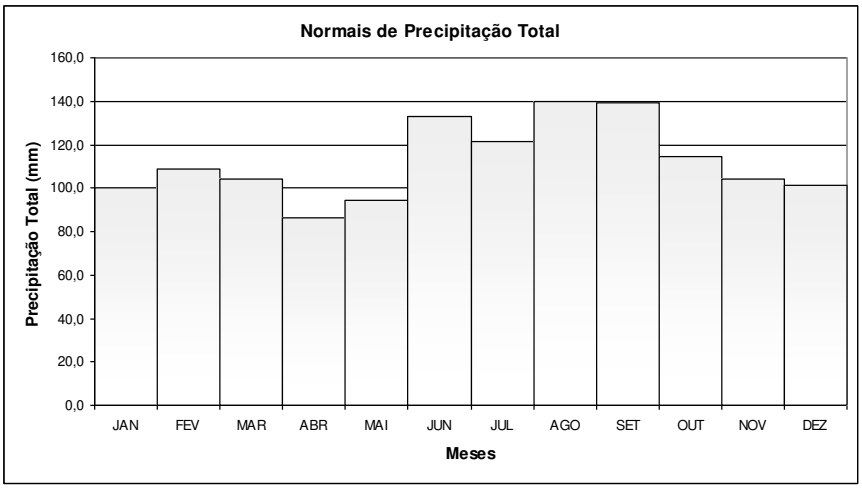


Figura 06 – Normais de Precipitação Total para a Estação Porto Alegre

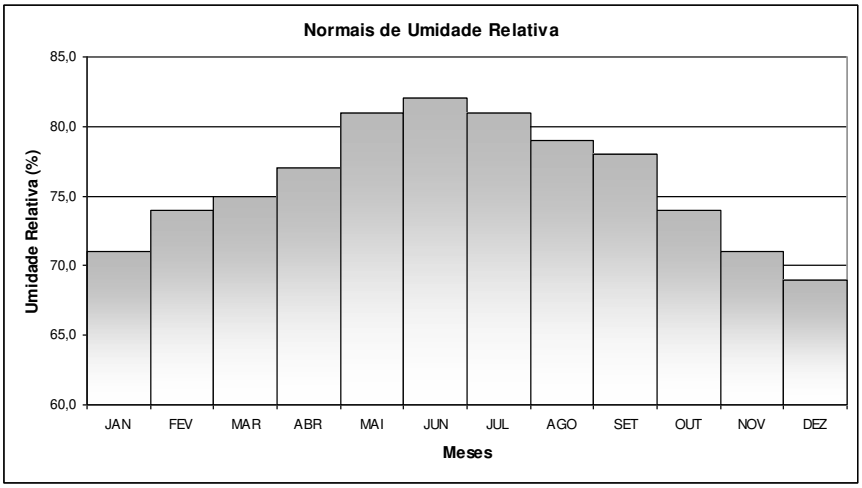


Figura 07 – Normais de Umidade Relativa para a Estação Porto Alegre

Quanto à cobertura, a bacia do Guaíba, por apresentar uma área muito ampla, cerca de 82.000 Km^2, a variação é muito grande ao longo de toda a bacia.

5.1.2. CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DA REGIÃO DO PROJETO

Para a caracterização pluviométrica da bacia de estudo e da chuva de projeto adotou-se os postos de precipitações estudados no trabalho efetuado por Otto Pfastetter, no qual o autor reuniu dados de chuvas intensas registradas por pluviógrafos em 98 postos do Serviço de Meteorologia do Ministério da Agricultura.

Os postos de chuvas utilizados na bacia do Guaíba para estudo da precipitação de projeto foram os seguintes:

A da área de abrangência de cada posto pluviométrico foi determinada através da metodologia dos Polígonos de Thiessen. O método do polígono de Thiessen, conhecido também como método do vizinho mais próximo, é um dos mais utilizados. Nesse método define-se a área de influência de cada posto pluviométrico dentro da bacia hidrográfica.

5.1.3. METODOLOGIAS PARA DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PROJETO

A vazão de projeto de um curso d'água pode ser determinada por várias metodologias. Neste trabalho buscou-se calcular inicialmente a vazão através de dados reais de medição de vazão. Contudo, em razão da escassez de dados próximos ao ponto de estudo, não foi possível a determinação da vazão por esta metodologia.

Desta maneira, optou-se pela discretização da bacia em sub-bacias com áreas compatíveis para a utilização da metodologia proposta pela Instrução de Serviço do DNIT - IS-203,– Metodologia do Hidrograma Unitário Triangular.

5.1.4.. RESULTADOS

Os resultados preliminares apresentaram uma vazão de 12.284,64 m^3/s para o tempo de recorrência de 50 anos e a vazão de 16.017,58 m^3/s para o tempo de recorrência de 100 anos.

A metodologia empírica aplicada de Hidrograma Unitário Triangular – HUT, tende, para esta situação em especial, majorar de forma significativa o resultado. Isto ocorre, pois a bacia apresenta uma área bem elevada, isto é, 81.915, 45 km^2 e a possibilidade de ocorrer uma precipitação de recorrência 100 anos em toda a área da bacia é muitíssimo pequena.

Poderá ocorrer, como por exemplo, uma precipitação elevada em uma determinada região da bacia, como a precipitação que culminou no desabamento da ponte sobre o Rio Jacuí, ocorrida em 05 de janeiro de 2010. As precipitações na região do alto Jacuí foram elevadíssimas e atingiram no vertedouro do reservatório de Dona Francisca, em seu pico, a casa dos 8.400 m^3/s. No entanto, a vazão ao longo do Guaíba não se mostrou significativa, pois, no decorrer do deslocamento da onda de cheia, houve a atenuação da vazão. Esta atenuação ocorre, pois, no deslocamento da onda de cheia, a água vai ocupando as várzeas, e a quantidade de água deslocada vai diminuindo, em razão desta ocupação.

Assim, no estudo efetuado, o coeficiente de escoamento Curva Número – CN, deverá levar em consideração, primordialmente, a questão espacial da precipitação ao longo das sub-bacias. A sensibilidade dos resultados e da experiência do projetista será primordial neste estudo.

Após o estudo hidráulico, obteve-se uma percepção real e uma sensibilidade da capacidade hidráulica do curso d'água, como será visto no item seguinte.

Para avaliação da vazão de recorrência de 50 e 100 anos foram considerados como parâmetros todas as cheias ocorridas ao longo dos anos no estuário do Guaíba, principalmente a cheia máxima ocorrida em 1941, a maior cheia registrada desde 1823 até os dias de hoje.

Diante do exposto, baseados nas características da seção hidráulica, isto é capacidade hidráulica, declividades, rugosidade, etc. e utilizando-se como referência as cotas máximas, principalmente a cheia de 1941 as vazões do estudo hidrológico foram ajustados através do ajuste do Coeficiente Curva-Número. Desta maneira, o coeficiente foi ajustado de maneira a refletir e ajustar a capacidade hidráulica à vazão determinada através dos hidrogramas unitários triangulares.

É bom salientar que as vazões calculadas deverão refletir a vazão máximas para os tempos de recorrência estudados, somente na passagem da ponte, isto é, as vazões máximas de cada sub-bacia estuda não reflete a máxima da sub-bacia.

Por final, as vazões calculadas ficaram com os seguintes valores: Vazão para tempo de recorrência de 100 anos em 16.017,58 m^3/s; e vazão de recorrência de 50 anos em 12.284,64 m^3/s.

Para se ter uma idéia da ordem de grandeza, no trabalho realizado por Vaz *et al.* (2006)[2], as descargas médias máximas mensais atingiram a casa de 13.000m^3/s

De acordo com o trabalho realizado a média anual da descarga do rio Jacuí é 801 m^3/s, do rio Taquari é de 452 m^3/s e do Camaquã é de 307 m^3/s, cuja soma resulta em 1540 m^3/s. Considerando-se que os rios Jacui e Taquari contribuem com 85% do volume introduzido através do rio Guaíba (Vaz *et al.*, 2006 apud Herz, 1977), a vazão média anual dos demais rios deste complexo (Sinos, Caí e Gravataí) é de aproximadamente 230 m^3/s. Considerando, também, que o aporte médio anual do Canal de S. Gonçalo é de 700 m^3/s (Vaz *et al.*, 2006 apud Bordas *et al.*, 1984) verifica-se que a descarga média de água doce da Lagoa dos Patos está em torno de 2.400 m^3/s. Verificou-se, no trabalho realizado que o aporte de água doce que os rios Jacuí, Taquari e Camaquã lançam nesta laguna é, na maior parte do tempo, na faixa de até 1030 m^3/s (47% de 531 dados). Eventos com grandes picos de descarga são exceção, como a única ocorrência de aproximadamente 13000 m^3/s na média mensal de maio de 1941, onde o rio Jacuí sozinho contribuiu com 7030 m^3/s.

Nos Anexos deste trabalho está apresentado o estudo hidrológico através da Metodologia do Hidrograma Unitário Triangular para todas as sub-bacias do Guaíba, para os tempos de recorrência de 50 e 100 anos.e as plantas com as divisões de todas as sub-bacias estudadas

5.2. ESTUDO HIDRÁULICO

O estudo hidráulico do Estuário do Guaíba foi elaborado considerando os canais existentes ao longo da passagem da ponte projetada, que são o Saco do Cabral, o Canal Furado Grande e o Saco da Alemoa, conforme poderá ser visto na figura abaixo.

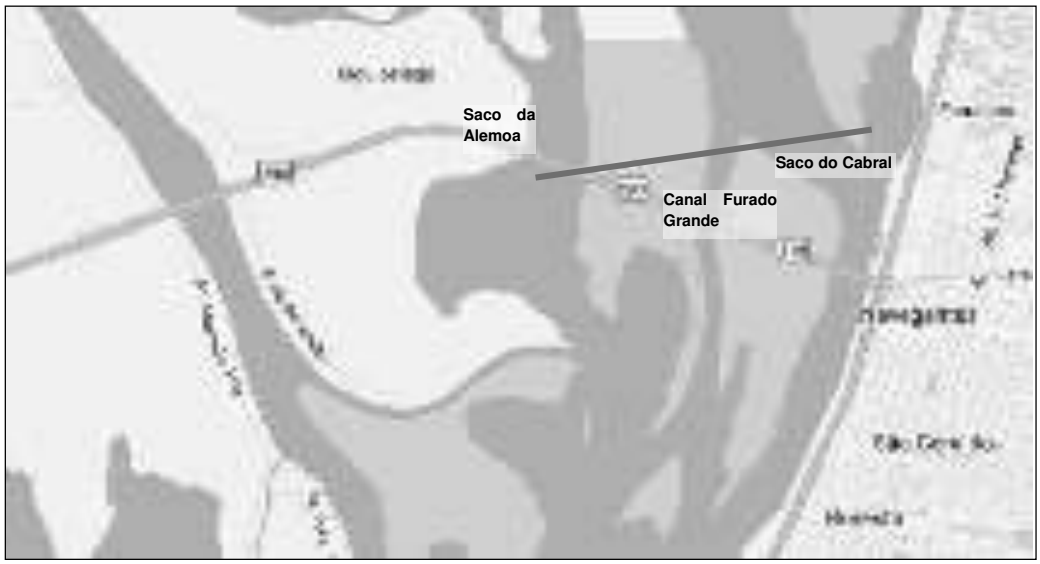


Figura 19 - Passagem da ponte projetada

O estudo hidráulico foi elaborado com base no perfil geométrico do traçado da variante da passagem da ponte.

Na avaliação das cheias foi levado em consideração a cota da rodovia BR/290, que exerce o papel de dique de proteção contra cheias da cidade de Porto Alegre. A cota da rodovia na passagem eixo do projeto geométrico da ponte está na cota de 4,38m. Assim cotas acima da cota de 4,38m, neste ponto da travessia, inundariam bairros de Porto Alegre, como o Bairro Humaitá, Navegantes e outros.

Desta maneira, o estudo hidráulico da seção foi efetuado somente até a cota de 4,38m, isto é, 25cm abaixo da cota máxima registrada em 1941de 4,63m.

Para a elaboração do estudo hidráulico foi necessária a estimativa de alguns parâmetros, de estimativa de declividade e segmentação da seção hidráulica.

No estudo hidráulico foi necessária a segmentação da seção hidráulica do canal do Saco do Cabral.

A discretização ou seccionamento da seção principal do Saco do Cabral foi necessária, uma vez que os coeficientes de rugosidade a serem utilizados serão diferentes para as margens e para os canais principais.

Desta maneira, a passagem do Saco do Cabral foi seccionada em 04 (quatro) seções distintas, sendo duas consideradas como canais normais de escoamento e duas como inundação da Várzea.

O parâmetro utilizado para a segmentação das seções foi o nível da água da seção que foi a cota de 0,84m. Assim, quando este nível encontrou o nível do terreno, foi traçada uma vertical até a cota de estudo de 4,38m (cota da BR/290), como pode ser visto na figura anterior.

Os coeficientes de rugosidade (coeficiente de Manning) utilizados foram de 0,050 para as seções em várzea e 0,030 para as seções no canal.

5.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

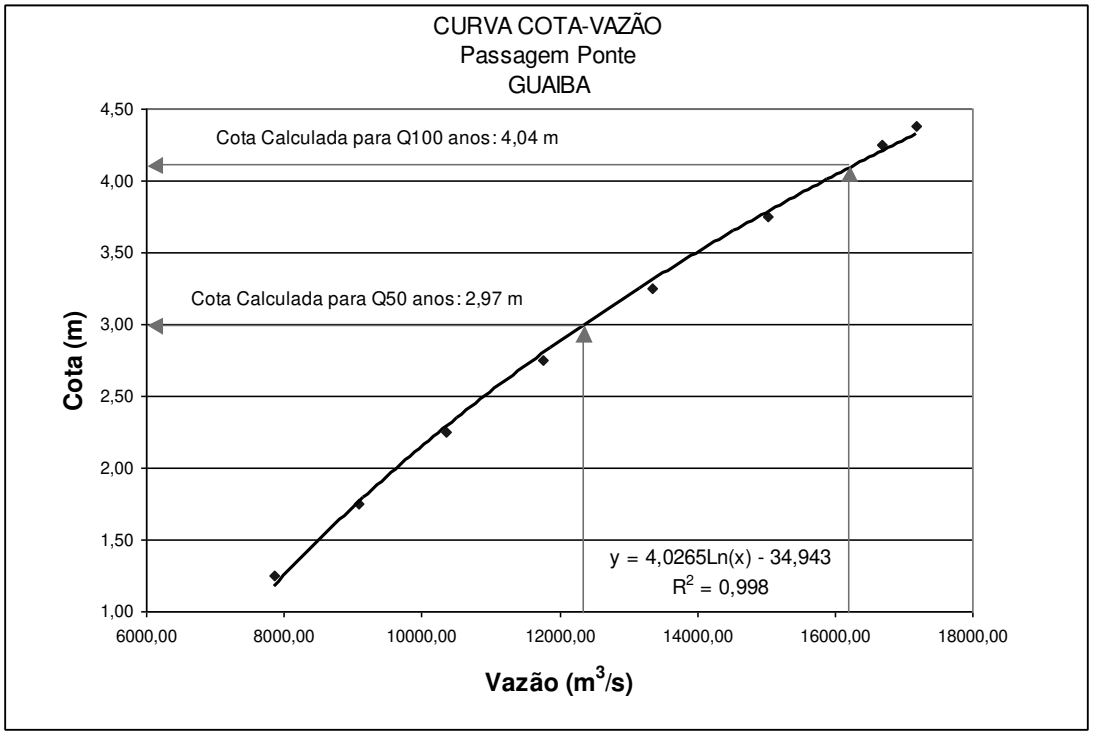
As velocidades calculadas ficaram muito baixas em razão das baixas declividades existentes na passagem dos cursos d' água. As máximas velocidades foram verificadas no Canal Furado Grande, atingindo a velocidade de 1,2 m/s. Diante destas velocidades não será necessário nenhum serviço de proteção dos taludes.

O estudo hidráulico foi elaborado nos canais existentes da passagem do projeto: Saco do Cabral, Canal Furado Grande e Saco da Alemoa. A capacidade hidráulica total destes canais pode ser visto na figura apresentada a seguir.

As extensões das pontes foram definidas essencialmente pelo seguinte: i) Saco Cabral: pelo gabarito de navegação; ii) Canal Furado Grande: a extensão foi definida pelo estudo hidráulico; iii) Saco da Alemoa: a mesmo dimensão da existente.

Conforme se pode verificar na figura abaixo a cheia máxima calculada para a vazão de recorrência de 100 anos ficou na cota de 4,04 m.

Cabe salientar que neste estudo hidráulico não foi considerado a capacidade hidráulica do canal do Rio Jacuí. Se considerarmos a capacidade de vazão deste canal, a cota de cheia calculada deverá reduzir para valores abaixo da casa da cota de 4,0 (quatro) metros.



Capacidade hidráulica dos Canais estudados

Assim., para a definição mais exata da cota de tempo de recorrência de 100 anos seria necessário um levantamento batimétrico fora do trecho de estudo na passagem do canal sinalizado na figura anterior.

Contudo, a consideração desta capacidade hidráulica apenas reduzirá as cotas calculadas. Esta precisão na informação das cotas calculadas não terá grande utilidade para o projeto, uma vez que o projeto deverá considerar a cota de cheia máxima ocorrida em todos os tempos no Guaíba que foi em maio de 1941 com a cota de 4,63m, único ano da história do Guaíba que ultrapassou a cota de 4,0 m.

6. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E BATIMÉTRICOS

6. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E BATIMÉTRICOS.

6.1. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

Os estudos topográficos desenvolvidos para o Projeto da Ponte sobre o Rio Guaíba atenderam o disposto no Termo de Referência e na Instrução de Serviços do DNIT – IS – 205 – Estudos Topográficos para Projetos Executivos de Engenharia.

Os trabalhos foram conduzidos dentro dos parâmetros normais definidos na Norma da ABNT - NBR 13.133/94 – Execução de Levantamentos topográficos.

Para os levantamentos topográficos foi estudada a programação dos trabalhos após a definição do eixo da ponte e ramos de acessos projetados.

6.1.1. TRABALHOS TOPOGRÁFICOS

Os trabalhos foram iniciados com a implantação de marcos de poligonação geodésica, com utilização de GPS geodésico ao longo do trecho a partir dos marcos oficiais da Rede IBGE – RBMC. As poligonais de apoio básicas foram amarradas e fechadas nos marcos implantados com leitura de GPS geodésico.

Em seguida foi executado o nivelamento geométrico a partir da rede oficial IBGE, com implantação de marcos RRNNS ao longo do traçado, efetuando nivelamento e contranivelamento geométrico. Dessa forma, iniciou-se o levantamento planialtimétrico cadastral a partir da rede de poligonal básica, abrangendo a área envolvida pelo projeto, suas utilidades públicas, interferências visíveis, sistema viário e demais pontos notáveis.

Por fim, as sondagens foram executadas a partir da programação de geotecnia, sendo locadas, niveladas e amarradas as sondagens na parte terrestre e aquática.

6.1.2. TRABALHOS EXECUTADOS

A poligonação básica foi executada com equipamentos GPS geodésicos de dupla freqüência (L1+L2), teve sua origem e controle de fechamento a partir do Marco IBGE – RBMC POAL, com coordenadas SIRGAS2000 N = 6.673.004,053 m, E = 488.457,545 m, Altitude 71,849 m, MC -51 (Anexo 1).

Foi adotado o sistema de coordenadas UTM, referenciado ao DATUM – SAD - 69.

Foram implantados ao longo do traçado marcos de concreto tronco piramidal 12x20x60 cm e pino de aço metálico, denominados de MB40, MB45 e MB46.

Os marcos foram posicionados na região da Rua Dona Teodora, na Rodovia BR-290 – (Freeway), Porto Alegre – Osório, nas margens do Guaíba, nas Ilhas do Pavão e dos Marinheiros e na Rodovia BR-116, sentido Guaíba.

As precisões mínimas foram da ordem de 1:50.000.

Este marcos foram a base do suporte aos levantamentos topográficos e batimetria. Para relação dos marcos implantados, ver Anexo 4.

6.1.2.1. NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

Para o apoio altimétrico, executado pelo método de nivelamento e contranivelamento geométrico, adotou-se como origem e fechamento o RN 1782X do IBGE, localizado na soleira da Igreja Nossa Senhora dos Navegantes, altitude 3,965 m, no Bairro Navegantes (Anexo 2).

Foram nivelados e contranivelados todos os marcos da poligonal de apoio, estações de nivelamento e margens dos rios para obter seu desnível.

6.1.2.2. LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO

A partir da poligonação básica efetuou-se o levantamento planialtimétrico da região abrangida pelo projeto, o sistema viário, áreas com favelas, área com vegetação, margens dos rios e canais.

A densidade de tomada de pontos em campo permitiu a fiel representação do relevo do terreno, das benfeitorias, das interferências aparentes, das utilidades públicas e dos demais pontos notáveis.

A planilha de coordenadas dos pontos levantados, bem como a planilha de irradiações, são apresentadas nos anexos do Relatório de Topobatimetria.

6.1.2.3. LOCAÇÃO DE SONDAGENS

Conforme programação fornecida, foi efetuada a locação das sondagens em terra e na parte dos rios e canais.

Foram calculadas suas coordenadas e cotas.

6.2.. ESTUDOS BATIMÉTRICOS

Foi efetuado o levantamento batimétrico nos canais de navegação Furadinho e acesso ao Saco do Cabral, localizados no Rio Guaíba, nas proximidades do porto de Porto Alegre, com objetivo de determinar cotas para subsidiar o projeto executivo para construção de segunda Ponte Rodoviária sobre o Rio Guaíba.

6.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Foi realizado levantamento hidrográfico (LH) de categoria “A”, obtendo-se dados batimétricos através de processo automatizado. O propósito para

enquadramento na categoria “A” seria para certificar a metodologia de obtenção das cotas para confrontar com levantamentos posteriores a implantação do projeto.

6.2.2. TRABALHOS EXECUTADOS

6.2.2.1. NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

Executou-se o nivelamento e contra-nivelamento dos RNs relacionados à estação Praça da Harmonia, localizada no porto de Porto Alegre, até a régua instalada e mantida pela Superintendência de Portos e Hidrovias. As Figuras 1 e 2 mostram o local de instalação da régua e um detalhe desta, respectivamente.

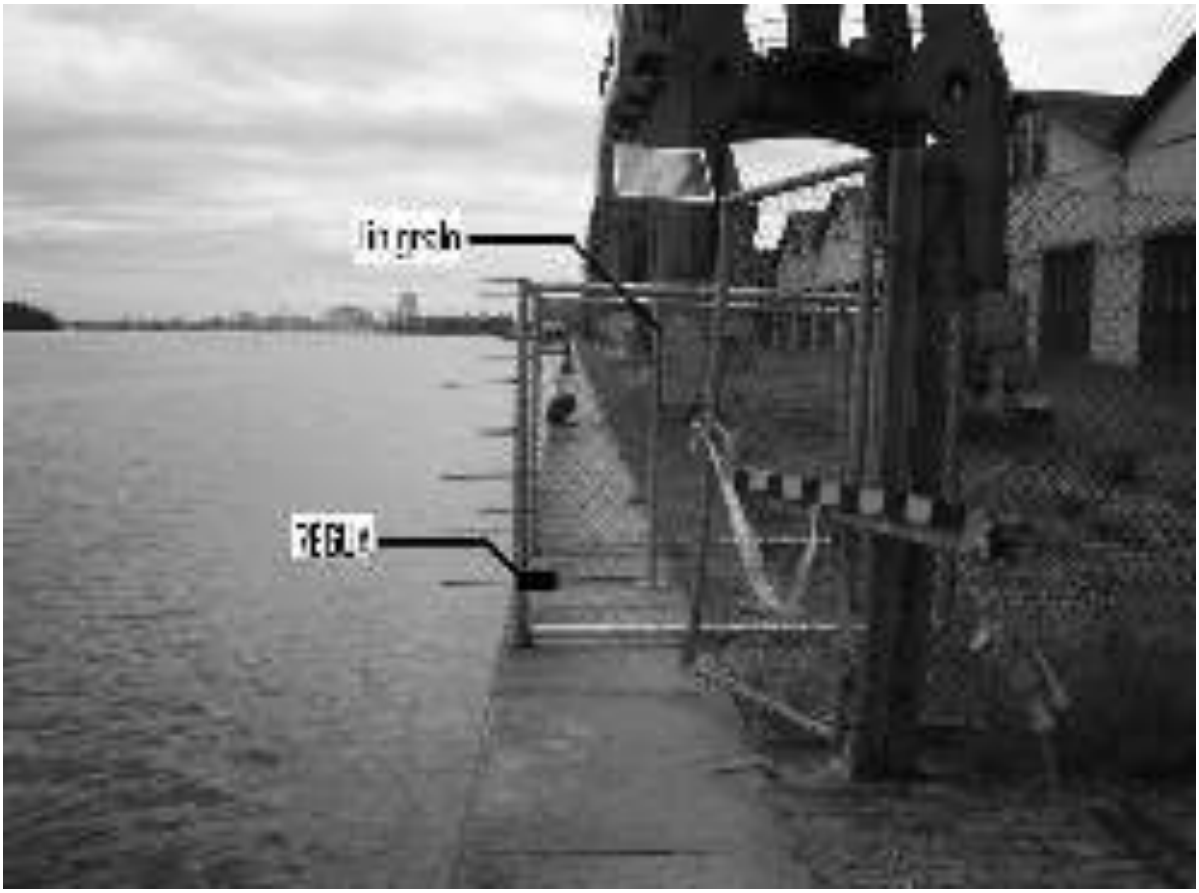


Figura 1 – Local de instalação da régua no porto.

Figura 2 – Régua instalada pela Superintendência de Portos e Hidrovias.

Tomou-se o nivelamento com base no RN 1788A do IBGE (Anexo 3), partindo deste até a régua instalada, chegando com a cota de 1,6930 m até o topo em relação à cota informada no RN de partida, conforme a Figura 3. Considerando que a relação entre o RN 1788A (cota 2,9934 – Figura 4) e RN-SGE MURO (cota 3,1804 - diferença de cota obtida pelo levantamento), determina-se que o NR (DHN) (3,184 metros abaixo da cota do RN-SGE MURO obtida) encontra-se muito próximo do Nível Médio Mar marégrafo Imbituba.

Considerou-se o comprimento da régua medindo 2,11 metros, sendo que o zero da régua encontra-se 0,417 metros abaixo do nível de redução.

Figura 3 – Identificação da cota no topo da régua.

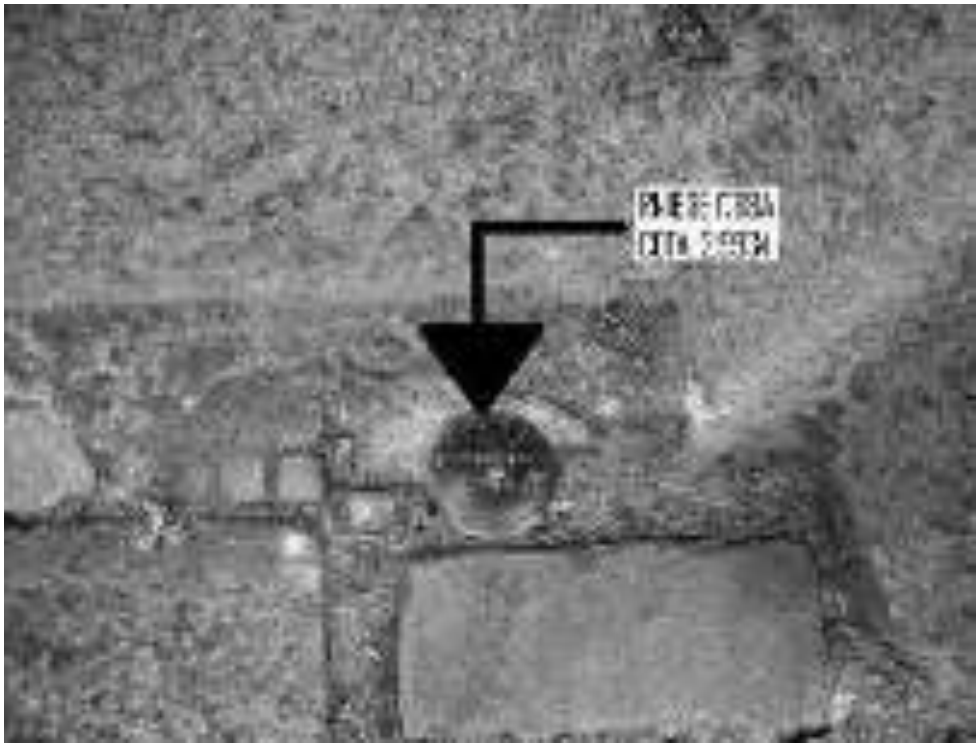


Figura 4 – Identificação da cota no RN 1788A.

As planilhas de nivelamento e contranivelamento encontram-se no Anexo do Relatório de Topobatimetria. As linhas de sondagem projetadas possuem espaçamento de 10 metros e comprimento aproximado de 480 metros.

7. ESTUDOS DE TRAÇADO E PROJETO GEOMÉTRICO

7. ESTUDOS DE TRAÇADO E PROJETO GEOMÉTRICO

7.1. INTRODUÇÃO

Neste item são apresentadas informações sobre o projeto geométrico da Segunda Ponte sobre o Rio Guaíba, compreendendo também seus ramos de acesso, na BR-116/RS, município de Porto Alegre, RS.

As informações contidas neste documento atendem ao Manual de Projeto de Interseções do DNIT e ao Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem do DNER, atual DNIT. A base destas publicações é o manual da AASHTO - A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.

A Segunda Ponte sobre o Rio Guaíba faz a ligação da capital gaúcha com o interior do sul do Estado, passando pela Ilha do Pavão até a Ilha Grande dos Marinheiros, conectando rodovias de integração nacional. Está inserida na Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba e intercepta setores territoriais que compõem a Área de Proteção Ambiental Delta do Jacuí.

7.2. NORMAS, LEGISLAÇÃO E DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

As normas, especificações e métodos aprovados, recomendados ou em fase de projeto da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e dos demais órgãos rodoviários regulamentadores, e relacionados direta ou indiretamente com a obra, fazem parte integrante do presente capítulo.

Serão adotadas normas, regulamentos e padrões técnicos de outras organizações nacionais e/ou estrangeiras reconhecidas internacionalmente, quando da inexistência de normas do DNIT.

A seguir são listadas as normas técnicas que são imprescindíveis para o Projeto Geométrico:

- NBR 13133 – Execução de levantamento topográfico
- DNIT / IPR – Manual de Projeto de Interseções
- DNER – Manual de Projeto de Rodovias Rurais
- AASHTO – A Policy on Geometric Design of Highways and Streets

7.3. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os valores adotados para as características físicas e geométricas da Nova Ponte sobre o Rio Guaíba representam padrões desejáveis, a serem utilizados sempre que possível.

O padrão operacional desejável para a Nova Ponte sobre o Rio Guaíba, em função dos volumes de tráfego, apresentados na fase de análise de viabilidade e nos estudos funcionais, é de rodovia de classe “1-A”.

Dentre os fatores indicativos e limitantes do traçado, pode-se destacar: estudos de tráfego; normas de projeto geométrico do DNIT; velocidade diretriz nos ramos de acesso, viadutos e travessias; gabaritos de navegação definidos pela Superintendência de Portos e Hidrovias (SPH); cone de aproximação definido pelo

Aeroporto Internacional Salgado Filho; interligação com a malha viária de Porto Alegre; interligação com a malha rodoviária federal existente (BR-290 e BR-448); ocupação urbana na área do empreendimento; e condicionantes ambientais.

7.4. CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Os ramos de acesso, viadutos e travessias foram projetados com características físicas e geométricas adequadas aos condicionantes locais do terreno e meio ambiente. Nos itens seguintes, apresenta-se uma descrição dos principais elementos geométricos adotados no detalhamento do projeto, bem como dos valores recomendados para a Nova Ponte sobre o Rio Guaíba.

Nas Tabelas 1 e 2 a seguir é apresentado um resumo das principais características técnicas e critérios de projeto adotados.

Tabela 1– Critérios de Projeto – Ramos de Acesso

Características	Critério
Velocidade Diretriz Pista Principal	40 km/h
Raio mínimo horizontal	45 m
Superelevação máxima	6,00 %
Rampa máxima	8,00 %
Rampa mínima	0,50 % (cortes) 0,35% (aterros)
Declividade transversal da pista em tangente	2,0 %
Largura da faixa de rolamento	4,10 m
Largura do refúgio	-
Largura do acostamento	1,10 m
Gabarito mínimo vertical	5,50 m
Talude de corte	Altura máxima = 8 m Inclinação: H=1/ V=1 - solo Inclinação: H=1/ V=3 - rocha alterada mole Inclinação: H=1/ V=6 - rocha dura e sã
Talude de aterro	Altura máxima = 8 m Inclinação: H=1,5/ V=1,0
Berma de talude	Largura= 4 m

Tabela 2– Critérios de Projeto – Ponte e Viadutos de Acesso à BR-290/116

Características	Critério
Velocidade Diretriz Pista Principal	80 km/h
Raio mínimo horizontal	255 m
Superelevação máxima	6,00 %
Rampa máxima	8,00 %
Rampa mínima	0,50 % (cortes) 0,35% (aterros)
Declividade transversal da pista em tangente	2,0 %
Largura da faixa de rolamento	3,60 m
Largura do refúgio	1,30 m
Largura do acostamento	1,20 m e 3,00 m
Gabarito mínimo vertical	5,50 m
Talude de corte	Altura máxima = 8 m Inclinação: H=1/ V=1 - solo Inclinação: H=1/ V=3 - rocha alterada mole Inclinação: H=1/ V=6 - rocha dura e sã
Talude de aterro	Altura máxima = 8 m Inclinação: H=1,5/ V=1,0
Berma de talude	Largura= 4 m

7.4.1.. DIMENSÕES DAS SEÇÕES TIPO

A seção tipo da pista sobre o leito navegável foi definida com uma largura de 14,03 m para cada sentido de tráfego, totalizando 28,06 m considerando-se a aleta dorsal de ancoragem e as barreiras laterais. Para cada sentido foram previstas duas faixas de 3,60 m, acostamento interno de 1,20 m, acostamento externo de 3,00 m e refúgio de 1,30 m. Após os vão navegáveis, a seção total da ponte reduz para 26,91 m, mantendo-se os dois sentidos de tráfego, agora separados por barreira central de base de 0,61 m.

Os viadutos de conexão à BR-290/116 tem seu gabarito o mesmo da pista elevada, com largura total de 13,60 m somando-se as duas barreiras laterais de base 0,45 m. Estão previstas duas faixas de 3,60 m, acostamento interno de 1,20 m e externo de 3,00 m e refúgio de 1,30 m.

Os ramos de acesso da interseção foram previstos com duas faixas de 4,10 m e acostamento interno e externo de 1,10 m, além de barreiras laterais com largura de base de 0,45 m. Com estas dimensões obtém-se uma largura total de 11,30 m.

A ponte existente sobre o Saco da Alemoa, sentido Porto Alegre – Interior, teve seu gabarito alargado em 8,38 m, sendo incorporada mais uma faixa de tráfego, acostamento externo e passeio. A seção transversal final será de 17,03 m, composta por três faixas de rolamento de 3,60 m, acostamento interno de 1,00 m, acostamento externo de 2,50 m, barreira lateral de 0,45 m, barreira interna de 0,38 m e passeio e guarda corpo de 1,90 m.

7.4.2.. VELOCIDADE DIRETRIZ

A velocidade diretriz está relacionada com a importância da via e condições topográficas predominantes. É a velocidade selecionada para fins de projeto da via e que condiciona certas características da mesma, tais como curvatura, superelevação e distância de visibilidade, das quais depende a operação segura e confortável dos veículos.

A velocidade diretriz de projeto nos ramos é relacionada com a velocidade de projeto na via principal.

Deve ser considerada a melhor velocidade nas duas condições de velocidade, levando-se em conta as apresentadas no Manual de Projeto de Interseções do DNIT.

A velocidade adotada para o projeto geométrico e que condiz com as características geométricas, horizontal e vertical é de 40 km/h nos ramos de acesso e de 80 km/h na ponte e nos viadutos de acesso à BR-290/116.

7.4.3.. DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE

A distância de visibilidade ao longo de um ramo deve ser, pelo menos, igual à distância de visibilidade de parada. Não é necessária distância de visibilidade para ultrapassagem.

A distância de visibilidade de parada (DVP) é fixada como sendo a somatória de duas distâncias:

A percorrida durante o tempo de percepção e reação do motorista, estimado em 2,5 segundos, pela AASHTO;

A de frenagem, que, por sua vez, depende da velocidade e do atrito entre o pneu e o pavimento.

Os valores mínimos de projeto para a Distância de Visibilidade de Parada (DVP) são apresentados na Tabela 4, e recomendados AASHTO em A Policy on Geometric Desing of Highways and Streets.

7.4.4.. RAIO MÍNIMO DE CURVATURA HORIZONTAL

O raio mínimo de curvatura horizontal é determinado em função da velocidade diretriz, da superelevação máxima e do fator de atrito transversal entre pneu e pavimento.

A Tabela 4 apresenta os valores de raios mínimos para os ramos de interconexões.

Tabela 4 – Raio Mínimo – Ramos de Interconexões

Superelevação Máxima (%)	Velocidade de Projeto (km/h)	
	40	80
0	55	360
1	55	335
2	50	315
3	50	295
4	50	280

Superelevação Máxima (%)	Velocidade de Projeto (km/h)	
	40	80
5	45	265
6	45	255
7	45	240
8	40	230
9	40	220
10	40	210

7.4.5.. RAMPA MÁXIMA

Para a determinação da rampa máxima nos ramos das interconexões foi usada a Tabela 5. A Tabela 6 indica os valores mínimos e desejáveis de K para curvas verticais.

Tabela 5 – Rampa Máxima – Ramos (Critério Geral)

Velocidade de Projeto (km/h)	30 – 40	70 – 80
Rampa Máxima	**6% - 8%**	3% - 5%

Tabela 6 – Valores de K Segundo Distância de Visibilidade de Parada

Velocidade diretriz (km/h)	40	80
K - Mínimo	5	29
K - Desejável	5	48
K - Mínimo	7	24
K - Desejável	7	32

7.4.6.. SUPERELEVAÇÃO MÁXIMA

A superelevação nos ramos é determinada em função da curvatura de controle e velocidade de projeto. A Tabela 7 apresenta os valores para a superelevação máxima para curvas em interseções.

Tabela 7 – Taxa de Superelevação para Curvas em Interseções (%)

Raio (m)	Velocidade de Projeto da Curva (km/h)
	40
50	4 – 10
70	3 – 8
100	3 – 6
150	3 – 5
200	2 – 4
300	2 – 3
500	2
700	2
1000	2

7.4.7.. LARGURA DAS PISTAS

A largura da pista dos ramos foi definida em função das seguintes variáveis:

- Número de faixas;
- Tipo de operação;
- Condição de tráfego;
- Raio do alinhamento horizontal.

7.4.8.. FAIXA DE ACELERAÇÃO

O comprimento da faixa de aceleração é definido em função da velocidade inicial do tráfego entrando na rodovia e da velocidade na via principal, representada através da velocidade de projeto. No caso do projeto da Nova Ponte sobre o Rio Guaíba, 80 km/h.

7.4.9.. FAIXA DE DESACELERAÇÃO

O comprimento da faixa de desaceleração varia em função da velocidade na via principal representado em termos de velocidade de projeto, e o controle da velocidade de saída.

8. PROJETO DE TERRAPLENAGEM

8. PROJETO DE TERRAPLENAGEM

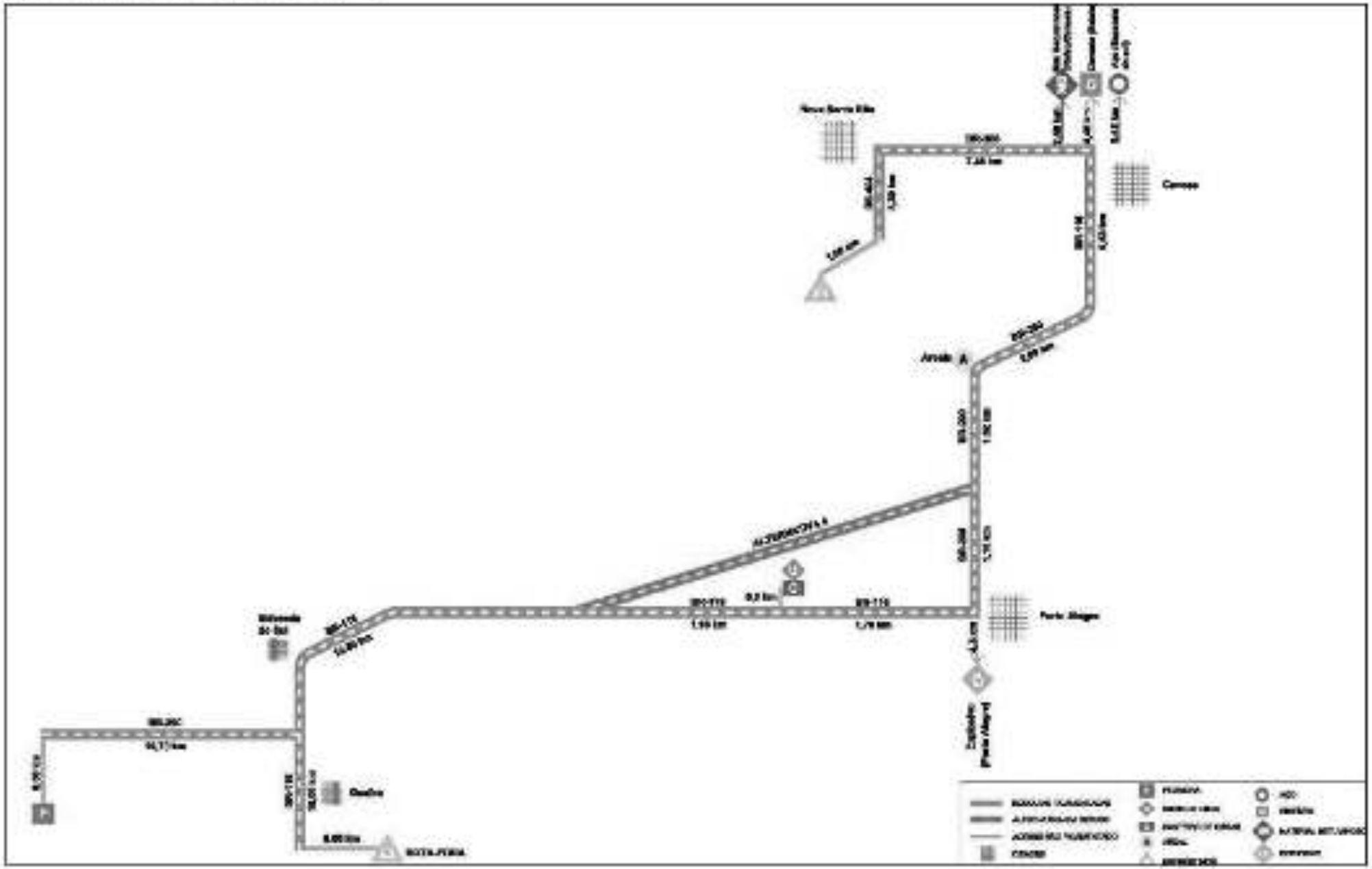
O projeto de terraplenagem do sistema viário avaliou cuidadosamente as alternativas que se apresentaram quanto à movimentação dos volumes de terraplenagem, de modo a combinar uma análise técnico-econômica entre as necessidades de empréstimos e bota-foras, proteção ao meio ambiente, deslocamentos longitudinais de volumes de terra, para fins de compensação e ocorrência de materiais identificados pelos estudos geotécnicos e cotas definidas pelos projetos.

Para a elaboração do projeto de terraplenagem do sistema viário utilizou-se o software de engenharia para projeto geométrico e de terraplenagem *PowerCivil for Brazil V8i.*

A planilha de volumes e quadro de orientação(Relocação da Rua Dona Teodora, Relocação da Rua Voluntários da Pátria, Relocação da Rua João Moreira Maciel, Acesso à Rua Quatro 1, Acesso à Rua Quatro 2, Acesso Rua Voluntários da Pátria – Freeway, Acesso Freeway – Rua João Morieira Maciel e Rotatória.) estão contidos no Memorial de Calculo de Terraplenagem.

A seguir figura 1, correspondente à Planta de Ocorrência de Jazidas e Materiais.

Figura 1 – Planta de Ocorrência de Jazidas e Materiais



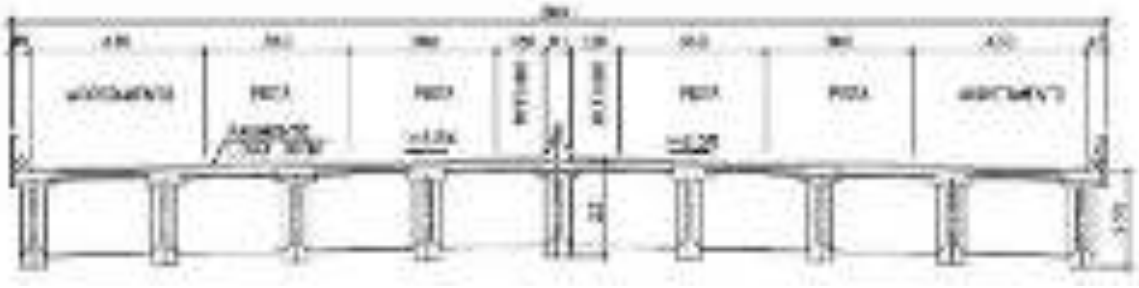
9. PROJETO DE OAE

9. PROJETO DE OAE

9.1. PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA - TRECHO EM VIA ELEVADA

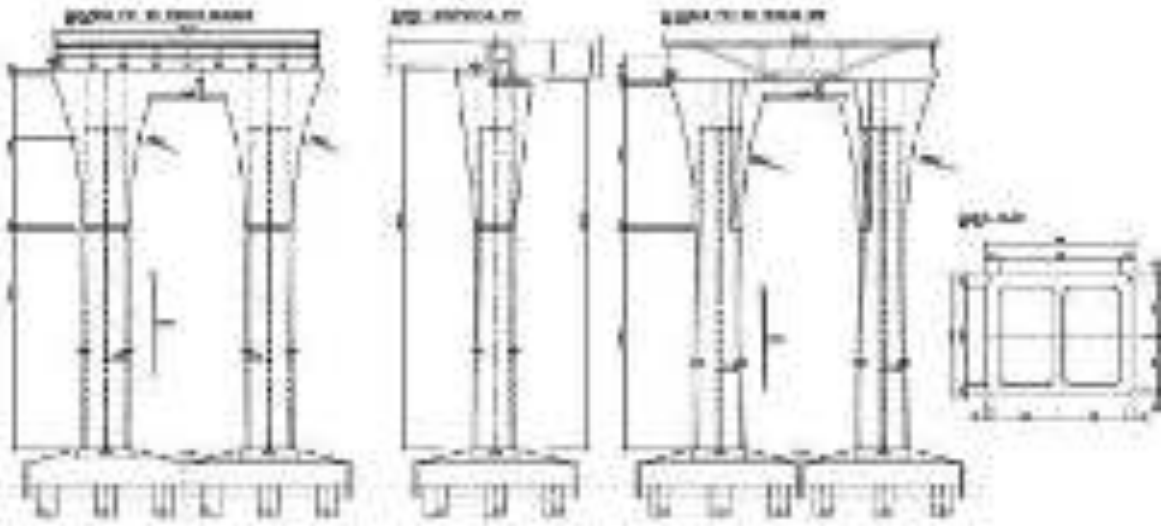
O trecho em via elevada da ponte sobre o Rio Guaíba possui uma sucessão de 32 vãos isostáticos de 41,00 m de comprimento entre eixos de pilares e superestrutura constituída por nove longarinas pré-moldadas de 2,10 m de altura e 40,00m de comprimento. As longarinas terão protensão com aderência posterior e um peso aproximado de 70 toneladas cada uma delas.

Após a montagem das longarinas, com treliça lançadeira, executa-se uma laje moldada “in loco” de 20 cm de altura sobre placas pré-moldadas de 7 cm de espessura.



Seção transversal do trecho em via elevada.

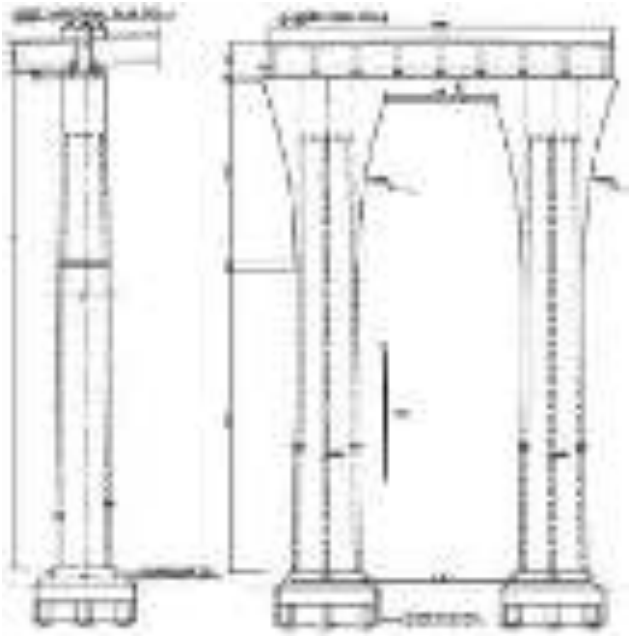
O pilar comum com o trecho da obra sobre os vãos navegáveis – balanços sucessivos - possui uma região inferior de largura quase constante e, na porção superior, alarga-se de modo a permitir o apoio das duas superestruturas.



Pilar comum trecho em via elevada - OAE sobre vãos navegáveis.

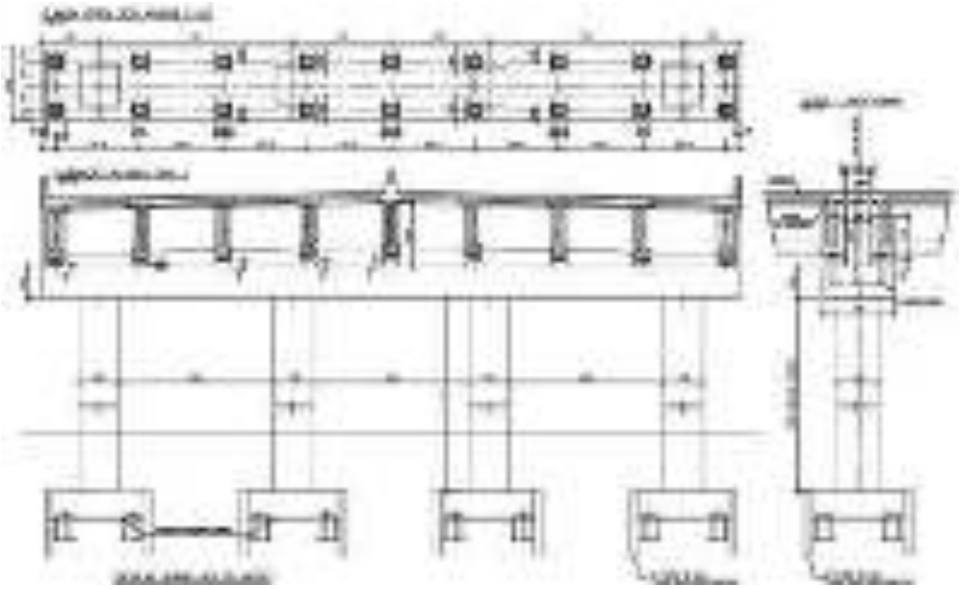
O apoio do tabuleiro se faz através de dois tipos de pilares. Na zona sobre a água os pilares lembram a forma exterior dos pilares do trecho sobre os vãos

navegáveis e são duplos para permitir o apoio das nove longarinas pré-moldadas em 26,91 m de largura de tabuleiro. Os pilares possuem no seu topo uma região elevada com 1,00m de largura para o apoio da treliça lançadeira das vigas.



Pilares na água no trecho em via elevada.

Uma vez fora da água, os pilares transformam-se em quatro pilares que, transversalmente, possuem uma travessa sobre a qual se apoiam as vigas.



Pilares fora da água no trecho em via elevada.

A ligação entre a superestrutura e os pilares faz-se através de aparelhos de apoio. Esses aparelhos de apoio são metálicos - fixos, unidirecionais ou multidirecionais – e possuem um bom comportamento estrutural, longa vida útil e dispensam a previsão de troca.

A geometria dos pilares foi especialmente cuidada para que, além de atender aos requisitos estruturais, não resulte numa peça esteticamente deselegante, tornando-a mais esbelta e agradável.

Para a fundação desses pilares, devido às características geotécnicas do local, estão previstas estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica (“estacões”).

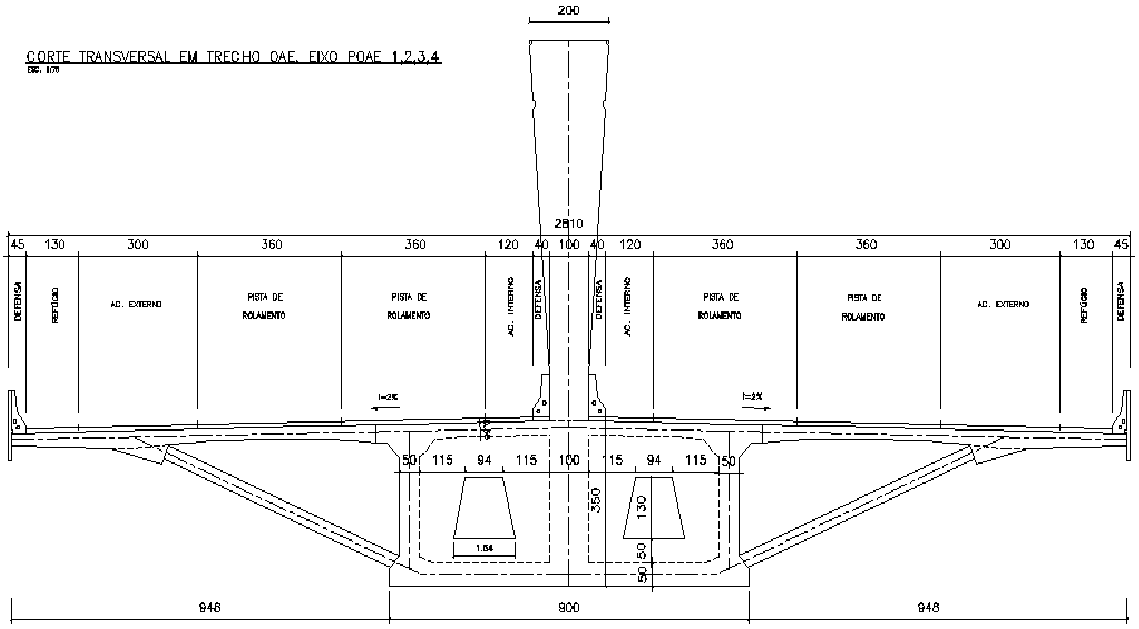
Esses estacões possuem diâmetros de 1,00m, com comprimentos de até 60 m, com parte da escavação em rocha.

Nos trechos em solo os blocos de fundação serão enterrados e, nos trechos sobre a lâmina d´água do Rio Guaíba, esses blocos ficarão aparentes, mas tendo o topo das estacas coberto pela “saia” dos blocos, no caso do nível da água descer abaixo do nível operacional. Essa providência evitará que se torne visível as estacas da fundação, resultando uma aparência mais agradável.

9.2. PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA - VÃOS NAVEGÁVEIS

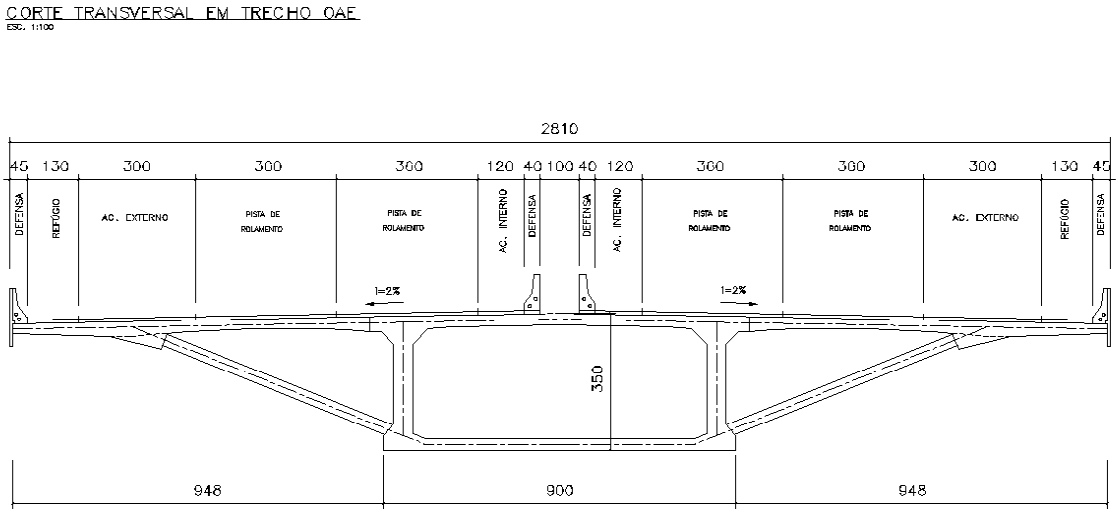
O trecho da nova ponte sobre o Rio Guaíba sobre os canais de navegação possui um comprimento total de 73,0 + 3 x 142,7 + 73,5 = 574,5 m e sua construção está prevista ser feita através do método dos balanços sucessivos desde seus quatro pilares centrais, isto é, os pilares POAE1/POAE2/POAE3 e POAE4. Esta é a técnica mais indicada para vencer vãos em áreas onde há impossibilidade da montagem de cimbramento, como é o caso presente. De uso consagrado no Brasil e em muitos lugares do mundo, o método de construção de pontes e viadutos por balanços sucessivos consiste na execução da estrutura em segmentos denominados aduelas, com comprimento variável de 3 m a 10 m. A partir de um pilar suporte, as peças avançam em balanços, uma a uma, até a totalidade da execução do vão, com o apoio de treliças metálicas. No caso da nova ponte sobre o rio Guaíba o comprimento escolhido para as aduelas é de 4,075 m, com um total de 16 aduelas por cada lado do pilar, uma aduela “zero” – moldada “in loco” - sobre o pilar suporte, de 8 m de comprimento e, finalmente, uma aduela de fecho no centro do vão, também de 4,075 m de comprimento.

Os segmentos ou aduelas serão concretados no local. A concretagem pode ser executada por meio de fôrmas deslocáveis em balanço, suportadas pelos trechos já concluídos. Ao atingirem a idade apropriada, as aduelas são então protendidas.



Projeto básico Nova Ponte sobre o rio Guaíba, vão principal de 143 m.

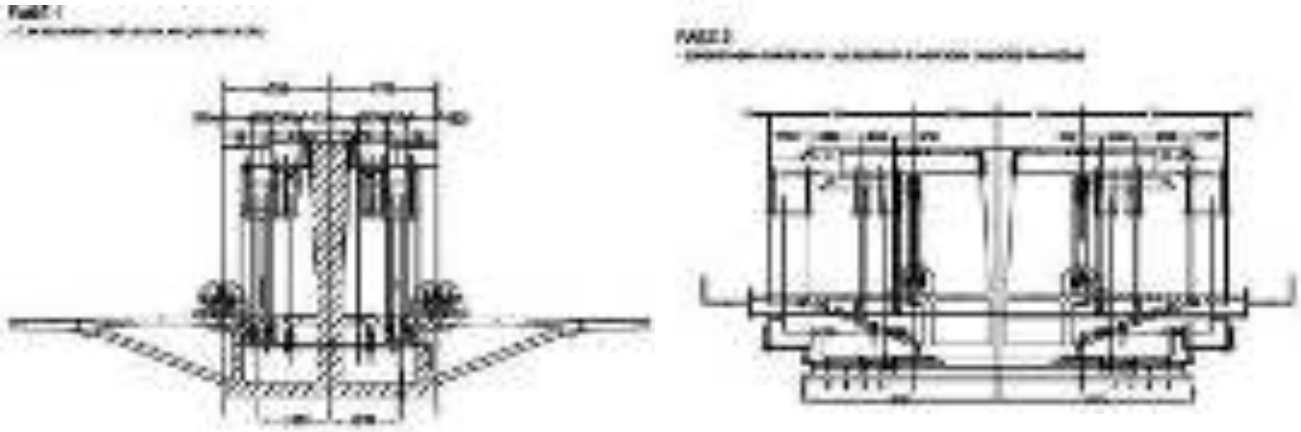
Seção pelo eixo dos pilares com aleta dorsal.



Projeto básico Nova Ponte sobre o rio Guaíba, vão principal de 143 m.

Seção pelo centro dos vãos navegáveis.

A seção transversal da nova ponte do Guaíba atinge 28,10 metros de largura total, com uma seção celular (“caixão”) única apoiada sobre pilar único. Esta seção em caixão apresenta uma parte central, de 9 m de largura, a ser construída numa primeira fase por balanços sucessivos e, uma vez a ponte fechada e já estruturalmente continua, completa-se o resto do tabuleiro, isto é, as lajes laterais, apoiando-as sobre o núcleo central da seção e sobre mãos francesas pré-moldadas. Nessa segunda etapa de construção, será necessário uma adaptação da treliça utilizada no lançamento das aduelas, de modo a permitir a concretagem das duas lajes laterais.



Treliça tipo para concretagem do núcleo central das aduelas e mais das lajes laterais, uma vez finalizada a construção em balanços sucessivos.

A divisão em duas etapas de concretagem da seção faz-se necessária devido ao peso excessivo das aduelas em balanço que resultaria caso a concretagem se fizesse na seção completa.

A solução de tabuleiro com lajes laterais apoiadas sobre mãos francesas é uma solução muito conhecida desde a construção do **Viaduto do Kochertal na Alemanha (1980),** que atinge uma largura total sobre mãos francesas de 31 m.

Viaduto do Kochertal, vão principal de 128 m (1980, Alemanha).

Esta mesma técnica já foi utilizada em outras obras no Brasil, como a ponte sobre o Rio Poty, em Teresina, e a obra em construção em Barueri, SP, na Estrada da Aldeinha.

Ponte sobre o Rio Poty (2013, Teresina, PI, Brasil).

Ponte na Estrada da Aldeinha (2013,Barueri, SP, Brasil).

Ponte na Estrada da Aldeinha (2013,Barueri, SP, Brasil).

Atendendo às rígidas restrições simultâneas ao nível de gabarito de navegação aérea e de navegação marítima, considera-se apenas como viável uma solução de tabuleiro de altura variável de tipo aleta dorsal, com altura máxima permitida da aleta de 8 m acima do nível superior do tabuleiro, respeitando assim o gabarito de navegação aérea. A compatibilização da altura estrutural exigida para a viga caixão, aliada à necessidade de se respeitar o gabarito de navegação marítima, conduz a uma altura do caixão constante de 3,5 m ao longo da estrutura. A aleta dorsal é de forma triangular e aparece como o prolongamento natural da alma central, no meio do caixão. A altura total de caixão + aleta sobre pilares é de 11,5 metros (ver Figura 5).

Gabaritos a respeitar: marítimo e aéreo.

Este tipo de ponte é conhecido na literatura especializada internacional em inglês de **"fin-back bridge"**. Pode ser considerada uma ponte de viga singular com diafragmas protendidos de grande altura e, portanto, um tipo de ponte fronteira entre

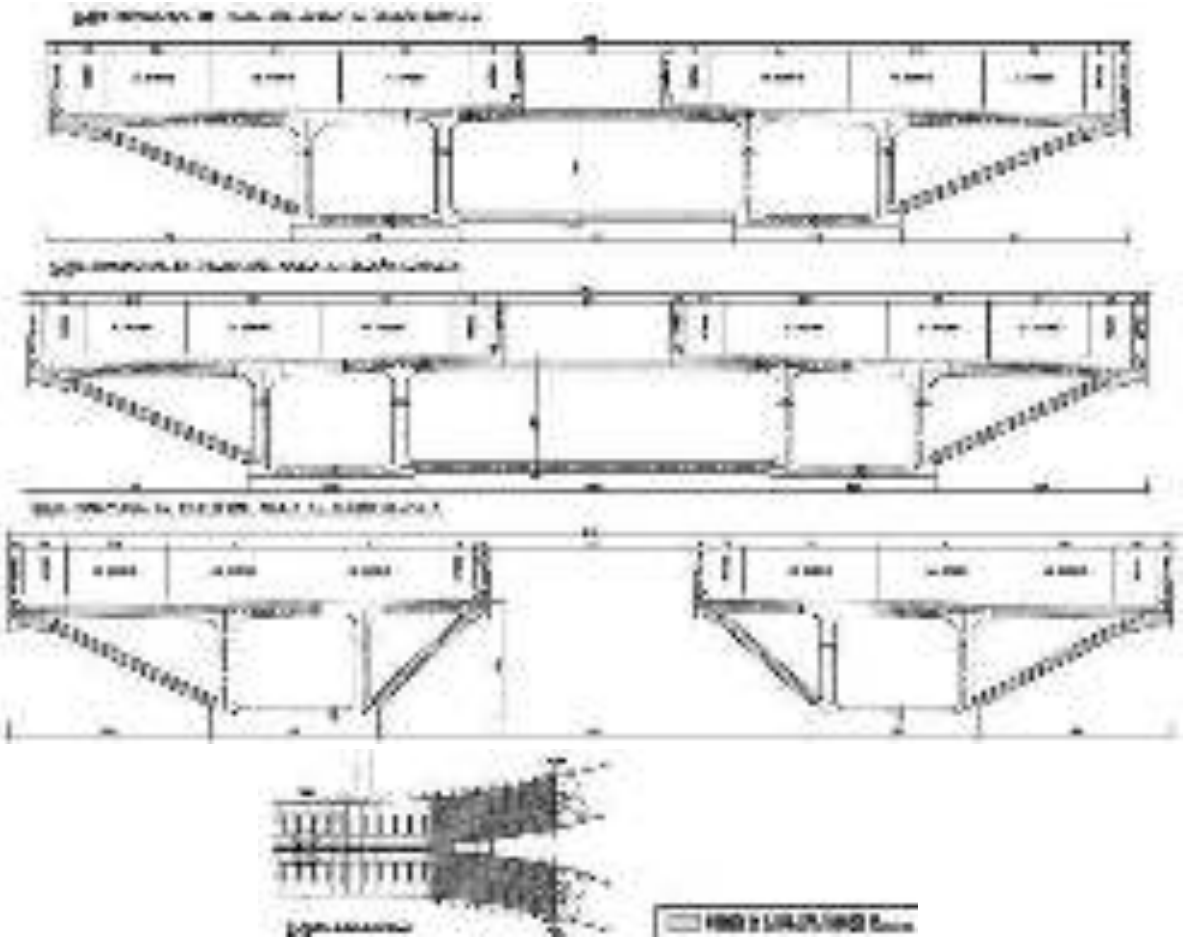
as pontes viga e as pontes estaiadas. Desde as pontes de vigas (1), se produz uma transição natural, através das **pontes com aleta dorsal (2), das pontes de velas (3) e das pontes protendidas no extradorso (4)**, até as **pontes estaiadas convencionais (5)**.

Evolução desde as pontes viga (1) até as pontes estaiadas (5).

As aletas dorsais apresentam em geral uma geometria triangular com máxima altura acima do pilar e mínima no centro do vão. No caso da ponte sobre o rio Guaíba a aleta dorsal chega até ¼ do vão a vencer (cerca de 36 m). A solução do projeto básico da ponte sobre o rio Guaíba considera 3 vãos principais de 143 m, ou seja, quatro pilares centrais, e balanços laterais de 72,5 + 72,5 m.

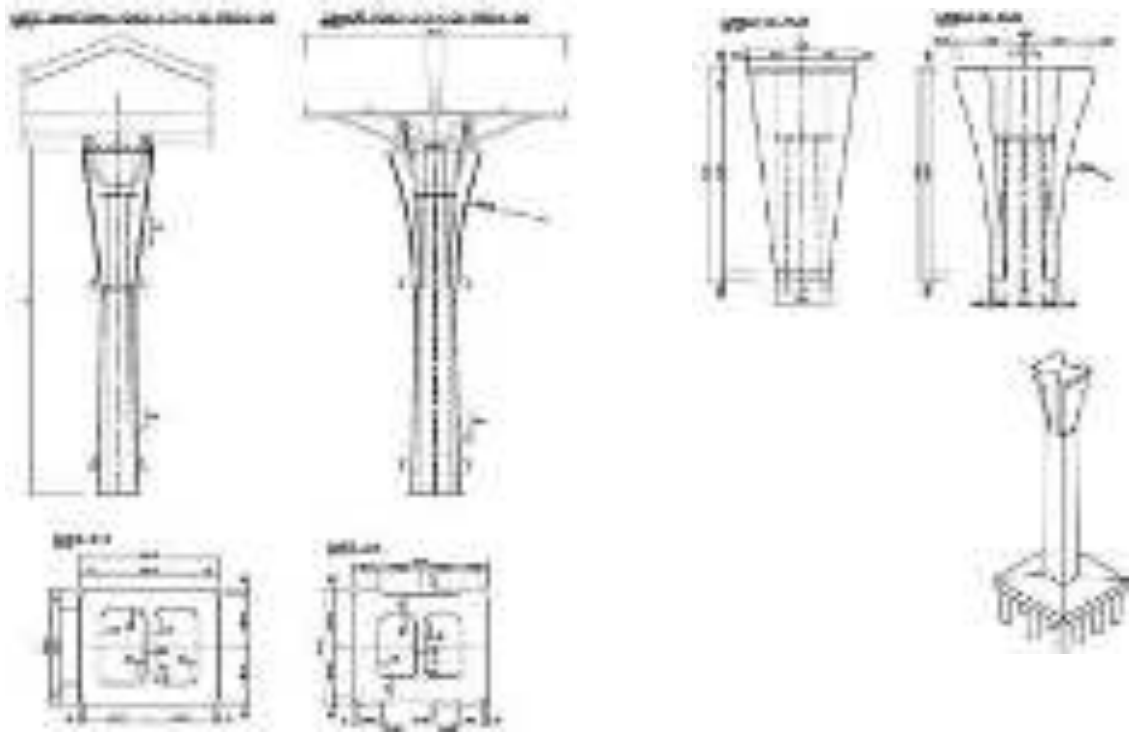
Ponte de aleta dorsal: Projeto básico da nova ponte sobre o rio Guaíba,143 m de vão principal (2013, Porto Alegre, Brasil).

Na parte final da ponte se produz a conexão com o viaduto de acesso à rua Dona Teodora e isto provoca uma duplicação da superestrutura num tabuleiro tipo “Y” duplo, correspondente aos ramos A e B dos viadutos da Interseção Dona Teodora. Baseando-se nos cálculos realizados, conclui-se que a única alternativa possível de construção do balanço desde o pilar POAE4, e que se apresenta visivelmente mais viável tecnicamente em relação às demais, é a execução simultânea dos trechos correspondentes aos ramos A e B. A opção de construção em balanço de só um dos trechos e construção após o fecho da estrutura do outro trecho, foi inviabilizada pelos esforços de torção que são introduzidos no tabuleiro em fase de construção. Por isto são necessárias 3 treliças nos balanços do pilar POAE4. Está prevista a construção simultânea de balanços em dois pilares (2+2 treliças), um pilar de duas treliças e mais o pilar POAE4 (1+2 treliças).



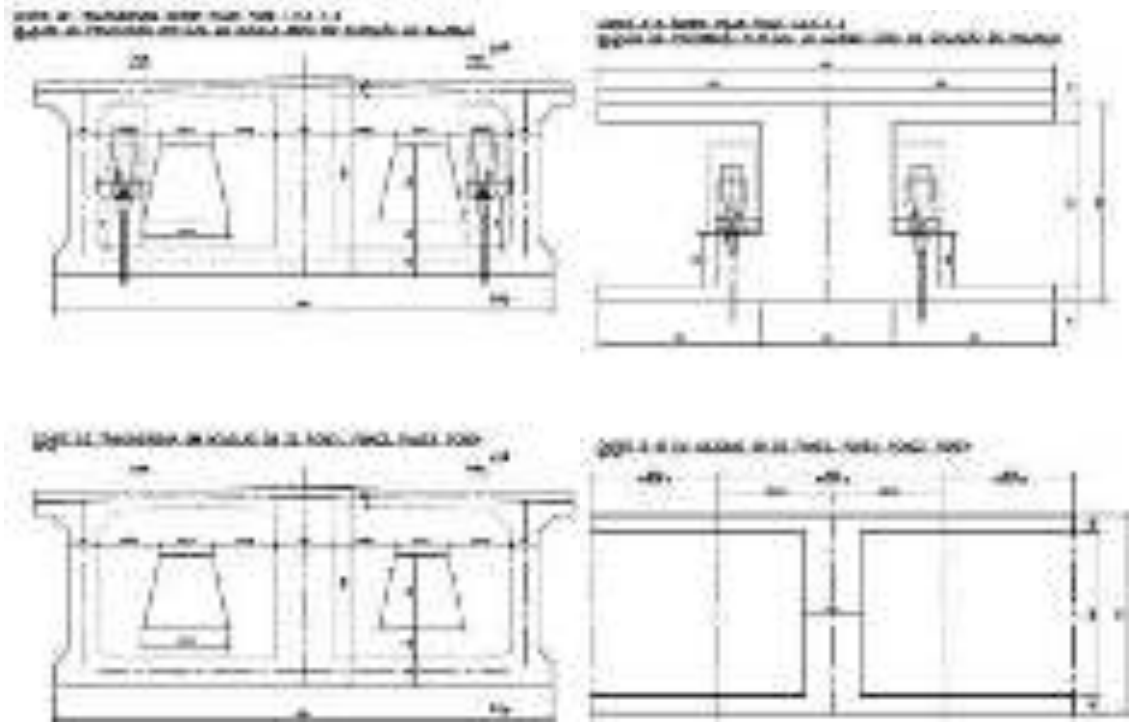
Método construtivo do “Y” final, na conexão com os viadutos da rua Dona Teodora.

Os pilares apresentam alturas de fuste até 35 m, sobre blocos constituídos como elementos de transição entre a mesoestrutura da ponte e as estacas. Visualmente os blocos são elementos muito massivos, e neste caso têm a dupla função, de suporte da ponte e ligação das estacas e fustes, e de ocultamento das cabeças das estacas no caso de níveis de água muito baixos. Os blocos têm quatro paramentos frontais e laterais com extensões imersas na água com essa dupla missão: ocultamento das cabeças das estacas para níveis de água abaixo do nível operacional e forma pré-moldada perdida na concretagem dos blocos para apoio dos fustes dos pilares. Estes paramentos semelhantes a “saias” verticais devem ser ligados ao bloco formando uma estrutura monolítica.



Pilares da ponte sobre os vãos navegáveis.

O apoio do tabuleiro se faz através de pilares, com geometria variável transversal e longitudinalmente. Os pilares da ponte são formados por lâminas de concreto constituindo uma coluna única de dois alvéolos em caixão. Na cabeça dos pilares é preciso um alargamento transversal e longitudinal para apoiar o tabuleiro e garantir a estabilidade durante a construção em balanços sucessivos. Durante a execução dos balanços sucessivos, provisoriamente, a ligação da superestrutura ao pilar fica garantida por quatro apoios provisórios em concreto de alta resistência, com separações da ordem de 6 metros e mais 3 cabos de protensão que atravessam os apoios provisórios através de furos. Esses cabos de estabilidade do balanço são retirados após o fechamento da ponte. Segue-se um macaqueamento do tabuleiro, pilar a pilar, para troca dos apoios provisórios pelos definitivos e, uma vez feita essa troca, tem lugar a concretagem da segunda etapa do caixão, ou seja, as lajes laterais.



Protensão vertical de estabilidade dos consolos em construção.

Também aqui os aparelhos de apoio definitivos são metálicos - fixos, unidirecionais ou multidirecionais – e possuem bom comportamento estrutural, longa vida útil e dispensam a previsão de troca.

Essa geometria dos pilares, além de atender aos requisitos estruturais, suaviza a robustez da estrutura, tornando-a mais esbelta e agradável.

Nos apoios extremos nos dois vãos laterais de 73 m de comprimento se registra reação negativa ou de levantamento do tabuleiro. Esta reação negativa é transmitida aos dois pilares por meio de consolos curtos de apoio vertical, o que evita a necessidade de protensão do tabuleiro contra a cabeça do pilar.

Apoio vertical nos pilares para reações de levantamento do tabuleiro.

A infraestrutura será formada por estacas escavadas de grande diâmetro (2 m) ou tubulões com embutimento variável na rocha, atingindo comprimentos de até 57m.

9.3. COMPLEXO VIÁRIO RUA TEODORA

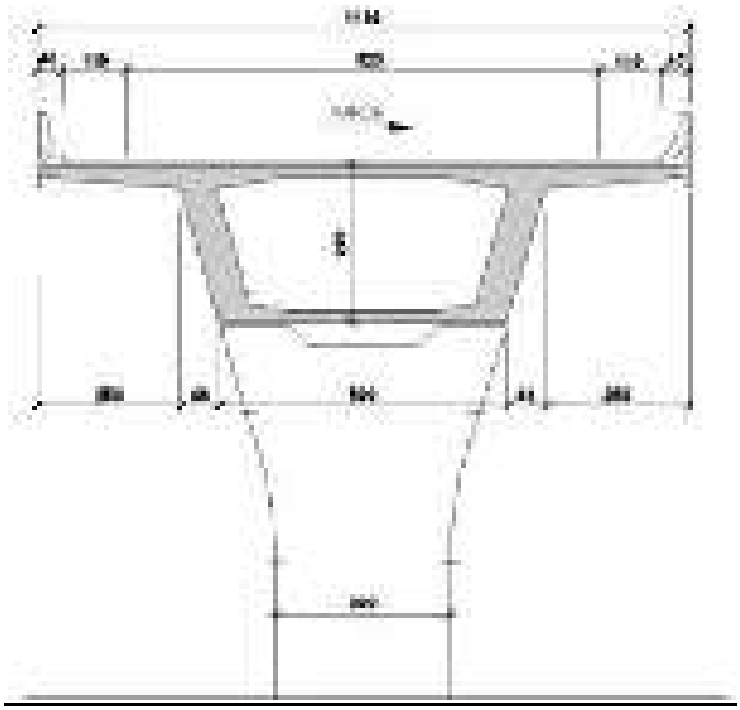
O Complexo Viário da Rua Teodora foi projetado de modo a possibilitar o acesso à nova ponte sobre o Rio Guaíba a partir da BR 116, bem como a interligação com o sistema viário existente na região.

Ele é composto por 07 ramos - Ramos A a G - e, no projeto estrutural, buscou-se harmonizar o custo da obra, as facilidades construtivas e o aspecto estético da solução adotada.

Desse modo, procurou-se padronizar a estrutura e, devido às sinuosidades do traçado geométrico, adotou-se a solução em seção celular, contínua, com altura constante de 2,70m, totalmente moldada “in loco”.

Os ramos A a G foram divididos em tramos de 3 a 4 vãos, contínuos, de modo a não se ter cabos de protensão excessivamente longos – de difícil colocação – bem como a limitar os deslocamentos nas juntas de dilatação. Esses vãos variam de 45 a 50m, chegando a 60m nos tramos sobre a BR 116, resultando comprimentos de até 200m de extensão.

A largura é constante e igual a 11,30m.



O apoio do tabuleiro se faz através de pilares, que, transversalmente, possuem uma região inferior de largura constante, e, na porção superior, alargam-se de modo a harmonizar-se com a seção celular da superestrutura.

Longitudinalmente, esses pilares possuem seção variável, conforme a altura do pilar. No topo desses pilares existe um alargamento da seção de modo a acomodar os dois aparelhos de apoio que, nas juntas do tabuleiro, passam a quatro aparelhos.

Esses aparelhos de apoio são metálicos - fixos, unidirecionais ou multidirecionais – que possuem bom comportamento estrutural, longa vida útil e dispensam a previsão de troca.

Essa geometria dos pilares, além de atender aos requisitos estruturais, suaviza a robustez da estrutura, tornando-a mais esbelta e agradável.

Para a fundação desses pilares, devido às características geotécnicas do local, estão previstas estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica (“estacões”).

Esses estacões possuem diâmetros de 1,20m até 1,60m, com comprimentos de até 52m, com parte da escavação em rocha.

Nos trechos em solo os blocos de fundação serão enterrados e, nos trechos sobre a lâmina d´água do Rio Guaíba, esses blocos ficarão aparentes.

Nos trechos de acesso aos viadutos, estão previstos muros de contenção com solo reforçado com tiras metálicas (“terra armada”).

9.4. CONEXÃO NA BR 116/290

O trecho da conexão na BR 116/290 possui dois ramos – Ramos H e I – com duas soluções estruturais distintas.

RAMO H

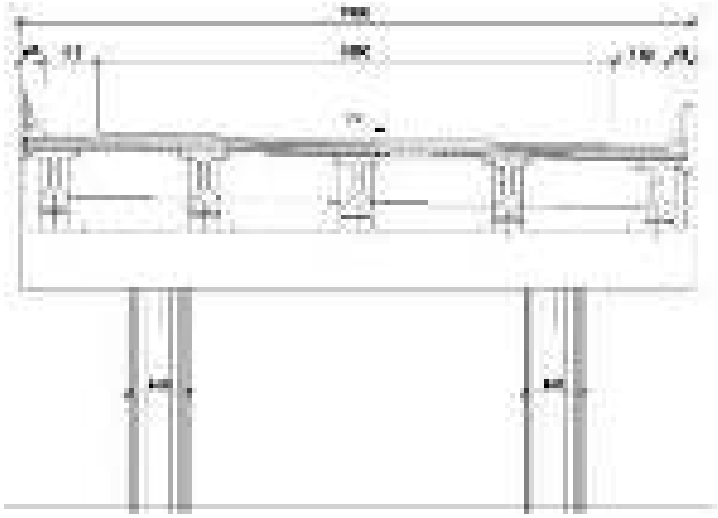
O Ramo H, localizado na continuação da via elevada, mantém a solução estrutural de vigas pré-moldadas, isostáticas, lançadas através de treliça.

Sua configuração geométrica, com a utilização de grandes raios de curvatura, possibilita a adoção desse modo de construção, que consegue aliar a facilidade construtiva com baixo custo de construção.

Desse modo, procurou-se padronizar a estrutura e utilizar-se exaustivamente de elementos pré-moldados.

O vão típico adotado possui 41,00m de extensão e tabuleiro com largura de 13,60m.

Esse tabuleiro é formado por vigas pré-moldadas de concreto protendido, isostáticas, encimadas por laje de concreto armado moldado “in loco”. Após o lançamento das vigas pré-moldadas, parte-se para a concretagem dessa laje, utilizando-se lajotas pré-moldadas com 7cm de espessura, apoiadas nas vigas pré-moldadas, que já trazem a armadura final da laje e, nessa etapa, atuam como forma. Após a concretagem essas lajotas passam a fazer parte integrante da laje de coroamento das vigas.

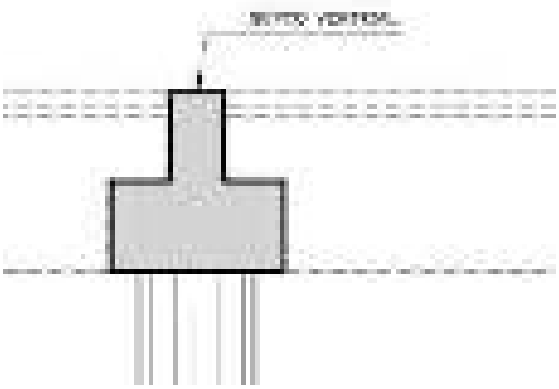


O apoio do tabuleiro sobre os pilares se faz através de uma travessa, localizada no topo dos pilares.

Esses pilares possuem seção circular, e estão localizados no trecho superior dos estacões, acima do terreno, sem a utilização de blocos de fundação. Formam, desse modo, uma estrutura única.

Essa travessa possui a forma de um “T” invertido, de modo a minimizar a altura necessária sob a face inferior das vigas do tabuleiro, o que suaviza a robustez da estrutura, tornando-a mais esbelta e agradável.

Adicionalmente, a presença do septo vertical possibilita o apoio de treliças lançadeiras caso se deseje fazer o posicionamento das vigas desta maneira.



A adoção do pilar circular deve-se à conveniência geométrica dessa seção para fazer frente aos esforços longitudinais e transversais a que a peça estará sujeita.

A fundação desses pilares deverá utilizar estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica (“estacões”), com diâmetro previsto de 1,40m.

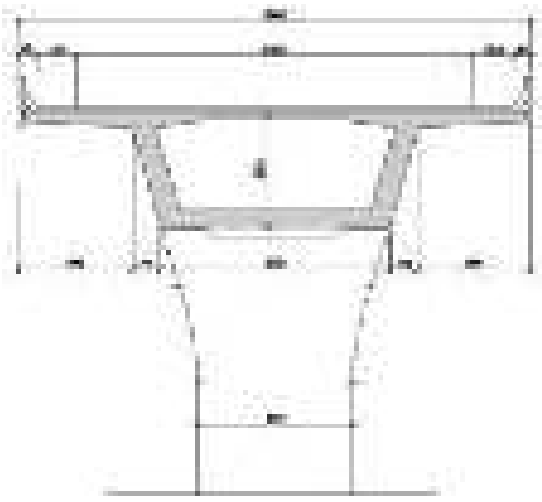
RAMO I

No Ramo I, da mesma forma que no complexo viário da Rua Teodora, foi adotada a solução em seção celular, contínua, com altura constante de 3,00m, totalmente moldada “in loco”.

Essa solução estrutural mostrou-se mais adequada devido à curvatura do traçado geométrico e ao grande vão necessário – 65,00m – na travessia sobre a BR 290.

O Ramo I foi dividido em quatro tramos, com 3 a 4 vãos cada um, contínuos, de modo a não se ter cabos de protensão excessivamente longos – de difícil colocação – bem como a limitar os deslocamentos nas juntas de dilatação. Esses vãos variam de 37 a 43m, chegando a 65m nos tramos sobre a BR 290, resultando comprimentos de até 216m de extensão.

A largura é constante e igual a 13,60m.



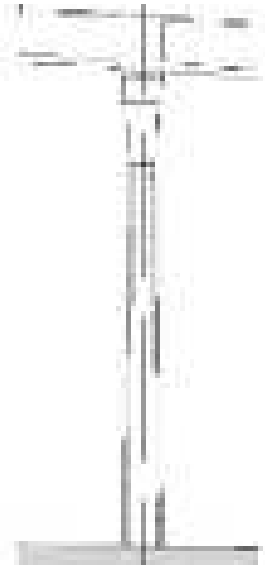
O apoio do tabuleiro se faz através de pilares, com geometria semelhante àquela do complexo da Rua Teodora.

Transversalmente, possuem uma região inferior de largura constante, e, na porção superior, alargam-se de modo a harmonizar-se com a seção celular da superestrutura.

Longitudinalmente, esses pilares possuem seção variável, conforme a altura do pilar. No topo desses pilares existe um alargamento da seção de modo a acomodar os dois aparelhos de apoio que, nas juntas do tabuleiro, passam a quatro aparelhos.

Esses aparelhos de apoio são metálicos - fixos, unidirecionais ou multidirecionais – que possuem bom comportamento estrutural, longa vida útil e dispensam a previsão de troca.

Essa geometria dos pilares, além de atender aos requisitos estruturais, suaviza a robustez da estrutura, tornando-a mais esbelta e agradável.



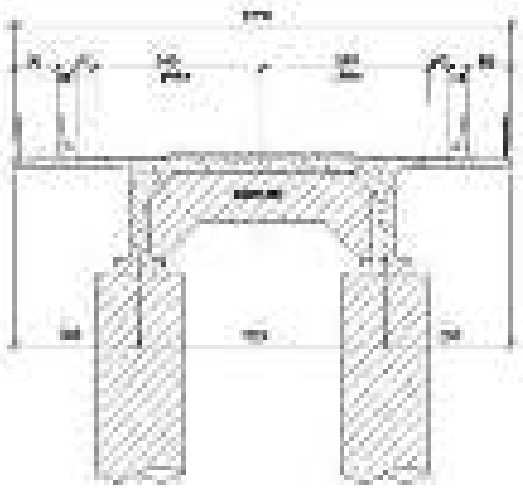
Para a fundação desses pilares, devido às características geotécnicas do local, estão previstas estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica (“estacões”).

Esses estacões possuem diâmetros de 1,40m até 1,60m, com comprimentos de até 46m, com parte da escavação em rocha.

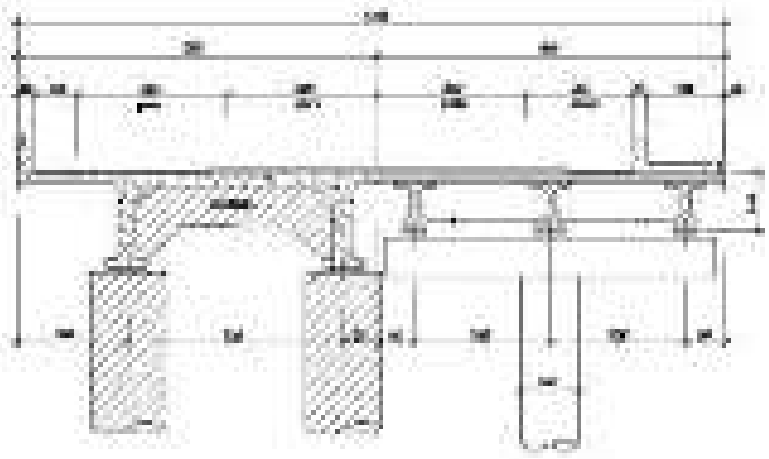
Nos trechos de acesso aos viadutos, estão previstos muros de contenção com solo reforçado com tiras metálicas (“terra armada”).

9.5. ALARGAMENTO SOBRE O SACO DA ALEMOA

A ponte atual sobre o Saco da Alemoa possui uma largura total de 10,50m, acomodando duas pistas, sem acostamento, e dois passeios laterais com 0,90m cada um.



A nova seção deverá acomodar três pistas, acostamento e um único passeio lateral com 1,80m, perfazendo uma largura total de 17,03m.



A estrutura atual é composta por vãos de 21,50m, com tramos constituídos por 3 vãos cada, moldados “in loco”.

Para o alargamento da obra está previsto a demolição de parte da laje em balanço – preservando-se as armaduras – e a posterior ligação com a nova laje.

A ligação entre as lajes nova e existente faz-se necessária para evitar a existência de junta longitudinal, que, devido a deformações diferenciadas entre as estruturas, levaria a existência de “degraus” que poderia comprometer a segurança do usuário da via.

Para complementação do tabuleiro foi escolhido a solução estrutural de vigas pré-moldadas, isostáticas, lançadas através de treliça.

A configuração geométrica, com o grande trecho em tangente, possibilita a adoção desse modo de construção, que consegue aliar a facilidade construtiva com baixo custo de construção.

O vão típico adotado possui 21,50m de extensão – como a obra existente - e tabuleiro com largura de 8,38m.

Esse tabuleiro é formado por 03 vigas pré-moldadas de concreto protendido, isostáticas, encimadas por laje de concreto armado moldado “in loco”. Após o lançamento das vigas pré-moldadas, parte-se para a concretagem dessa laje, utilizando-se lajotas pré-moldadas com 7cm de espessura, apoiadas nas vigas pré-moldadas, que já trazem a armadura final da laje e, nessa etapa, atuam como forma. Após a concretagem essas lajotas passam a fazer parte integrante da laje de coroamento das vigas.

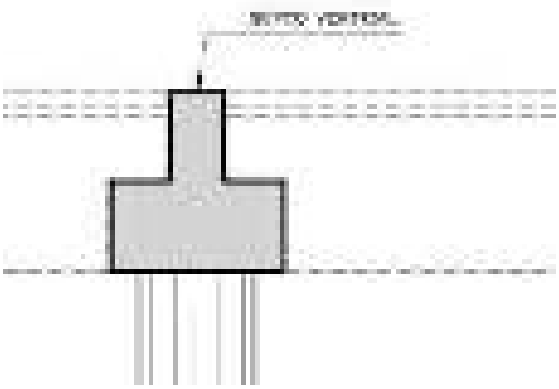
O apoio do tabuleiro sobre os pilares se faz através de uma travessa, localizada no topo do pilar único, de seção circular, com diâmetro 1,40m.

Esse pilar está localizado no trecho superior do estacão, acima do terreno, sem a utilização de blocos de fundação. Formam, desse modo, uma estrutura única.

A adoção do pilar único, além de baratear a estrutura, visa evitar a interferência com a fundação da obra existente, por estar localizado mais distante dessas fundações.

A travessa superior possui a forma de um “T” invertido, de modo a minimizar a altura necessária sob a face inferior das vigas do tabuleiro, o que suaviza a robustez da estrutura, tornando-a mais esbelta e agradável.

Adicionalmente, a presença do septo vertical possibilita o apoio de treliças lançadeiras caso se deseje fazer o posicionamento das vigas desta maneira.



A adoção do pilar circular deve-se à conveniência geométrica dessa seção para fazer frente aos esforços longitudinais e transversais a que a peça estará sujeita.

A fundação desses pilares deverá utilizar estacas de grande diâmetro escavadas com auxílio de lama bentonítica (“estacões”), com diâmetro previsto de 1,40m.

10. PROJETO DE DRENAGEM

10. PROJETO DE DRENAGEM

10.1. ESTUDOS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

10.1.1. METODOLOGIA E PARÂMETROS

A metodologia de cálculo hidrológico para determinação das vazões de projeto foi definida seguindo alguns parâmetros como permeabilidade do terreno, a área de contribuição e intensidade de chuva, através do Método Racional.

10.1.2. MÉTODO RACIONAL

Para bacias até 200 ha, é recomendado o uso do Método Racional, que admite como critério básico, que o pico da vazão ocorre quando toda a bacia está contribuindo, sob a influência de uma precipitação de intensidade constante e uniformemente distribuída em toda a bacia.

10.2. ESTUDOS HIDRÁULICOS

Os critérios adotados para o dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem foram os seguintes, conforme preconizados pelo DNIT:

- **Fórmula de Manning**

A Fórmula de Manning associada à Equação da Continuidade foi utilizada para a determinação do nível d'água e velocidade de escoamento nos bueiros.

- **Velocidade Máxima**

As velocidades máximas de escoamento foram estabelecidas para não causar abrasão excessiva nos dispositivos com revestimento de concreto.

No MC de Drenagem foram apresentadas as seguintes planilhas de dimensionamento para as obras de arte correntes (OAC's) projetadas, para um período de retorno de Tr=10 anos.

- PLANILHA DE CÁLCULO – REDES COLETORAS
- PLANILHA DE CÁLCULO – BUEIROS DE GREIDE
- PLANILHA DE CÁLCULO – COMPRIMENTO CRÍTICO – PONTE, VIADUTOS E RAMOS.

10.3. PROTEÇÃO CONTRA ESCOAMENTO DE PRODUTOS PERIGOSOS

Com objetivo de proteção dos recursos hídricos e tendo em vista que a rodovia atende a circulação de transporte de produtos perigosos, o estudo teve a finalidade de prevenir os danos provenientes de eventuais acidentes, em zonas de perigo ambiental.

Foram consideradas as áreas para contenções de produtos perigosos os trechos entre a ligação da br 116 e br 290 sobre o rio Guaiba.

As medidas previstas para a mitigação dos riscos e consequências de eventuais vazamentos de produtos perigosos incluem a implantação, em locais estratégicos de lançamento da rede coletora de drenagem da via atraves de caixa de retenção.

Essa caixa de retenção de vazamentos de produtos perigosos tem a finalidade de evitar ou pelo menos retardar o escoamento dos vazamentos até o curso d' água. Esses dispositivos são incorporados ao projeto de drenagem de pista e projetados de maneira a ser acessados por veiculos próprios para esvaziamento e manutenção.

O trecho será dotado de dispositivos relativos à prevenção desse tipo de acidente, são tubulações e caixas para retenção e drenagem especial de produtos perigosos. As caixas tem capacidade aproximada de 14 mil litros de resíduos perigosos, posicionadas junto aos pilares em terra firme, nas ilhas e em outros locais com fácil acesso.

11. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO

11. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO

No Projeto de Pavimentação o procedimento de cálculo utilizado para a determinação da estrutura do pavimento a ser empregada na execução do viário na região da implantação da ponte sobre o Rio Guaíba, localizada sobre a Rodovia BR/290, está apresentado a seguir.

São apresentadas as hipóteses adotadas e os parâmetros de projeto usados nesta análise, assim como o procedimento de cálculo utilizado.

11.1. PARÂMETROS DE PROJETO

11.1.1. PARÂMETROS DE TRÁFEGO

O tráfego é considerado no dimensionamento de pavimentos através do conceito de equivalência de carga, onde se transformam todas as solicitações no número de passagens de um eixo padrão de 8,16 tf, também conhecido como número "N". Essa transformação normalmente é feita através da aplicação do fator de veículo ao volume previsto para o período de projeto.

Para o cálculo do número N, necessita-se agrupar todos os eixos pesados em simples, duplos e triplos, para então aplicar os fatores de equivalência de carga, já que esses dependem do tipo de eixo e nível de carga. Pode-se também calcular o fator de veículo da amostra através do cálculo dos fatores individuais de veículo, para depois ponderar esses valores em função da percentagem de cada um dos tipos de veículos.

As equações de equivalência de carga utilizadas foram àquelas propostas pelo *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), utilizando a metodologia **ESALF** (*Equivalent Standart Axle Load Factor* – Carga de Eixo Individual Equivalente), que determina a carga equivalente por eixo que uma rodovia será exposta durante o horizonte de projeto.

Para este estudo, os dados para cálculo do número "N - ESALF" estão apresentados no relatório *RL - BR.115.RS-023-723-064-100 – Estudos de Tráfego.*

Para as remodelações das vias locais, o tráfego foi estimado a partir da classificação de vias urbanas proposta pela *Secretaria de Infra-Estrutura Urbana do Município de São Paulo*, que, em suas normas, em caso de ausência de contagens classificatórias e volumétricas, indicam o emprego de faixas de valores para o número "N" (*Instrução de Projeto IP-02 – Classificação das Vias da SIURB/PMSP*).

- **Determinação do Número "N"**

Os pavimentos a serem projetados não receberão o volume total de veículos previsto para a nova ponte, desta forma os ramos foram dimensionados para 50% do tráfego previsto.

Para o dimensionamento do pavimento intertravado para as vias locais, optou-se por adotar o número de solicitações "N" de tráfego médio (N = 1,40 x 10^5) que comporta um volume próximo de 21 veículos comerciais/dia.

Segmento	Número "N" (Período de projeto = 10 anos)	
	ESALF	Adotado
Ponte Nova – situação crítica	8,12 x 10^7	-
Ramos	-	4,06 x 10^7
Vias Locais	-	1,40 x 10^5

11.1.2. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para a definição das condições de suporte do subleito do pavimento, foram utilizados dados de investigações geotécnicas com a finalidade de coletar e ensaiar os solos ocorrentes na cota de implantação do subleito do pavimento permitindo estabelecer critérios de escolha de materiais para camadas de pavimento e estabelecer índices de capacidade de suporte dos materiais de fundação das estruturas a serem implantadas.

Dos valores obtidos, e aplicando os critérios estatísticos para garantir que o CBR de projeto apresente 95% de nível de segurança, foi aplicada a distribuição de Student.

11.1.3. ESTRUTURA DO PAVIMENTO EXISTENTE

Para conhecimento dos materiais constituintes das camadas do pavimento e do solo do subleito foram realizados poços de inspeção do pavimento.

Para os poços de inspeção foram medidas as espessuras das camadas encontradas e realizada a descrição expedita dos materiais constituintes.

11.2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

11.2.1. PAVIMENTO ASFÁLTICO

Os pavimentos novos a serem executados destinam-se a implantação e/ou remodelação dos acessos locais e sistema viário nas proximidades da nova ponte no Rio Guaíba.

Para o dimensionamento de pavimentos utilizou-se o método correntemente empregado pelo DNIT, o qual tem por base os trabalhos do Corpo de Engenheiros do Exército Americano – USACE.

O método fornece a estrutura de pavimento necessária para suportar o tráfego previsto durante o período de projeto (10 anos) e para as condições geotécnicas dos solos do subleito local, de modo a transmitir ao subleito tensões compatíveis com a capacidade de suporte e permitir o tráfego de veículos.

Com base nas definições dos parâmetros de tráfego e suporte de subleito, estabelecidas nos itens anteriores, definiram-se as espessuras equivalentes de camada granular.

As espessuras mínimas de revestimento betuminoso são obtidas em função do número "N", através da Tabela 32 do Manual de Pavimentação/2006 do DNIT.

Os coeficientes de equivalência estrutural para os materiais utilizados na análise foram obtidos a partir da Tabela 31 do Manual de Pavimentação do DNIT/2006 e estão apresentados a seguir:

Camada	Equivalente Estrutural (K)
Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	2,00
Brita Graduada Simples (BGS)	1,00
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	1,40
Macadame Seco/Rachão (MS/RA)	1,00

No próximo item serão apresentadas as estruturas mínimas para atender ao método.

- ✓ **PAVIMENTO TIPO 1**

Pavimento Tipo 1 - para CBR ≥ 5,0%

Segmento	Número N		CBR (%)	H_{20}	H_n	H_m
Acessos a Ponte Proj.	N adotado	4,06E+07	5,00	30,13	45,60	69,02

H_{20}: Espessura equivalente sobre a sub-base;
H_n: Espessura equivalente sobre o Reforço do subleito;
H_m: Espessura equivalente do pavimento;

Para uma melhor estabilização do suporte do subleito e compatibilização das camadas do pavimento existente com o pavimento projetado, resultou-se na seguinte estrutura de pavimento:

Dimensionamento - DNER

Camada	Esp (cm)	K	Esp. Equiv. (cm)
Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	12,50	2,00	25,00
Brita Graduada Simples (BGS)	12,00	1,00	12,00
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	18,00	1,40	25,20
Macadame Seco/Rachão (MS/RA)	30,00	1,00	30,00
Subleito (CBR ≥ 5,0 %)	-	-	-
Total =	**72,50**	**-**	**92,20**

11.2.2.. PAVIMENTO INTERTRAVADO

Na região onde será implantado o dispositivo de acesso à nova ponte sobre o Rio Guaíba, foram identificadas algumas vias com pavimento intertravado. Para que não ocorram problemas na transição das camadas entre diferentes tipos de pavimento, optou-se por projetar um pavimento composto por blocos intertravados de concreto, dimensionado segundo os procedimentos propostos pela *ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland e pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE).*

a) Tráfego

A previsão de tráfego para o viário local em questão corresponderá em um número "N" de 1,40 x 10^5, conforme a Instrução de *Projeto IP-02 – Classificação das Vias da SIURB/PMSP*.

b) Capacidade de suporte do Subleito

Dos estudos geotécnicos apresentados integralmente no item 2.1 desse relatório, pode-se adotar que o valor de suporte do subleito é de CBR_{SL} mínimo de 2,0%, para esta região do projeto.

Através dos parâmetros de tráfego e de suporte do subleito (CBR_{SL} = 2,0%), estabelecidos nos itens anteriores e, com auxílio do Estudo Técnico nº 27 da *Associação Brasileira de Cimento Portland,* verificou-se a necessidade de adoção de uma camada de sub-base com CBR ≥ 30,0%.

11.2.2.1. PROCEDIMENTO B (*PCA – PORTLAND CEMENT ASSOCIATION*)

Este procedimento é mais indicado para vias de tráfego médio a pesado com "N" típico entre 10^5 e 1,5 x 10^6 solicitações, pois geram estruturas mais seguras, tendo sido baseado nas pesquisas desenvolvidas pelo Corpo de Engenheiros do Exército

Americano (USACE). Neste método admite-se a adoção de base com cimento, com fator de equivalência estrutura igual a 1,65.

- **PAVIMENTO TIPO 2**

$N = 1,40 \times 10^5$ e $CBR_{SL} = 2,0\%$

Para a determinação da espessura do bloco utilizou-se do quadro apresentado a seguir que além da espessura necessária, apresenta à resistência mínima do bloco a compressão simples.

Tabela 2 – Espessura e resistência dos blocos de revestimento

TRÁFEGO	ESPESSURA REVESTIMENTO	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES
$N \leq 5 \times 10^5$	6,0 cm	35 MPa
$5 \times 10^5 < N < 10^7$	8,0 cm	35 a 50 MPa
$N \geq 10^7$	10,0 cm	50 MPa

Para tráfego médio, a espessura do bloco deveria ser de 6,0 cm, porém para compatibilizar com o pavimento de blocos intertravados existentes, conforme demonstra o poço de inspeção realizado, optou-se por adotar o bloco intertravado de 10,0 cm e uma camada de 7,0 cm de areia.

Através do ábaco abaixo, pode-se determinar a espessura de base com material puramente granular ou dividir a espessura em dois, adotando-se uma camada de sub-base granular e uma camada de base cimentada, sendo a espessura desta camada determinada em função do coeficiente de equivalência estrutural. Por se tratar de uma via com volume menor que 100 veículos comerciais/dia optou-se por especificar a estrutura com base puramente de material granular.

Para o número "N" de $1,40 \times 10^5$, a espessura da camada granular usada como base deverá ser de, no mínimo (E_B) 50,0 cm.

c) Estrutura Recomendada

A estrutura proposta para o pavimento intertravado foi calculada a partir do procedimento sugerido pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e está apresentada no quadro abaixo.

- **PAVIMENTO TIPO 2**

Estrutura Tipo - Pavimento Intertravado

Material	Espessura (cm)
Bloco Intertravado	10,0

Areia de Assentamento	7,0
Base Granular (CBR ≥ 30,0%)	50,0
Regularização do subleito	CBR ≥ 2,0%

11.2.3.. REVESTIMENTO DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

- **PAVIMENTO TIPO 3**

A pavimentação da superestrutura de uma obra-de-arte especial deverá ser realizada através da utilização de pavimento flexível em concreto asfáltico.

Segundo o manual de projeto de obras de arte especiais, a espessura do pavimento flexível será função do tráfego na rodovia, fixados os seguintes valores mínimos, onde N é o número de operações do eixo padrão:

Para:

- Tráfego com $N < 10^6$: d = 5,0 cm

- Tráfego com $N > 10^6$: d = 7,0 cm

Devido ao alto valor do número "N" apresentado no relatório de Estudos de Tráfego (*RL-BR.115.RS-023-723-064-100)* para a nova ponte, o revestimento asfáltico a ser utilizado sobre as obras de arte especiais do respectivo projeto, será de 8,0 cm, conforme abaixo:

Estrutura Final - Pavimento Tipo 3	
Material	**Espessura (cm)**
Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	8,00
Obra de Arte Especial	-

11.3..ESTRUTURA FINAL

De posse dos resultados de dimensionamento realizado pelo método do DNIT, as estruturas de pavimento a serem implantadas no projeto em questão são:

- **PAVIMENTO TIPO 1 – ASFÁLTICO**

Estrutura Final - Pavimento Tipo 1	
Material	**Espessura (cm)**
Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	12,50
Brita Graduada Simples (BGS)	12,00
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	18,00
Macadame Seco/Rachão (MS/RA)	30,00
Subleito (CBR ≥ 5,0 %)	-

Para os locais onde o CBR do subleito for inferior ao CBR de projeto (5,0%), deverá ser executado uma camada de macadame seco/rachão atendendo as espessuras mínimas propostas na tabela abaixo, a fim de garantir a qualidade estrutural do pavimento.

Estas espessuras devem ser executadas além da espessura já proposta na estrutura final.

CBR (%)	Camada	Espessura (cm)
4,0% ≤ CBR < 5,0%	Macadame Seco/Rachão (MS/RA)	15,00
3,0% ≤ CBR < 4,0%		45,00

- **PAVIMENTO TIPO 2 - INTERTRAVADO**

Estrutura Final - Pavimento Tipo 2	
Material	**Espessura (cm)**
Bloco Intertravado	10,00
Areia de Assentamento	7,00
Base Granular (CBR ≥ 30,0%)	50,00
Regularização do subleito	CBR ≥ 2,0%

- **PAVIMENTO TIPO 3 – ASFÁLTICO SOBRE OAE'S**

Estrutura Final - Pavimento Tipo 3	
Material	**Espessura (cm)**
Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	8,00
Obra de Arte Especial	-

12. PROJETOS DE SINALIZAÇÃO

12. PROJETOS DE SINALIZAÇÃO

O projeto de sinalização rodoviária foi elaborado com base no Manual de Sinalização Rodoviária, Publicação IPR – 743/2010, com a finalidade de ordenar, advertir e orientar os usuários da rodovia.

12.1. SINALIZAÇÃO VERTICAL

A sinalização vertical é composta por placas, painéis ou dispositivos auxiliares, fixadas na vertical, à margem da via ou suspensos sobre ela, e tem como objetivo regulamentar o uso da via, advertir para situações potencialmente perigosas e fornecer indicações, orientações e informações aos usuários da rodovia.
Abaixo estão descritos os tipos de placas que deverão ser implantados no projeto de sinalização.

12.1.1. Placa R-1 – Parada Obrigatória

O sinal de parada obrigatória é empregado sempre que seja necessária a parada de um veículo, na via secundária, ao se aproximar de uma via preferencial.

PLACA PARADA OBRIGATÓRIA

12.1.2. Placa R-2 – Dê a Preferência

O sinal de Dê a Preferência é utilizado nas incorporações de tráfego em interseções onde o veículo possa entrar na pista principal sem a necessidade de parada, apensa reduzindo a velocidade e respeitando a preferência do fluxo de veículos da via principal.

PLACA DÊ A PREFERÊNCIA

12.1.3. Placa R-19 – Velocidade Máxima Permitida

O sinal de Velocidade Máxima Permitida regulamenta o limite máximo permitido em um segmento de rodovia.

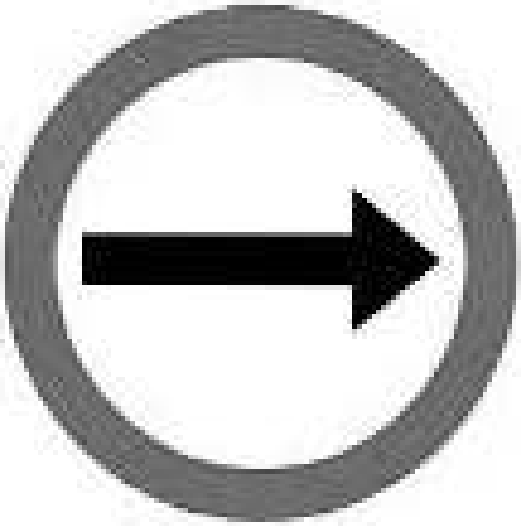
Mantidas as condições de operação, o sinal deve ser repetido em extensões correspondentes a um tempo de percurso entre 10 e 12 minutos.

VELOCIDADE MÁXIMA PERMITIDA – 40 KM/H

VELOCIDADE MÁXIMA PERMITIDA – 80 KM/H

12.1.4. Placa R-24a – Sentido de Circulação da Via

O sinal de sentido de circulação da via estabelece para o condutor o sentido obrigatório do tráfego a ser seguido no entroncamento.



SENTIDO DE CIRCULAÇÃO DA VIA

12.1.5. Placa A-9 – Bifurcação em 'Y'

O sinal de Bifurcação em 'Y' é utilizado para advertir o usuário de uma rodovia da existência de um entroncamento adiante na forma de 'Y', em nível, com outros dois segmentos de rodovia.

PLACA BIFURCAÇÃO EM 'Y'

12.1.6. Placa A-13 – Confluência à esquerda ou à direita

A placa de Confluência à esquerda (A-13a) ou à direita (A-13b) é utilizada para advertir os usuários da existência adiante de uma incorporação de tráfego, alertando-os para os possíveis conflitos com os veículos que se incorporam e eventuais riscos de acidentes.

PLACA CONFLUÊNCIA À ESQUERDA

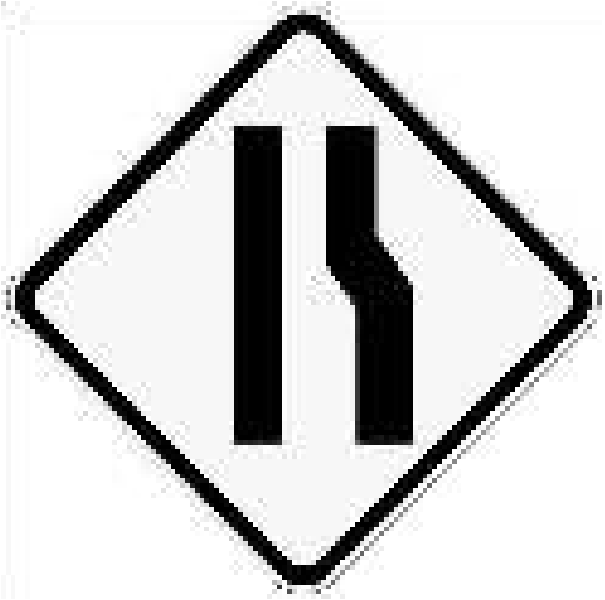
PLACA CONFLUÊNCIA À DIREITA

12.1.7. Placa A-21 – Estreitamento de Pista

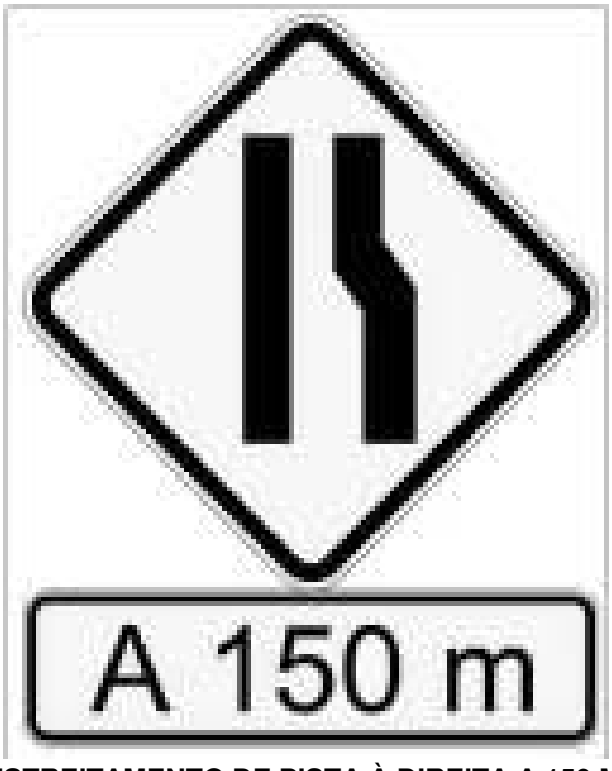
O sinal de estreitamento de pista é utilizado para advertir o usuário da ocorrência adiante de um estreitamento na pista na qual haja risco de acidente pela necessidade de acomodação do tráfego.

ESTREITAMENTO DE PISTA À ESQUERDA

ESTREITAMENTO DE PISTA À ESQUERDA A 150 M



ESTREITAMENTO DE PISTA À DIREITA



ESTREITAMENTO DE PISTA À DIREITA A 150 M

12.1.8. Placas de Orientação

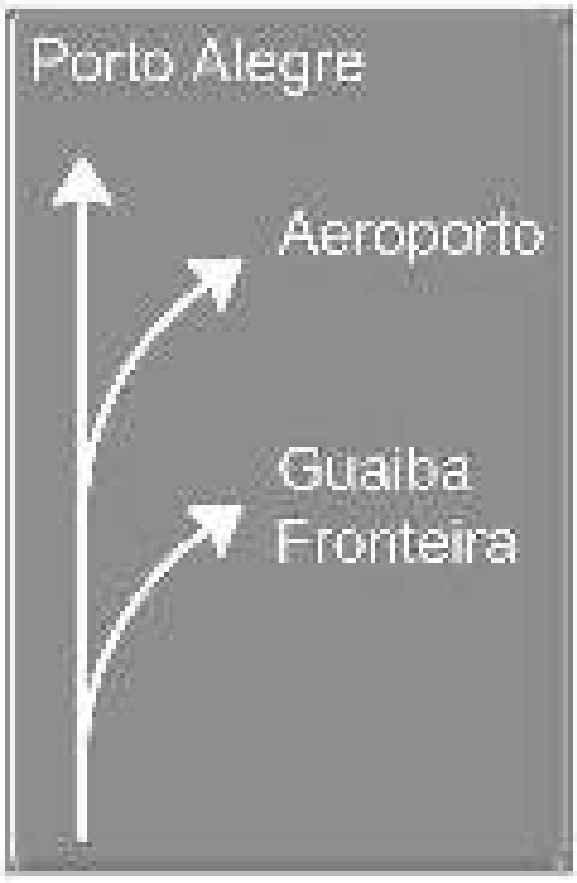
As placas de Orientação têm como objetivo orientar os usuários da via no curso de seu deslocamento, fornecendo as informações necessárias para a definição das direções e sentidos a serem seguidos.

PLACA DE ORIENTAÇÃO 01

PLACA DE ORIENTAÇÃO 02

PLACA DE ORIENTAÇÃO 03

PLACA DE ORIENTAÇÃO 04



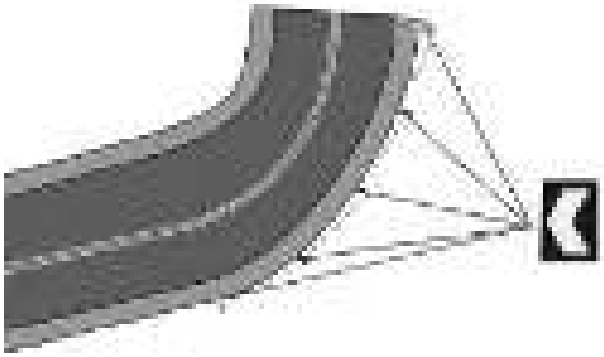
PLACA DE ORIENTAÇÃO 05

PLACA DE ORIENTAÇÃO 06

PLACA DE ORIENTAÇÃO 07

12.1.9. Delineadores

Os delineadores são dispositivos auxiliares posicionados na lateral da via, em série, para indicar aos usuários o alinhamento da borda da via. São utilizados em curvas acentuadas, transições com diminuição da largura da pista e pontos onde o alinhamento pode ser considerado confuso.



DELINEADOR
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

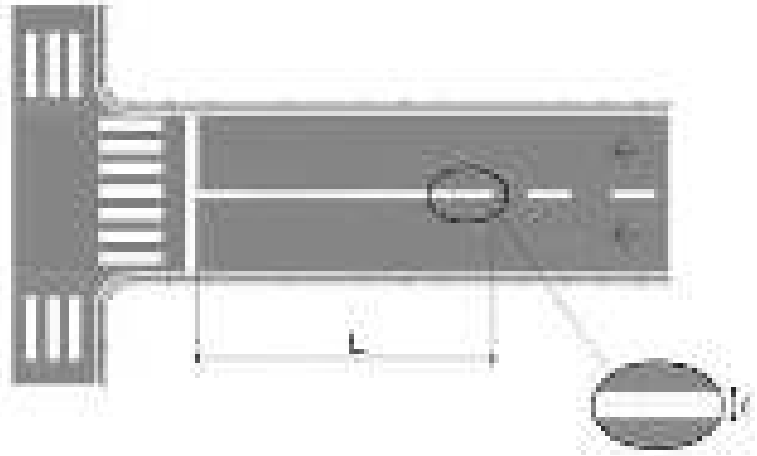
12.2. SINALIZAÇÃO HORIZONTAL

A sinalização horizontal é o conjunto de marcas, símbolos e legendas aplicados sobre o revestimento de uma rodovia para propiciar condições adequadas de segurança e conforto aos usuários.

Abaixo estão descritos os tipos de marcas que deverão ser implantados no projeto de sinalização.

12.2.1. LMS-1 – Linha simples contínua de divisão de fluxo de mesmo sentido

É a linha de divisão de fluxos aplicada sobre o limite entre as faixas de rolamento com mesmo sentido de tráfego para regulamentar a proibição das manobras de mudança de faixa e ultrapassagem.
Tem espessura de 0,15m.

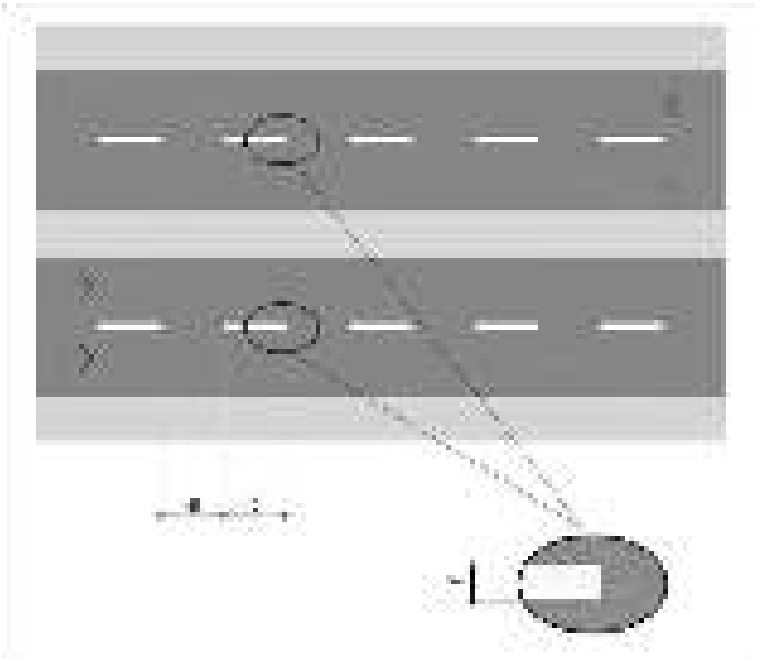


LINHA SIMPLES TRACEJADA DE DIVISÃO DE FLUXO DE MESMO SENTIDO
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.2. LMS-2 – Linha simples tracejada de divisão de fluxo de mesmo sentido

É a linha de divisão de fluxos aplicada sobre o limite entre as faixas de rolamento, com mesmo sentido de tráfego, com o objetivo de regulamentar a permissão das manobras de mudança de faixa e ultrapassagem.

Tem espessura de 0,15m e cadência de 2 m x 6m.

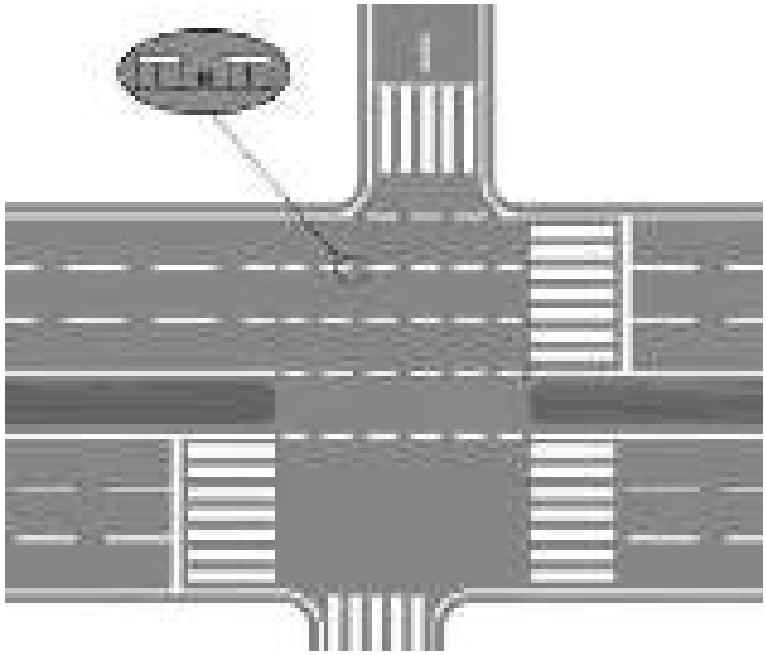


LINHA SIMPLES TRACEJADA DE DIVISÃO DE FLUXO DE MESMO SENTIDO
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.3. LCO – Linha de continuidade

É a linha que dá continuidade a linha de borda de pista ou a linha de divisão de fluxo nas entradas e saídas de pista.

Tem a mesma espessura da linha que a antecede, e cadência de 1 m x 1m.

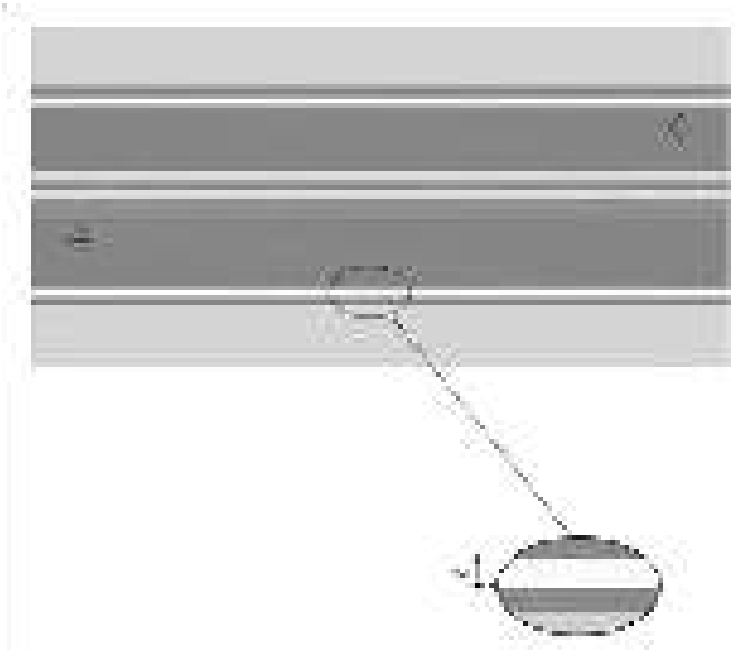


LINHA DE CONTINUIDADE
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.4. LBO – Linha de borda de pista

As linhas de borda de pista delimitam para o usuário a parte da pista destinada ao tráfego, separando-a do acostamento, e fornece de forma nítida aos usuários o trajeto a ser seguido pela definição continua da pista de rolamento.

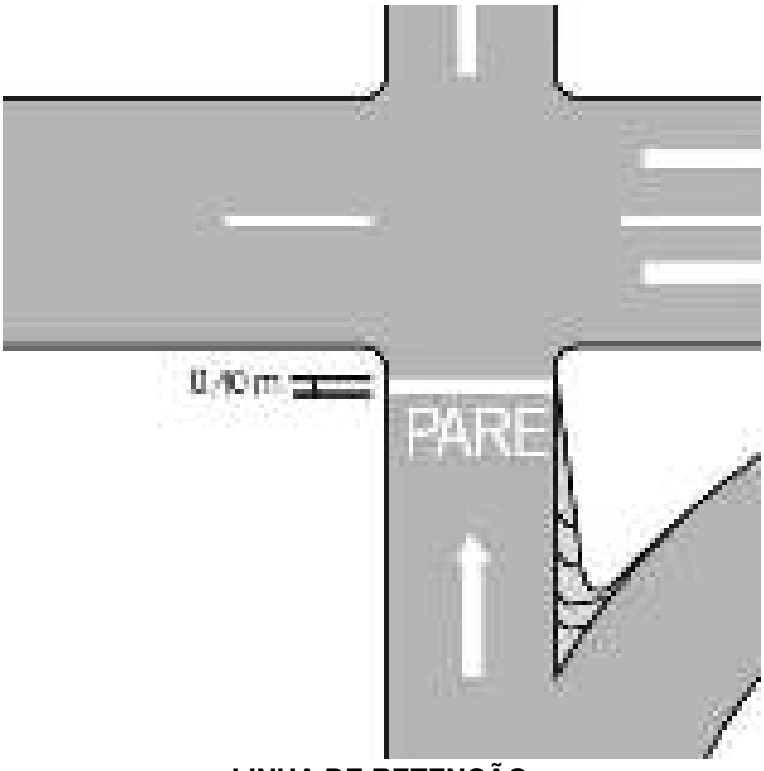
As linhas de borda tem espessura de 0,15 m.



LINHA DE BORDA DE PISTA
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.5. LRE - Linha de Retenção

É a marca transversal continua aplicada sobre a faixa de rolamento com o objetivo de indicar ao condutor o local limite que deve parar o veículo.



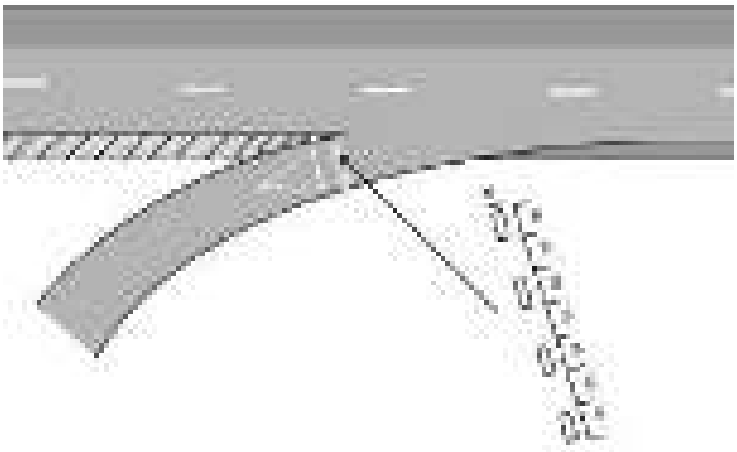
LINHA DE RETENÇÃO
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.6. Linha de 'Dê a Preferência

É a linha que indica ao condutor o local em que deve parar o veículo, caso julgue necessário, antes de ingressar em uma via preferencial.

Deve vir sempre acompanhada da placa R-2 – Dê a Preferência e do símbolo SIP – Símbolo Indicativo de Interseção com Via Preferencial.

Tem espessura de 0,3m e cadência de 0,5 m x 0,5 m.

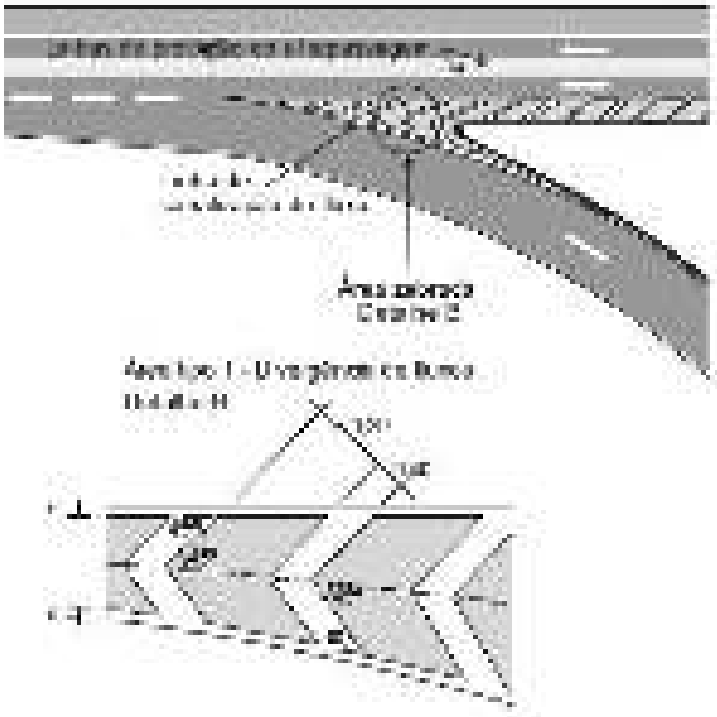


MARCA DE CONFLUÊNCIA E BIFURCAÇÃO
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.7. MCB – Marca de confluência e bifurcação

As marcas de confluência e bifurcação são utilizadas para direcionar parte do fluxo viário nos movimentos de entrada e saída da rodovia em interseções.

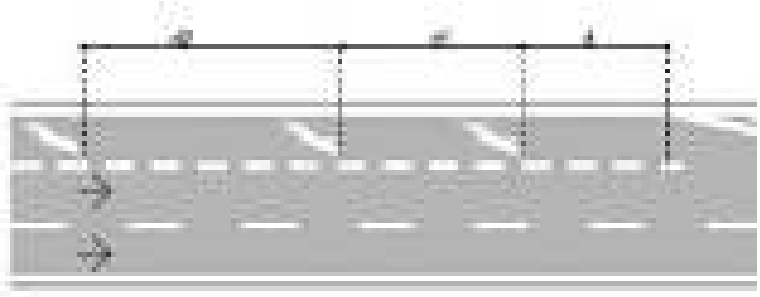
As marcas tem espessura de 0,40 m e um espaçamento entre elas de 1,20 m.



MARCA DE CONFLUÊNCIA E BIFURCAÇÃO
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.8. Seta indicativa de mudança obrigatória de faixa (MOF)

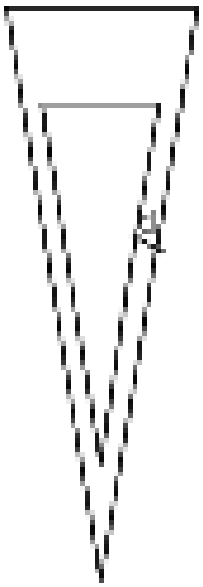
A seta indicativa de mudança obrigatória de faixa é utilizada sempre que houver uma redução na largura da pista. É aplicada nas faixas de trânsito a serem suprimidas, indicando o movimento a ser efetuado em direção as faixas remanescentes, tendo em vista o término da faixa a ocorrer adiante.



SETA INDICATIVA DE MUDANÇA OBRIGATÓRIA DE FAIXA
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.9. Símbolo indicativo de interseção com via preferencial (SIP)

O símbolo de aproximação com via preferencial é utilizado para alertar os usuários para a existência de uma via preferencial na aproximação de uma interseção adiante.



SÍMBOLO INDICATIVO DE INTERSEÇÃO COM VIA PREFERENCIAL.
FONTE: MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – DNIT/2010

12.2.10. Tachas refletivas monodirecionais

As tachas refletivas são dispositivos auxiliares à sinalização horizontal, ficados na superfície do pavimento, compostos de corpo resistente aos esforços provocados pelo tráfego, possuindo uma ou duas faces retrorrefletivas nas cores compatíveis com a marca viária, com função delineadora, especialmente à noite ou em trechos sujeitos à neblina ou chuvas intensas.

TACHA REFLETIVA MONODIRECIONAL.
FONTE: INCOVIA.

13. COMPONENTE AMBIENTAL

13. COMPONENTE AMBIENTAL

13.1. .INTRODUÇÃO

A Componente Ambiental – Fase Básica - do projeto da Ponte Rodoviária sobre o lago Guaíba e acessos à BR-116, e foi elaborado com base nas orientações do Anexo B46 – IS-246: Elaboração do Componente Ambiental dos Projetos de Engenharia Rodoviária. A Instrução de Serviço IS-246 faz parte da publicação IPR-726, elaborado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) sob a coordenação do Ministério dos Transportes.

Nesse estudo foi apresentado um diagnóstico, a identificação e avaliação dos impactos ambientais e um prognóstico da Área de Influência Direta do empreendimento, sob os pontos de vista dos meios físico*, biótico** e antrópico***. Além disso, este documento apresenta medidas de proteção ambiental, um levantamento dos passivos ambientais, um projeto básico de paisagismo e a quantificação e orçamentação do Projeto Básico Ambiental.

- * clima geomorfologia, geologia e recursos minerais, características geotécnicas do solo, recursos hídricos, qualidade do ar e níveis de ruídos e vibrações;
- ** flora e funa;
- *** diagnóstico socioeconômico.

13.1.1.. ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo para a elaboração do Componente Ambiental – Fase Básica - do projeto da ponte sobre o Lago Guaíba se limitou à Área de Influência Direta do empreendimento definida pelo Estudo de Impacto Ambiental – EIA – elaborado pela empresa Polar Meio Ambiente e Geoambiental Consultoria e Ambiente Ltda, e Projeto Básico da Alternativa 4, escolhido no EVTEA.

Área de influência do meio físico

Na definição da Área de Influência Direta (AID) do meio físico, foram consideradas as áreas de intervenção, levando em consideração os aspectos físicos influenciadores de forma direta da qualidade ambiental. Entre eles, podemos citar as obras de arte (base ou estruturas da ponte), canteiro de obras, acessos, alojamento, áreas de preservação permanente, trecho do rio, etc. As propriedades físicas serão responsáveis pela condução dos interferentes como, por exemplo, emissão de materiais particulados, geração de ruídos e resíduos, além da remobilização do sedimento e dos processos erosivos e de assoreamento.

Em decorrência do tipo do empreendimento, foi considerada na formação da AID a porção aquosa que poderá sofrer os potenciais impactos devido à instalação dos elementos estruturais responsáveis pela sustentação da nova ponte. Foram levados em consideração, também, os processos envolvidos decorrentes do

transporte de sedimentos durante a implantação do empreendimento e os potenciais impactos ambientais associados à sua dispersão na coluna d'água.

Desse modo, para a delimitação da AID, foi considerada toda a porção de água, englobando um buffer de 2km do empreendimento.

Área de influência do meio biótico

Definiu-se como AID do empreendimento as áreas onde ocorrerão intervenções diretas para a implantação, como os locais onde ocorrerá supressão de vegetação, terraplenagem e possível queda de partículas na água. A AID foi delimitada após vistoria ao local e com base no Termo de Referência para o EIA do empreendimento, que orienta a AID em 2km do eixo projetado para cada lado, tanto na área terrestre como nas águas do Delta do Jacuí.

Área de influência do meio antrópico

Para o meio socioeconômico definiu-se como Área de Influência Direta (AID) os municípios de Porto Alegre, Guaíba, Eldorado do Sul e Canoas, com destaque também para a Ilha Grande dos Marinheiros, Ilha do Pavão e Ilha das Flores.

Objetivando a construção da AID, foram avaliados os seguintes pontos: localização espacial do empreendimento, faixa de domínio da rodovia relacionada à ponte, incremento direto na mobilidade interurbana entre Porto Alegre, Guaíba, Eldorado do Sul e Canoas, bem como questões relacionadas ao Porto de Porto Alegre.

Assim, delimitaram-se os quatro municípios citados anteriormente. Porto Alegre, pelo fato da rodovia relacionada à ponte localizar-se desde a divisa, entre os bairros Farrapos, Navegantes e Marcílio Dias até o bairro Arquipélago. Eldorado do Sul e Guaíba, devido à ponte proporcionar o escoamento do fluxo rodoviário até a BR 290/BR 116, na divisa entre esses municípios. Além disso, Canoas (Bairro Rio Branco) também integra a AID do empreendimento, pois, de acordo com o Termo de Referência do EIA, deve ser considerado um buffer de 2 Km do eixo projetado da ponte, afetando, portanto, também esta área de Canoas.

13.2. .ANÁLISE CONCLUSIVA

EIA/RIMA (2011), ao elaborar o Estudo de Impacto Ambiental do empreendimento proposto, teve como premissa a abordagem de todos os aspectos e atividades inerentes às diversas etapas construtivas e operacionais da Nova Ponte do Delta do Jacuí. Posteriormente, estes aspectos foram analisadas conjuntamente com as características e peculiaridades socioambientais e legais das áreas de influência para os compartimentos ambientais (meios físico, biótico e socioeconômico).

Com a avaliação ambiental da região e área de interesse, é importante destacar os dois cenários futuros e suas consequências:

- Sem a instalação do empreendimento: ocupações irregulares e baixa infraestrutura disponível para atender à população (com destaque para o transporte);

- Com a instalação do empreendimento: crescimento econômico do Rio Grande do Sul e agilidade na trafegabilidade (pois atuará como corredor viário para o transporte de cargas ao porto de Rio Grande e restante do Brasil, bem como exterior (Uruguai e Argentina)), também será relevante para as ligações com o restante do Brasil (litoral brasileiro (BR-116 a BR-101), centro-oeste e norte (BR-153, BR-316 e BR –163)) e proporcionará a adequação e modernização do sistema modal atual.

Além disso, os estudos realizados por EIA/RIMA (2011) levam à conclusão de que o empreendimento é ambientalmente viável, desde que haja a execução das medidas e programas ambientais propostos, para garantir a estabilidade e a melhoria da qualidade ambiental das áreas de influência da nova Ponte do Delta do Jacuí. Os referidos programas ambientais, que serão executados, visam a prevenção, mitigação ou compensação dos impactos negativos. Além disso, objetivam potencializar os impactos positivos, garantindo, a futura qualidade ambiental da região.

Os principais programas são:

Programa de monitoramento e controle de ruídos, gases e material particulado
Plano de Ação de Emergência
Programa de Monitoramento da Qualidade da Água e Contaminação do Solo
Programa de Recuperação de Áreas Degradadas e Passivos Ambientais
Plano Ambiental de Construção
Programa de Prevenção e Controle de Processos Erosivos
Programa de Gestão de Resíduos Sólidos e Efluentes Líquidos
Programa de Sinalização de Obras
Programa de Monitoramento da Fauna e Bioindicadores
Programa de Gestão de Resíduos Sólidos para a região do Delta do Jacuí
Programa de Comunicação Social
Programa de Educação Ambiental com os trabalhadores
Programa Ambiental de Monitoramento da Biota Aquática
Programa de Resgate e Educação Patrimonial Arqueológico
Compensação ambiental de acordo com a Resolução CONAMA 237/2006 (0,5% do valor total do investimento)

14. SERVIÇOS COMPLEMENTARES SOLICITADOS PELO DNIT

14. SERVIÇOS COMPLEMENTARES SOLICITADOS PELO DNIT

Foram Elaborados Projetos Preliminares para Determinação de Quantitativos e Custos Desses Serviços:

14.1. ESTUDOS PRELIMINAR DE ILUMINAÇÃO

14.1.1. OBJETIVO

Informar as diretrizes adotadas para a elaboração do estudo preliminar de iluminação externa e instalações elétricas para a 2ª ponte sobre o Rio Guaíba em Porto Alegre / RS.

O trecho corresponde as obras do sistema viário entre o viaduto de acesso Avenida Dona Teodora até o alargamento da ponte Saco da Alemoa.

14.1.2. NORMAS

As principais normas técnicas utilizadas no desenvolvimento do estudo foram:

ABNT NBR-5410:2004 - Instalações elétricas de baixa tensão.

ABNT NBR-5419:2004 - Proteção de estruturas contra descargas atmosféricas.

ABNT NBR-5624:1993 - Eletroduto rígido de aço carbono, com costura, com revestimento protetor e rosca.

ABNT NBR-6150:1980 - Eletroduto de PVC rígido-Especificação.

ABNT NBR-7288:1994 - Cabos de potência com isolação sólida extrudada de cloreto de polivinila (PVC) ou polietileno (PE) para tensões de 1 kV a 6 kV-Especificação.

ABNT NBR-NM 247-3:20O2 - Cabos isolados com policloreto de vinila (PVC) para tensões nominais até 450/750V, inclusive-parte 3: condutores isolados (sem cobertura) para instalações fixas (IEC 60227-3,MOD).

ABNT NBR-5101:2012– Iluminação Pública.

ILUME - Iluminação pública do município de São Paulo.

DER – IP-DE-E00/001 e 002, Instrução de projeto de iluminação de rodovias

DER – ET-DE-E00/001 e 002, Especificação Técnica para iluminação de rodovias

14.1.3.. SISTEMA VIARIO

A unidade de iluminação pública do sistema viário é do tipo subterrâneo, composto de luminárias com lâmpada vapor sódio de 150W, 250W e 400W em postes metálicos retos de 7,5m, 10m e 12m de altura, respectivamente.

Pista Principal - vias, pontes e viadutos.

-para pista de largura até 14m, a iluminação será através do poste reto metálico de 10 metros com luminária e lâmpada vapor de sódio de 250W, distância entre os postes variável de 30 a 35m;

-para pista de largura maior que 14 metros (ramo Saco da Alemoa), iluminação com poste reto metálico de 12 metros e luminária com lâmpada vapor de sódio de 400W, distância entre os postes variável de 35 a 45m.

Pista Secundária(realocação do viário)

-iluminação com poste reto metálico de 7,5 metros e luminária com lâmpada vapor de sódio de 150W, distância entre os postes variável de 25 a 28m.

Na ponte do vão central de navegação devido o limite de altura, os postes serão de 7,5m com luminária e lâmpada vapor de sódio de 150W, distância de 25m entre postes.

Nos viadutos dos ramos A e B no trecho após a bifurcação até a ponte do vão central também serão utilizados postes de 7,5m.

Os pilares da ponte do vão central serão iluminados com projetores de facho concentrado e lâmpada de vapor metálico de 400W instalado sob a ponte nas laterais, focalizados para a parte inferior do pilar.

Na parte mais alta da estrutura de suspensão da ponte vão central de navegação, serão instalados sinalizadores de obstáculos de média intensidade tipo lampejador para aeronaves.

A distribuição de energia elétrica, cujo fornecimento considerado foi de 220V(monofásico), se dará a partir de padrão de entrada de energia da concessionária local em baixa tensão, mais poste para montagem de chaves magnéticas e foto células de controle.

As luminárias e postes existentes ao longo do percurso projetado serão suprimidos.

Normalmente as redes de dutos subterrâneos entre os postes são do tipo PEAD, diretamente enterrados no solo cobertos por uma camada de concreto magro e fita de aviso.

Porém, nas travessias de vias, são no mínimo dois dutos envelopados com concreto.

Nas travessias de vias existentes, opcionalmente serão utilizados os métodos não destrutivos para a passagem de dutos sob vias com pavimentação.

Os condutores serão de cobre, tempera mole, do tipo unipolar, encordoamento classe 2, isolação de PVC 70 ºC, para tensão nominal de 0,6/1 kV, com cobertura de PVC na cor preta, de acordo com as normas ABNT NBR-7288.

A bitola máxima dos cabos será de 16mm², podendo ser utilizados cabos de 35mm² eventualmente.

O dimensionamento no número de luminárias por alimentador foi definido levando em conta os critérios de capacidade de condução de corrente (ampacidade) e queda de tensão máxima (total) de 9,2 V ou 4% em circuitos de 230 V, monofásico, sendo as luminárias alimentadas alternadamente por no mínimo 2 circuitos.

O dimensionamento também deve ser baseado na norma ABNT NBR 5410/2004 e levar em consideração a potência do circuito, a tensão de alimentação, o comprimento do cabo alimentador, o tipo de instalação, os fatores de agrupamento e de temperatura e também a capacidade de suportar as correntes de curto circuito.

O aterramento do sistema de iluminação será efetuado por meio de hastes de aterramento de Ø5/8”x3,0m cravadas no solo sob as bases dos postes.

A estrutura metálica de cada poste deverá ser interligada a esta haste de aterramento por meio de terminais de pressão, sendo que este sistema terá como função básica o escoamento das correntes de descargas atmosféricas.

Por outro lado, conforme recomendações da norma NBR-5410, dentro dos eletrodutos, junto aos condutores fase, serão conduzidos condutores terra de seção 16mm² que servirão de caminho preferencial de retorno das correntes de defeito. Este condutor terra será ainda, interligado na base dos postes, às hastes de aterramento citadas anteriormente.

Todas as partes metálicas não-condutoras, tais como: estruturas e carcaças dos equipamentos elétricos, eletrodutos metálicos deverão ser devidamente aterradas num único sistema de terra.

Nos viadutos e pontes os condutores de alimentação correrão dentro da rede de dutos de PVC embutida nas estruturas das defensas.

O aterramento dos postes será efetuado por meio de vergalhão adicional de aço galvanizado amarradas nos ferros de armação dos pilares do viaduto e interligado aos postes.

14.1.4.. ESPECIFICAÇÕES

Condutores elétricos e Instalações

Normalmente as redes de dutos subterrâneos serão por dutos do tipo PEAD, diretamente enterrados no solo. No entanto, nas travessias de vias, os mesmos devem ser envelopados com camada de concreto.

Para instalações aparentes utilizar eletrodutos de aço galvanizado a fogo e para instalações embutidos em concreto eletrodutos de PVC antichama.

Os condutores de energia de baixa tensão, serão de cobre, tempera mole, do tipo unipolar, encordoamento classe 2, isolação de PVC 70° C, para tensão nominal de 0,6/1kV, com cobertura de PVC na cor preta, de acordo com as normas ABNT NBR-7288.

O dimensionamento, deve ser baseado na norma ABNT NBR 5410/2004 e levar em consideração a potência do circuito, a tensão de alimentação, o comprimento do cabo alimentador, o tipo de instalação, os fatores de agrupamento e de temperatura e também a capacidade de suportar as correntes de curto circuito.

Sistema de Aterramento e SPDA

O sistema de aterramento será através de condutores de cobre isolados instalados junto com os circuitos alimentadores e hastes de terra instaladas em cada caixa de passagem junto à base de cada poste.

Serão utilizadas hastes de aterramento tipo copperweld, com núcleo de aço carbono 1020, com revestimento de cobre alta camada.

Todas as partes metálicas não-condutoras, tais como: estruturas e carcaças dos equipamentos elétricos, eletrodutos e eletrocalhas metálicas, deverão ser devidamente aterradas num sistema de terra comum.

Este sistema é interligado a malha geral de aterramento.

O sistema de proteção de descargas atmosféricas será do tipo gaiola de Faraday, nível de proteção II com a utilização de captores com barra chata de alumínio e descidas com vergalhão de aço embutidos no concreto.

A malha de terra será com cabo de cobre nu bitola 50 mm² e hastes de aterramento tipo copperweld de bitola 5/8 x 3.000mm.

Características mecânicas e elétricas das luminárias

O principal objetivo da Iluminação viária foi propiciar, basicamente durante o dia e à noite, uma visão rápida, acurada e confortável.

Tais qualidades de visibilidade podem salvaguardar e facilitar o tráfego de veículos e em certos casos de pedestres.

O uso apropriado da Iluminação Viária proporciona benefícios econômicos e sociais ao usuário dentre os quais:

Redução de acidentes diurnos e noturnos.

Auxílio à proteção policial.

Facilidade ao fluxo do tráfego.

Redução dos riscos à segurança causada por condições climatológicas adversas, como por exemplo, a ocorrência de neblina.

As principais características mecânicas e elétricas da luminária externa devem ser:

Luminária para iluminação pública para uma lâmpada vapor sódio tubular, com alojamento para Equipamento auxiliar.Temperatura de Cor: 4.300°K IRC: 65;

Consumo de Energia: na condição desligada não deve exceder 2,5W;

Consumo de Potência: 180W, 290W e 460W (variação de +ou – 5% por luminária);

Garantia: a garantia deve cobrir a completa substituição da luminária devido a qualquer defeito ou falha em um período de 1 ano;

Sistema de refrigeração: com dissipador de calor sem ventiladores, bombas ou líquido;

Construção: corpo construído em duas partes, em liga de alumínio fundido de espessura máxima de parede de 2mm(quando injetada sob pressão), cor cinza, RAL 7035. Equipamento auxiliar do dispositivo deve ser montado internamente e substituível com acesso sem o auxílio de ferramentas. Todos os parafusos devem ser em aço inox. Nenhuma peça deve ser constituída de policarbonato, a menos que seja resistente à radiação UV.

Deve possuir no mínimo proteção IP66 para o bloco óptico e alojamento do equipamento auxiliar.

Índice de proteção da luminária: IP65

Fator de Potência mínimo de 0,92 para os equipamentos auxiliares;

Lâmpadas de descarga de alta intensidade a vapor de sódio formato tubular, composta por tubo de descarga preenchido por uma mistura de vapor de mercúrio e vapor de sódio, base E40, vida média até 32.000 horas e fluxo luminoso médio de:

-lâmpada 150W, fluxo luminoso 17.000 lumens;

-lâmpada 250W, fluxo luminoso 30.000 lumens;

-lâmpada 400W, fluxo luminoso 55.000 lumens.

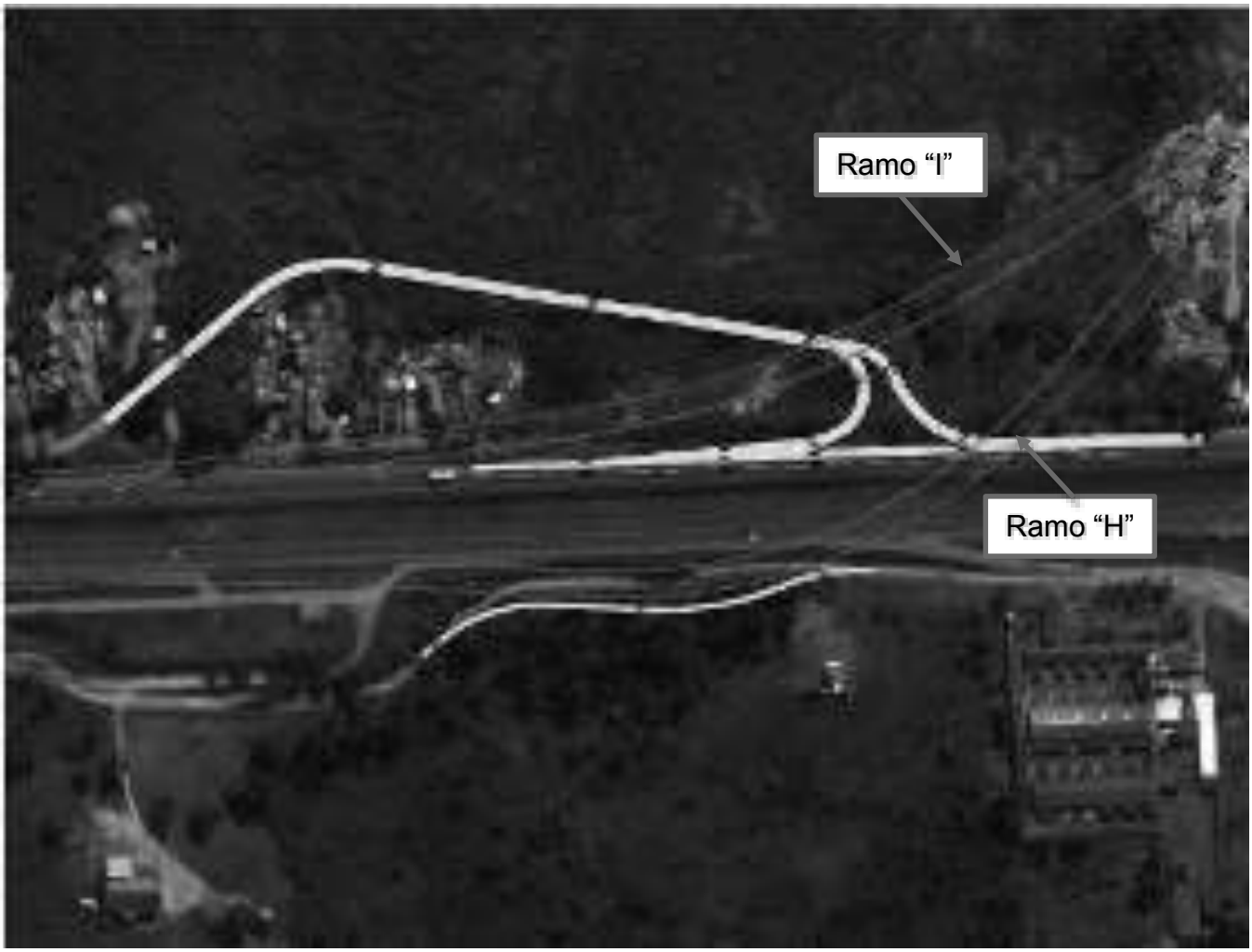
Padrão de entrada de energia elétrica

Conjunto de poste particular, caixa de medição com disjuntor geral bipolar, fiação elétrica e aterramento. Todos os materiais e montagem eletromecânica de acordo com o padrão da concessionária de energia elétrica local.

Um quadro elétrico metálico em chapa de aço de 1,21mm (18 USSG) tratamento com desengraxante alcalino e pintado com tinta em pó, à base de epóxi, com 120mm de profundidade, fechadura universal na porta, instalação ao tempo embutida em estruturas de alvenaria, provido de disjuntores, contatores, relé fotoelétrico e barramentos de cobre.

O grau de proteção é no mínimo IP-55.

14.2. MANUTENÇÃO DE RETORNO “I”.



Remodelação de Acesso Junto ao Ramo “**I”.**

14.3. MANUTENÇÃO DE RETORNO “II”.

Remodelação de Acesso no Sentido Interior do retorno sob Ponte Saco da Alemoa.

14.4. ADEQUAÇÃO DO ENTRELAÇAMENTO (RAMO "G" COM BR-448).

Adequação do entrelaçamento entre a entrada da BR-448 na Av. Castelo Branco (BR-116/290/Free-Way) e saída para 2ª Ponte sobre o Rio Guaíba (Ramo G).

14.5. ADEQUAÇÃO DO ENTRELAÇAMENTO (RAMO “F” COM BR-116/290).

Adequação do entrelaçamento entre a entrada(ramo F), prolongamento da 2ª Ponte na Av. Castelo Branco (BR-116/290 / Free-Way) e a saída para a ponte existente.

14.6. CAMINHOS DE SERVIÇO NA ILHA GRANDE DOS MARINHEIROS.

Caminhos de Serviço para Implantação da Ilha Grande dos Marinheiros.

14.6. CAMINHOS DE SERVIÇO NA ILHA DO PAVÃO.

Caminhos de Serviço para Implantação da Ponte na Ilha do Pavão.

14.7. PASSARELA EXISTENTE A SER DEMOLIDA.

Demolição de passarela localizada na BR-290 entre Km 95 e 96, em frente a “Colombo” e “Concretex” e Construção de uma nova passarela, em local a ser indicado pelo DNIT.

15. TERMO DE ENCERRAMENTO

15. TERMO DE ENCERRAMENTO

O presente RELATÓRIO FINAL DO PROJETO BÁSICO, relativo ao PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA SEGUNDA PONTE SOBRE O RIO GUAÍBA E ACESSOS, possui 131 páginas numeradas em ordem crescente.

Barueri, 30 de Setembro de 2013.

ENGEVIX Engenharia S.A

Eng. Wilson Vieira
RG. 04.607.737 SSP/SP
CPF: 722.634.588-91
Representante Legal