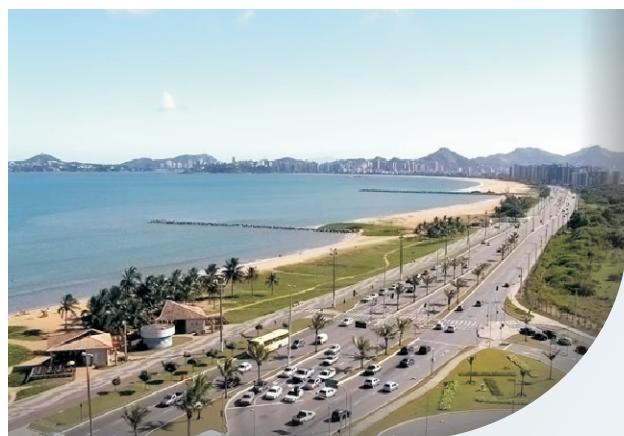




# PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DO MUNICÍPIO DE VITÓRIA PDDU



## RESUMO GERAL DO PDDU

AGOSTO/2008

VOL. 12/12



PREFEITURA MUNICIPAL DE VITÓRIA  
SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS

CONSÓRCIO  
**Etep**

 ENGECORPS  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



<b>APRESENTAÇÃO .....</b>	<b>4</b>
<b>SUMÁRIO EXECUTIVO .....</b>	<b>5</b>
<b>1 – CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE VITÓRIA .....</b>	<b>15</b>
1.1 – POPULAÇÃO E RENDA .....	15
1.2 – USO E OCUPAÇÃO DO SOLO .....	16
1.3 – SANEAMENTO .....	19
1.4 – BACIAS DE DRENAGEM .....	22
<b>2 – DIAGNÓSTICO DAS BACIAS .....</b>	<b>29</b>
2.1 – CADASTRO TOPOGRÁFICO E SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS	29
2.2 – PESQUISA DE OPINIÃO PÚBLICA .....	33
2.3 – EROSÃO E ASSOREAMENTO .....	35
2.4 – QUALIDADE DA ÁGUA .....	40
2.5 – MARÉS .....	44
2.6 – ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS .....	46
2.7 – SÍNTESE DO DIAGNÓSTICO .....	51
<b>3 – MEDIDAS ESTRUTURAIS .....</b>	<b>54</b>
3.1 – CONCEITUAÇÃO DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PROPOSTAS .....	54
3.2 – APRESENTAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS .....	54
Bacia Cândido Portinari (Bacia 1) .....	54
Bacias da Praia do Canto (Bacias 2, 3, 4, 5, 6, 8 e 9) .....	58
Bacia Bento Ferreira (Bacia 22) .....	61
Bacia Maria de Lourdes Garcia (Bacia 23) .....	67
Bacia João Santos Filho (Bacia 24) .....	67
Bacia Paulino Muller (Bacia 25) .....	70
Bacia Dom Bosco (Bacia 26) .....	75
Bacia Desembargador José Vicente (Bacia 27) .....	75
Bacia Governador José Sette (Bacia 28) .....	78
Bacia Alberto Santos (Bacia 29) .....	78
Bacia Getúlio Vargas (Bacia 32) .....	81



Bacia Parque Moscoso (Bacia 33) .....	81
Bacia Vila Rubim (Bacia 34).....	82
Bacia Alto Caratoíra (Bacia 39) .....	84
Bacia Antônio Pinto de Aguiar (Bacia 40) .....	85
Bacias de Santo Antônio (Bacias 43, 46, 47, 49 e 51) .....	87
Bacias da Rua da Galeria e 8 de Junho (Bacias 55 e 56) .....	90
Bacia Santos Reis (Bacia 58) .....	93
Bacia Natalino de Freitas Neves (Bacia 59).....	94
Bacia da Chácara (Bacia 60).....	94
Bacia Wilson Toledo (Bacia 61) .....	95
Bacia José Delazare (Bacia 77) .....	98
Bacia Fernando Duarte Rabelo (Bacia 91).....	101
Bacia Aeroporto 1 (Bacia 96) .....	104
Bacia Jardim Camburi (Bacia 97).....	105
<b>4 – MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS .....</b>	<b>109</b>
4.1 – MEDIDAS DE CARÁTER EDUCATIVO .....	109
4.2 – PROGRAMA DE MONITORAMENTO HIDROLÓGICO.....	111
<b>5 – GESTÃO ATUAL E PROPOSTA PARA A NOVA GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM .....</b>	<b>112</b>
5.1 – GESTÃO ATUAL DO SISTEMA DE DRENAGEM.....	112
5.2 – PROPOSTA PARA A NOVA GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM.....	113
<b>6 – ESTIMATIVA DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E DESPESAS DE OPERAÇÃO</b>	<b>118</b>
6.1 – CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS.....	118
6.2 – CUSTOS DE MANUTENÇÃO E OPERAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM	120
<b>7 – PLANO DE OBRAS DO PDDU .....</b>	<b>121</b>
<b>8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>127</b>
<b>9 – DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA DO PDDU .....</b>	<b>127</b>



## APRESENTAÇÃO

O município de Vitória, particularmente a Ilha de Vitória, caracteriza-se por uma conformação topográfica típica de cidades situadas em regiões costeiras do Brasil, representada pela presença de áreas planas, na franja litorânea, circundadas por elevações que se destacam no relevo local.

A restrição de áreas mais adequadas à implantação de edificações levou, por um lado, à execução de aterros marinhos, e por outro, à ocupação das encostas. Associado a esses aspectos, o regime de marés interfere no escoamento da drenagem pluvial das áreas planas, causando represamentos e inundações em locais de cotas mais baixas.

Sob o ponto de vista do crescimento da cidade, Vitória, como a capital do Espírito Santo, vem abrigando contingentes populacionais cada vez maiores, fruto do desenvolvimento econômico do Estado nas últimas décadas, que mostra sinais de aceleração rápida num futuro próximo, dadas, especialmente, as perspectivas de crescimento dos setores petrolífero e de indústrias exportadoras aí instaladas, além de grandes investimentos no setor agrícola e para ampliação da infra-estrutura de transportes.

Como resultado concreto, a população do município subiu de cerca de 80.000 habitantes em 1960, para os atuais 320.000, ampliaram-se as áreas ocupadas, a cidade se expandiu e se verticalizou, os terrenos se tornaram impermeáveis e aumentou a geração de resíduos sólidos e de efluentes líquidos.

Sob o ponto de vista do sistema de drenagem do município, essa associação de fatores se reflete diretamente na ocorrência de enchentes e alagamentos cada vez mais freqüentes e com maior intensidade, sujeitando a população a transtornos e prejuízos de toda sorte, além de comprometimento da integridade e operação das obras hidráulicas.

Toda essa problemática exerce forte pressão sobre a base urbana existente, requerendo do poder público municipal ferramentas e aparelhamento eficientes para fazer frente a uma nova e urgente organização do espaço territorial, acompanhada da implantação de equipamentos e redes de infra-estrutura compatíveis.

O presente Plano Diretor de Drenagem de Vitória compõe um conjunto de ações que a municipalidade vem colocando em prática na busca de soluções integradas para a infra-estrutura urbana da capital do Estado, e traz - como conceito subjacente fundamental - a obrigatoriedade de uma visão ampla e interdisciplinar das questões envolvidas, que ultrapasse o foco restrito da engenharia.



## SUMÁRIO EXECUTIVO

Este sumário executivo sintetiza os resultados do Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – do Município de Vitória, desenvolvido pelo Consórcio ETEP/ENGECORPS, para a Prefeitura Municipal, com início em Junho de 2007 e término em Julho de 2008.

### 1 - Caracterização do Município de Vitória

A população atual do município de Vitória é estimada em 314.042 habitantes, de acordo com a contagem populacional realizada em abril de 2007 pelo IBGE.

O expressivo crescimento populacional verificado no período entre 1960 e 1980, ocasionado pelo êxodo rural e pela atratividade dos empregos no setor industrial e de serviços, alterou de modo significativo a organização espacial da cidade, particularmente por três fenômenos: a progressiva ocupação dos morros pela população de baixa renda, a transferência dos usos e ocupações centrais para outras áreas da ilha e em conjunto, a ocupação da parte continental.

Sob o ponto de vista geográfico o município de Vitória ocupa a área insular e se expande para uma parte continental. A área urbana, distribuída nessas duas formações, apresenta quase metade de seus 89 km<sup>2</sup> de extensão ocupada por grandes equipamentos, como Universidade Federal do Espírito Santo, Aeroporto Eurico de Aguiar Salles, o complexo siderúrgico das Companhias Vale do Rio Doce e Tubarão e ainda o Porto de Vitória.

O sistema de esgotamento sanitário de Vitória é formado por dez bacias de esgotamento e existem atualmente seis estações de tratamento de esgotos em operação. O índice de cobertura do sistema de esgotamento sanitário é de aproximadamente 44%. O sistema de abastecimento de água é formado pelos setores Jucu e Carapina. O índice atual de cobertura do sistema de abastecimento de água é de aproximadamente 99%.

Segundo dados da Secretaria Municipal de Serviços (SEMSE), Vitória é hoje a única capital brasileira com coleta diária de lixo em toda a cidade. Todos os resíduos são coletados e pesados diariamente na Unidade de Tratamento e Destinação Final de Resíduos Sólidos localizada no Bairro Resistência e, após avaliação, o material recebe destinação específica, dependendo das suas características.

Quanto ao sistema de drenagem, o município de Vitória foi dividido, a partir das características topográficas e do cadastro do sistema de drenagem, em 98 bacias.



## 2 - Diagnóstico das bacias

No âmbito do PDDU, foi realizado o cadastro topográfico de toda a rede de drenagem do município com dimensão igual ou superior a 0,60 m. Neste cadastro, além das informações geométricas, foram levantadas as condições das tubulações e galerias e as anomalias existentes.

Os dados provenientes do cadastro de campo foram sistematizados em desenhos com o formato DWG/CAD e depois, importados utilizando o Sistema de Informações Geográficas (SIG) para dar suporte ao *software* do PDDU.

Para gerenciamento da rede drenagem foi desenvolvido um *software* (Software de Gerenciamento de Drenagem) levando em conta o SIG atualmente utilizado pela PMV. Tal SIG permite também programar limpeza da rede, cadastrar novas informações e orientar a execução de obras em determinadas vias.

Para identificar os pontos críticos de inundação que no município e para subsidiar o planejamento de ações educativas foi realizada uma pesquisa de opinião pública. Na pesquisa foram realizados dois tipos de entrevistas: pesquisa qualitativa de profundidade com técnicos e engenheiros da PMV e com as lideranças comunitárias; e pesquisa quantitativa com os moradores das áreas alagáveis.

Os principais resultados da pesquisa qualitativa com os técnicos e engenheiros da PMV e com as lideranças comunitárias foram a atualização do mapa das áreas alagáveis do município e a percepção dos entrevistados a respeito dos problemas que causam esses alagamentos.

A partir do mapa das áreas inundáveis do município foi realizada a pesquisa quantitativa, do tipo *survey*, por amostragem aleatória com o objetivo de conhecer a opinião de moradores e trabalhadores das áreas alagáveis. Foram realizadas 3.608 entrevistas, sendo abordados os seguintes tópicos: perfil do entrevistado; conhecimento do sistema de drenagem; avaliação quanto à eficiência e conservação do sistema; identificação de áreas / pontos críticos de alagamentos; danos causados: impossibilidade de ir e vir; danos causados: perda de bens; danos causados: doenças; e identificação dos fatores responsáveis pelo problema de alagamento.

O estudo das precipitações médias mensais e dos totais anuais da estação de Ilha de Santa Maria em Vitória demonstrou que o período de chuvas no município vai de outubro a março, sendo que o mês de fevereiro, apesar de estar no período de chuvas apresenta média mensal próxima às médias mensais dos meses do período seco (abril a setembro). A precipitação



anual média do posto pluviométrico de Vitória, período de 1924 a 2006, é de 1.291,2 mm com desvio padrão de 297,9 mm. O estudo de freqüências dos totais anuais demonstrou que os valores mais freqüentes estão compreendidos no intervalo de 1.200 a 1.400 mm.

Além disso, foram desenvolvidos estudos de erosão e assoreamento, qualidade das águas pluviais e marés. Os principais resultados foram a elaboração de mapas de susceptibilidade natural e potencial de erosão e assoreamento das bacias, coleta e análise da qualidade das águas pluviais em duas campanhas (tempo seco e tempo chuvoso) em 20 pontos distribuídos pelo município e a curva de permanência de marés.

### **3 - Medidas estruturais**

As medidas estruturais propostas pelo PDDU podem ser divididas em três grupos principais:

- ? Galerias: neste grupo estão incluídas intervenções para melhorias nas galerias existentes, execução de novas galerias com o objetivo de aumentar a capacidade do sistema ou de diminuir a vazão em determinados trechos e a substituição de galerias existentes;
- ? Reservatórios: são as intervenções necessárias para o amortecimento das vazões de pico em alguns trechos do sistema de drenagem. Quando foi possível a saída dos reservatórios foi prevista por gravidade e em casos onde a topografia torna isso inviável a saída dos mesmos foi prevista através de bombeamento;
- ? Outras obras: neste grupo foram incluídas as intervenções de reurbanização de áreas abaixo do nível das marés, e de readequação, reforma e construção de estações de bombeamento de águas pluviais.

Nesse contexto, foram estudadas em nível de prognóstico com e sem intervenções 36 bacias de drenagem com conflitos relacionados ao sistema de drenagem, para as quais foram propostas medidas estruturais conforme classificação nos grupos relacionados acima.



Quadro 01 – Resumo das intervenções do PDDU

Bacia	Extensão de galerias (m)	Volume dos reservatórios (m³)	Outras obras
Cândido Portinari	4.582,00	62.400	-
Inhanguetá	2.086,00	-	Readequação da Rua do Canal e reurbanização da área do Campinho
Guilherme Serrano	221,00	-	-
Moacir Strauch	135,00	-	-
Ponte Ayrton Senna	188,00	-	-
Aleixo Neto	541,00	-	-
Joaquim Lírio	317,00	-	-
Praça dos Namorados	1.208,00	-	-
Saturnino de Brito	844,00	-	Readequação da EBAP Engº Edmar Machado
Fernando D. Rabelo	976,00	27.500	-
Wilson Toledo	900,00	-	-
José Delazare	658,00	-	-
Vila Rubim	871,00	-	-
Parque Moscoso	911,00	-	-
Des. José Vicente	376,00	-	-
Jardim Camburi	3.284,00	-	-
Dom Bosco	967,00	-	-
Bento Ferreira	1.974,00	43.600	Readequação das EBAP's Bento Ferreira e Santa Lúcia
Alberto Santos	159,00	-	-
da Chácara	174,00	-	-
Natalino de F. Neves	162,00	-	-
Santos Reis	411,00	-	-
João Santos Filho	1.164,00	-	-
Maria de Lourdes Garcia	920,00	-	-
Antônio P. Aguiar	486,00	-	-
Alto Caratoira	963,00	-	-
Paulino Muller	2.968,00	22.500	-
Santo Antônio	1.393,00	5.200	Reurbanização área entre as ruas José Ramos C. Filho e Aderbal A. Guimarães
<b>Total</b>	<b>29.839,00</b>	<b>161.200</b>	-

#### 4 - Estimativa de custo de implantação e despesas de operação

##### Estimativa dos custos de implantação das medidas estruturais

A partir do diagnóstico hidráulico e hidrológico do sistema de drenagem e do detalhamento das medidas estruturais selecionadas foram elaboradas planilhas orçamentárias para a estimativa de custos de cada intervenção proposta. Os custos unitários foram obtidos a partir de planilhas de referência dos seguintes órgãos: DER/ES, CESAN e LABOR/UFES.



O custo total das intervenções propostas foi de 243 milhões de reais, sendo 110 milhões referentes às obras de galerias, 111 milhões referentes aos reservatórios e 21 milhões referentes às outras obras.

### **Estimativa dos custos de manutenção e operação do sistema de drenagem**

Para a manutenção e operação do sistema de drenagem foi estimado um desembolso anual de 4,1 milhões de reais, sendo 1,8 milhões para as estações de bombeamento e 3,2 milhões para administração da inspeção, operação e manutenção do sistema de drenagem.

Além disso, foi prevista uma verba de 26 milhões de reais para limpeza e desobstrução e recuperação estrutural das galerias do sistema de drenagem.

## **5 - Medidas não estruturais**

### **5.1 - Medidas de Caráter Educativo**

O objetivo do PEA é propor ações educativas e informar os moradores de Vitória, oferecendo-lhes conceitos básicos e mobilizando sua vontade de alterar comportamentos, visando à preservação do meio ambiente e conservação dos recursos hídricos e do sistema de drenagem.

A implantação ocorrerá em “ciclos” de 2 anos, desenvolvidos em 4 etapas: Preparação, Desenvolvimento, Avaliação e Correções.

O público-alvo será dividido em dois grandes grupos, apresentados no quadro 2.

Quadro 2 – Público alvo e estratégias de implantação do PEA

	<b>Grupo A</b>		<b>Grupo B</b>
Público	Aprox. 980 docentes	Aprox. 26901 alunos de 5 <sup>a</sup> a 8 <sup>a</sup> série	Jovens e Adultos
Estratégias	Seminários, mesas-redondas e workshops de capacitação profissional, abordando os temas a serem trabalhados e discutindo atividades didáticas	Publicações distribuídas em datas comemorativas alusivas ao meio ambiente.	Inserções em Rádio e TV, confecção e afixação de cartazes em locais de grande movimento, distribuição de “folders” e folhetos educativos

Os custos estimados para cada ciclo do PEA estão relacionados no quadro 3.



Quadro 3 – Resumo das estimativas de custos para cada ciclo do PEA

Atividade	Valor total (R\$)
Seminários para professores	30.000,00
Livro de Atividades para Professores	8.000,00
Cartilhas	134.292,93
Cartazes	14.400,00
Folder	35.864,00
Panfletos	23.442,48
Campanha de Rádio	184.000,00
Campanha de TV	478.778,64
<b>Total</b>	<b>908.778,05</b>

## 5.2 – Plano de monitoramento hidrológico

O monitoramento hidrológico do Sistema de Macrodrenagem deverá considerar a implantação de estações automáticas de medição de chuva, cota e vazão, visando:

- ? Possibilitar a compreensão do funcionamento hidrológico e hidráulico do sistema de macrodrenagem;
- ? Permitir a calibração e a validação de modelos matemáticos de simulação;
- ? Permitir o diagnóstico permanente do sistema de drenagem;
- ? Permitir o monitoramento futuro de eventos pluviométricos em tempo real.

A implantação de um monitoramento hidrológico é composta de várias etapas, listadas a seguir, as quais devem ser concebidas de maneira integrada:

- ? Definição dos locais para instalação;
- ? Definição dos tipos de equipamentos;
- ? Definição da forma de transmissão e recepção de dados;
- ? Concepção, implantação e operação do banco de dados;
- ? Aquisição dos equipamentos;
- ? Implantação das estações de monitoramento;
- ? Operação das estações;
- ? Tratamento e análise dos dados;
- ? Manutenção preventiva e corretiva das estações; e
- ? Treinamento.



## 6 - Gestão atual e proposta para a nova gestão do sistema de drenagem

### Gestão atual do sistema de drenagem

De acordo com a Constituição Estadual do Estado do Espírito Santo e a Lei Orgânica do Município de Vitória, o município tem a atribuição inquestionável de organizar (gerir) e prestar (executar) os serviços públicos de interesse local, tais como o serviço de drenagem pluvial, sendo esta uma atribuição da municipalidade, legal e intransferível.

Atualmente, o Município de Vitória conta com três órgãos que possuem atribuições legais para atuar na gestão da drenagem urbana; a Secretaria Municipal de Obras e a Secretaria Extraordinária de Projetos Especiais, da administração direta, e a Companhia e Desenvolvimento da Cidade, da administração indireta.

### Proposta para a nova gestão

As atribuições legais existentes deverão ser modificadas e a estrutura não legal deverá ser excluída.

Os órgãos que deverão ter atribuição para a gestão da drenagem dentro do município deverão ser somente a SEMOB e a CDV, sendo retirada a SEPE. A CDV não terá a sua estrutura modificada, nem as atuais atribuições. A SEMOB deverá ter sua estrutura e atuais atribuições modificadas.

Na estrutura da SEMOB, cria-se uma nova sub-secretaria, denominada Sub-secretaria de Saneamento Ambiental e Contenção de Encostas, com duas gerências subordinadas. Em uma destas gerências, a alocação das bacias de drenagem sob supervisão de cada setor foi efetuada de acordo com os limites das regionais administrativas e está representada na próxima página, sob a forma de mapa. Além disso, designa-se também um setor de relação com a comunidade, como assessoria do Secretário.

Dentre as principais mudanças advindas, têm-se o esvaziamento das atribuições da Gerência Regional; a exclusão das atribuições legais da SEPE; a centralização do assunto drenagem pluvial em uma única unidade administrativa; a responsabilidade de realizar a fiscalização e orientações dos projetos e estudos segundo o PDDU; o apoio às obras de drenagem no município; a centralização de toda a documentação sobre drenagem no município e a possibilidade de terceirização da estrutura proposta.



## 7 - Plano de obras do PDDU

A identificação e seleção das alternativas de engenharia teve por objetivo básico indicar as bacias de drenagem nas quais a implantação das medidas estruturais concebidas mostra-se prioritária. Trata-se, portanto, de definir prioridades, de modo a orientar a programação de investimentos da Prefeitura Municipal, espacial e temporalmente.

Para isso, optou-se pela utilização de um modelo multicriterial como ferramenta de apoio à decisão, por se mostrar o mais adequado em face das características sistêmicas do estudo.

Assim, foram definidos critérios que, além de incorporarem aspectos técnico-econômicos, integrantes dos estudos típicos de Engenharia, tiveram potencial para inserir a variável sócio-ambiental na matriz decisória. A partir disso foram definidos os pesos para cada critério estabelecido e aplicada uma função de utilidade global para a hierarquização das bacias.

O resultado obtido demonstra que as bacias prioritárias são: Cândido Portinari, Parque Moscoso, Fernando Duarte Rabelo e Jardim Camburi, seguidas pelas bacias de Inhanguetá, Praia do Canto e Centro.

A partir da ordem de execução definida pelo modelo multicriterial e da estimativa de prazo para a execução das intervenções, foi elaborado um cronograma de obras de forma que o desembolso anual estivesse entre 35 e 40 milhões de reais. O tempo total estimado para a execução das intervenções foi de 7 anos.



Quadro 02 – Cronograma de obras do PDDU

Bacia	Duração (meses)	Custo total (R\$)	DESEMBOLSO ANUAL (R\$)						
			Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5	Ano 6	Ano 7
Cândido Portinari	52	58.290.000,00	13.451.538,46	13.451.538,46	13.451.538,46	13.451.538,46	4.483.846,15		
Inhanguetá	24	17.965.000,00	8.982.500,00	8.982.500,00					
Ponte Ayrton Senna	12	885.000,00	885.000,00						
Praça dos Namorados	12	5.193.000,00	5.193.000,00						
Aleixo Neto	6	1.049.000,00	1.049.000,00						
Saturnino de Brito	18	6.576.000,00	4.384.000,00	2.192.000,00					
Joaquim Lírio	6	1.352.000,00	1.352.000,00						
Parque Moscoso	18	3.347.000,00		2.231.333,33	1.115.666,67				
Fernando Duarte Rabelo	24	19.438.000,00		9.719.000,00	9.719.000,00				
Jardim Camburi	12	9.485.000,00			9.485.000,00				
Paulino Muller	35	35.230.000,00				12.078.857,14	12.078.857,14	11.072.285,71	
João Santos Filho	12	2.501.000,00				2.501.000,00			
Bento Ferreira	48	44.126.000,00				11.031.500,00	11.031.500,00	11.031.500,00	11.031.500,00
Dom Bosco	8	3.745.000,00					3.745.000,00		
Vila Rubim	7	2.904.000,00					2.904.000,00		
Santo Antônio	24	11.330.000,00						5.665.000,00	5.665.000,00
Bacia da Chácara	4	403.000,00						403.000,00	
Maria de Lourdes Garcia	11	4.140.000,00						4.140.000,00	
Natalino de Freitas Neves	4	310.000,00						310.000,00	
Alto Caratoíra	11	4.266.000,00						4.266.000,00	
Santos Reis	9	1.553.000,00							1.553.000,00
Antônio Pinto de Aguiar	12	1.776.000,00							1.776.000,00



Quadro 02 – Cronograma de obras do PDDU – Cont.

Bacia	Duração (meses)	Custo total (R\$)	DESEMBOLSO ANUAL (R\$)						
			Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5	Ano 6	Ano 7
Alberto Santos	2	352.000,00							352.000,00
Guilherme Serrano	6	1.191.000,00							1.191.000,00
Wilson Toledo	6	2.949.000,00							2.949.000,00
Desemb. José Vicente	4	940.000,00							940.000,00
Moacir Strauch	6	277.000,00							277.000,00
José Delazare	6	1.661.000,00							1.661.000,00
<b>Total</b>	<b>84</b>	<b>243.234.000,00</b>	<b>35.297.038,46</b>	<b>36.576.371,79</b>	<b>33.771.205,13</b>	<b>39.062.895,60</b>	<b>34.243.203,30</b>	<b>36.887.785,71</b>	<b>27.395.500,00</b>

\* Composição de custos – Base: Janeiro/2008



## 1 – CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE VITÓRIA

### 1.1 – POPULAÇÃO E RENDA

A população atual do município de Vitória é estimada em 314.042 habitantes, de acordo com a contagem populacional realizada em abril de 2007 pelo IBGE.

O expressivo crescimento populacional verificado no período entre 1960 e 1980, ocasionado pelo êxodo rural e pela atratividade dos empregos no setor industrial e de serviços, alterou de modo significativo a organização espacial da cidade, particularmente por três fenômenos: a progressiva ocupação dos morros pela população de baixa renda, a transferência dos usos e ocupações centrais para outras áreas da ilha e em conjunto, a ocupação da parte continental.

A série histórica do crescimento populacional de Vitória entre 1940 e 2007 revela patamares muito altos do incremento por duas décadas seguidas, entre 1960-1980 e a partir desta, apresenta um declínio continuado nos intervalos decenais subseqüentes, seguindo a tendência demográfica verificada nos centros urbanos brasileiros.

Quadro 1.1 - EVOLUÇÃO POPULACIONAL DE VITÓRIA.

Ano	1940	1950	1960	1970	1980	1991	2000	2007*
Pop.	45.212	50.922	83.351	133.019	207.736	258.243	292.304	314.042

Fonte: IBGE Contagem Populacional em 1º Abril de 2007

Os números mostram que na década de 1940 a cidade experimentou um modesto aumento de 5.710 habitantes. Já entre 1950-1960, em plena era do desenvolvimentismo do país, a curva ascendente mostra um incremento de 32.429 habitantes. É possível inferir que o processo de migrações do campo para as cidades do sul e sudeste do Brasil começa a tomar impulso, especialmente induzido pela expansão da indústria nessas áreas urbanas.

Já entre 1960-1970 se verificou um aumento de 50.668 habitantes, número bem superior à soma dos incrementos dos períodos anteriores (38.139 hab.). Entre 1970-1980 a curva populacional mostrou ainda altos índices de crescimento, perfazendo um incremento de 74.717 habitantes, número cerca de 14 mil abaixo da soma dos incrementos de 1940 a 1970. Esses dois períodos correspondem ao de maior afluxo de pessoas atraídas pela possibilidade de emprego nos complexos industriais, construção civil e serviços.



No intervalo 1980-1991, o aumento de 50.507 habitantes mostrou indícios de diminuição em relação à década anterior, mas permanecendo apenas um pouco abaixo do patamar do período 1960-1970. Em 1991-2000 e 2000-2007, os incrementos de 34.069 e 21.738 habitantes, respectivamente, apontam mais claramente o declínio das taxas de crescimento, fenômeno que pode ser atribuído à tendência de redução da natalidade em todos os centros urbanos brasileiros e da atratividade para as finalidades emprego e habitação.

Compreende-se, dessa forma, que a cada intervalo de duas décadas a cidade praticamente dobrou o tamanho de sua população, o que evidentemente produziu impactos bastante significativos na capacidade de suporte do espaço urbano, quer seja pelo aumento da área urbanizada, como foi o caso dos sucessivos aterros, quer seja pela ocupação de áreas vulneráveis ou pela ampliação do processo de verticalização, a partir das décadas de 1960 e 1970.

Apesar de algumas regiões, como a de Santo Antônio e Maruípe apresentarem índices quase estabilizados de crescimento populacional, a região central foi a única que apresentou índice negativo, em consequência da sua transformação funcional, que assistiu à transferência das suas atividades para outras regiões da cidade, como se percebe nos índices da região da Praia do Canto.

Os bairros a leste, nordeste e sul da área urbana de Vitória apresentam menor incidência de chefes de família com rendimento até 3 salários mínimos, o que significa, portanto, maior renda. Já os bairros da parte interna do anel que envolve o Maciço Central a leste, toda a envoltória a oeste e a parte continental apresentam maior incidência dos chefes de família com rendimento nominal de até 3 salários mínimos, o que indica renda menor.

## 1.2 – USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

A Cidade de Vitória concentra a maior parte das atividades econômicas, da arrecadação tributária, da produção e difusão cultural, do comércio e dos serviços institucionais e especializados do Estado do Espírito Santo. É o centro do aglomerado metropolitano que reúne também os municípios de Vila Velha, Serra e Cariacica, exercendo o papel polarizador das atividades finais do complexo exportador e dos serviços derivados de sua posição como Capital do Estado.

Sob o ponto de vista geográfico o município de Vitória ocupa a área insular e se expande para uma parte continental. A área urbana, distribuída nessas duas formações, apresenta quase



metade de seus 89 km<sup>2</sup> de extensão ocupada por grandes equipamentos, como Universidade Federal do Espírito Santo, Aeroporto Eurico de Aguiar Salles, o complexo siderúrgico das Companhias Vale do Rio Doce e Tubarão e ainda o Porto de Vitória.

Além dessa organização espacial, as características físicas do relevo, com topografia marcada por morros, montanhas e mar - onde se destacam o Maciço Central da ilha de Vitória, que atinge a altitude de 308 metros no Morro da Fonte Grande, os manguezais e as restingas - contribuíram para as limitações da acomodação da malha urbana apenas nas áreas de relevo plano ou ondulado e algumas encostas de morros possíveis à ocupação para moradia e outras atividades sócio-econômicas.

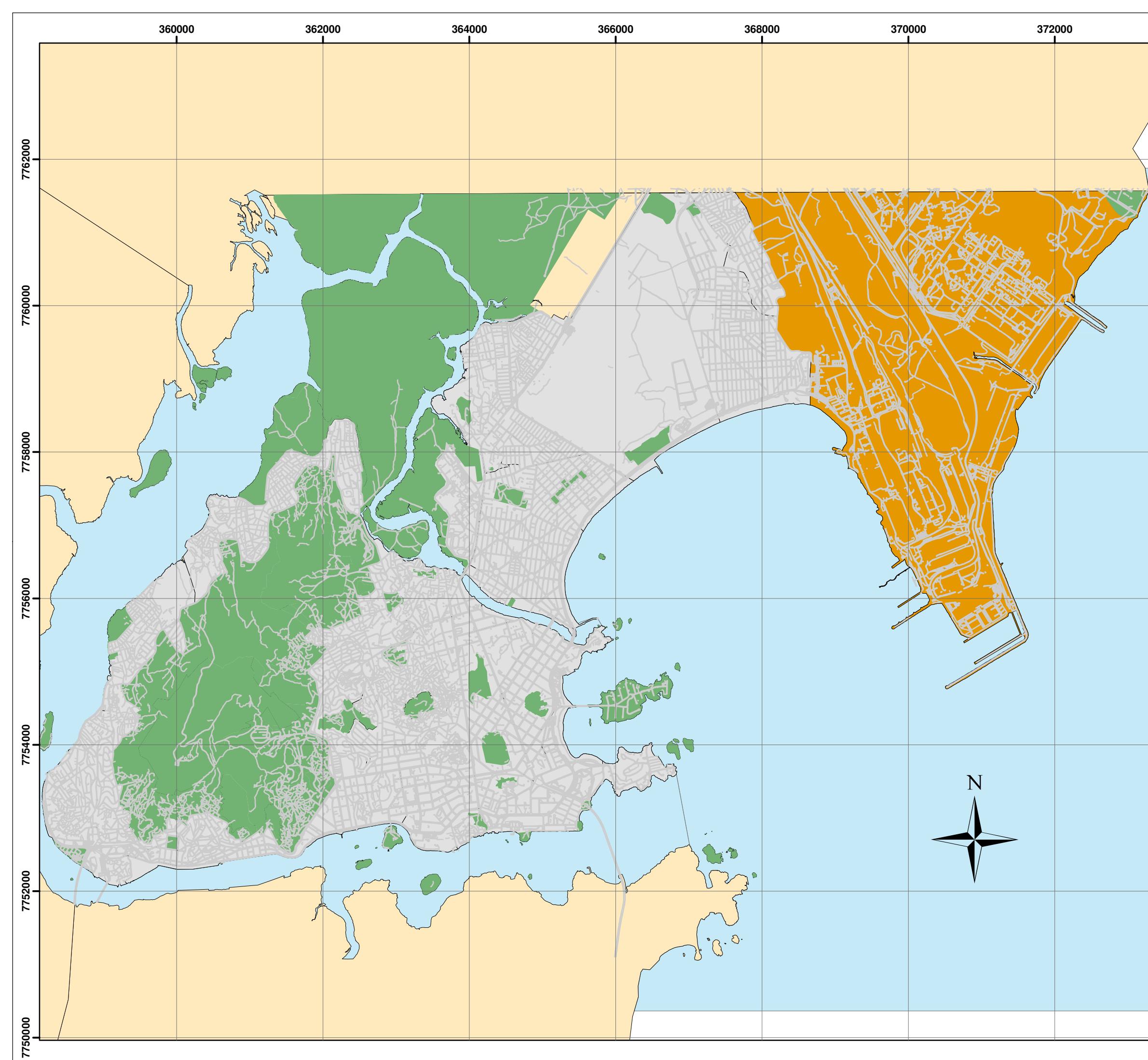
Inúmeras áreas originalmente pertencentes ao sistema litorâneo ou em encostas íngremes foram gradativamente ocupadas. A restrita oferta de espaços disponíveis para a ampliação da malha urbana condicionou o processo de expansão da cidade, que ao longo do século XX apresentou uma sucessão de grandes aterros, tanto para a conquista de áreas banhadas por mar, como também no interior da ilha. A ampliação física da Ilha de Vitória permitiu o aumento da área edificável, que foi apropriada por diferentes maneiras e a implantação do sistema viário de ligação entre as regiões.

Em função das características apresentadas pelas áreas vegetadas ou de ocupação antrópica, o município de Vitória foi dividido em três conjuntos, denominados macrozonas:

- 1. A macrozona urbana**, que apresenta uma continuidade de ocupação em áreas situadas tanto na ilha como no continente, mostrando setores bastante diferenciados sob o ponto de vista dos padrões urbanísticos;
- 2. A macrozona industrial**, localizada no extremo leste da parte continental e que abrange as instalações das companhias siderúrgicas Vale do Rio Doce e Tubarão;
- 3. A macrozona de proteção ambiental**, que reúne as áreas da Estação Ecológica Municipal, o Parque Municipal situado no bairro da Nova Palestina e a Área de Proteção Ambiental do Maciço Central, situados parte insular e a área de Preservação Permanente no bairro de Goiabeiras, situado na parte continental do município.



Mapa das zonas urbanas de Vitória



## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

MACROZONAS URBANAS  
DE VITÓRIA

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



Sob o ponto de vista do uso e ocupação do solo, a cidade apresenta as seguintes características:

- ? Predominância de uso residencial, seguido por comercial e de serviços especializados;
- ? Relevância do uso institucional, por ser capital do Estado;
- ? Pequeno uso industrial (concentrado em grandes complexos);
- ? Intenso processo de diversificação do uso do solo;
- ? Existência de poucos vazios urbanos ocupáveis;
- ? Ocorrência de verticalização concentrada;
- ? Aumento da densidade na faixa litorânea imediata.

Podem ser identificadas as seguintes tendências na evolução recente das áreas habitacionais de Vitória:

- ? As classes alta e média, desde a década de 1970, vem se deslocando do centro de Vitória para a Praia do Canto e Camburi;
- ? As atividades econômicas desenvolvem-se em torno ao município em um anel portuário-industrial, com início na zona portuária de Tubarão-Praia Mole, engloba o Centro Industrial de Vitória, o Terminal Intermodal, os Entrepótos Aduaneiros do Interior, e alcança as zonas industriais de Cariacica, Vila Velha e os cais de Paul-Capuaba;
- ? Verifica-se também uma transferência paulatina do comércio, serviços e segmentos institucionais do centro da cidade para a região norte do Município.

### 1.3 – SANEAMENTO

#### **Esgotamento Sanitário**

O Sistema de Esgotamento Sanitário existente do Município de Vitória abrange sete bacias de esgotamento, cujas principais características são apresentadas no Quadro 1.2.



Quadro 1.2 – Bacias de esgotamento sanitário de Vitória

Código	Principais Bairros	Número de Sub-Bacias	Área (ha)	Rede Coletora (km)
B1 e B2	Caratoíra, Ilha do Príncipe, Centro, Santa Clara	4	334	0
B4	Praia do Canto, Bento Ferreira	7	744	41,0
B5	Jucutuquara, Fradinhos, Itararé, Andorinhas	8	911	8,2
B6	Santo Antônio, Inhanguetá	4	312	6,1
B7	São Pedro, Nova Palestina, Resistência, Joana D'Arc	9	635	31,0
B9	Jardim da Penha, Goiabeiras	3	666	64,1
B10	Jardim Camburi, Atlântica Ville	5	903	54,2
<b>TOTAL</b>		<b>40</b>	<b>4.505</b>	<b>204,6</b>

Atualmente operam seis ETEs, cujas principais características são apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 1.3 – Descrição das ETEs em operação

Nome da ETE	Tipo de Tratamento	Vazão Nominal (l/s)	Responsável pela Operação
Camburi	Lagoas de Estabilização Aeradas Mecanicamente	300	CESAN
Grande Vitória	Filtros Anaeróbios e Leitos de Secagem	25	PMV
Mulembá	Lodo Ativado com Aeração Escalonada	210	CESAN
Nova Palestina	Filtros Anaeróbios	17	CESAN
Resistência	Filtros Anaeróbios e Leitos de Secagem	8	PMV
Santa Tereza	Tanque de Aeração Mecânica e Leito de Secagem	8	CESAN

Os esgotos da Bacia B4 são recalados à ETE Mulembá, localizada no Bairro Joana D'Arc. Os esgotos das bacias B9 e B10 são recalados à ETE Camburi, localizada no Bairro Jardim Camburi. Os esgotos das bacias B6 e B7 são recalados para as demais ETEs.

O índice atual de cobertura do sistema de esgotamento sanitário é de aproximadamente 44%.



## Abastecimento de Água

O município de Vitória conta com dois setores de abastecimento de água:

- ? Subsistema Jucu: Setores Santa Clara, Fradinhos e Santa Lúcia; e
- ? Subsistema Carapina: Setor Goiabeiras.

Subsistema Jucu: A captação é realizada através de uma barragem de nível, estrutura de tomada e caixa de areia. O transporte de água bruta até às ETAs Vale Esperança e Cobi é realizado através de dois sistemas adutores em série, configurando o Baixo e o Alto Recalque. A capacidade nominal das ETA Vale Esperança é: 1,2 m<sup>3</sup>/s (velha) e 1,5 m<sup>3</sup>/s (nova). Dessa ETA, a água é aduzida até os reservatórios Fradinhos, Santa Lúcia e Ilha do Boi, que atende Praia do Canto, Ilha do Frade, Ilha do Boi, parte de Jucutuquara, São Cristovão etc. A capacidade nominal da ETA Cobi é 1,0 m<sup>3</sup>/s. Dessa ETA a água é aduzida até o Reservatório Santa Clara, que atende o Centro, Cidade Alta, São Pedro, Caratoíra, parte de Jucutuquara, Nova Palestina etc.

Subsistema Carapina: A partir da ETA Carapina (opera com vazão média de 1,8 m<sup>3</sup>/s), cuja água provém do rio Santa Maria da Vitória, a água é transportada através de uma adutora (700 mm de diâmetro) até a CVRD, saindo daí uma derivação que abastece o Setor Goiabeiras (Mata da Praia, Jardim da Penha, Jabour, Aeroporto etc).

O índice atual de cobertura do sistema de abastecimento de água é de aproximadamente 99%.

## Resíduos sólidos

Segundo dados da Secretaria Municipal de Serviços (SEMSE), Vitória é hoje a única capital brasileira com coleta diária de lixo em toda a cidade.

Dados da SEMSE demonstram que no município de Vitória são recolhidas, mensalmente, cerca de oito mil e quinhentas toneladas de lixo domiciliar e comercial, mais 100 toneladas de lixo hospitalar.

Todos resíduos são coletados e pesados diariamente na Unidade de Tratamento e Destinação Final de Resíduos Sólidos localizada no Bairro Resistência.

Após avaliação na Unidade de Tratamento o material recebe a destinação específica dependendo das suas características.



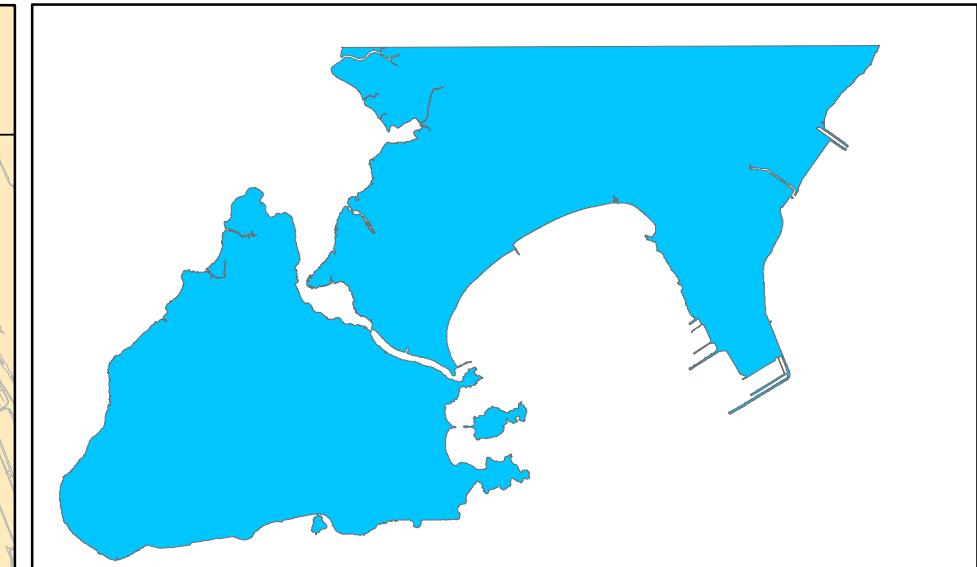
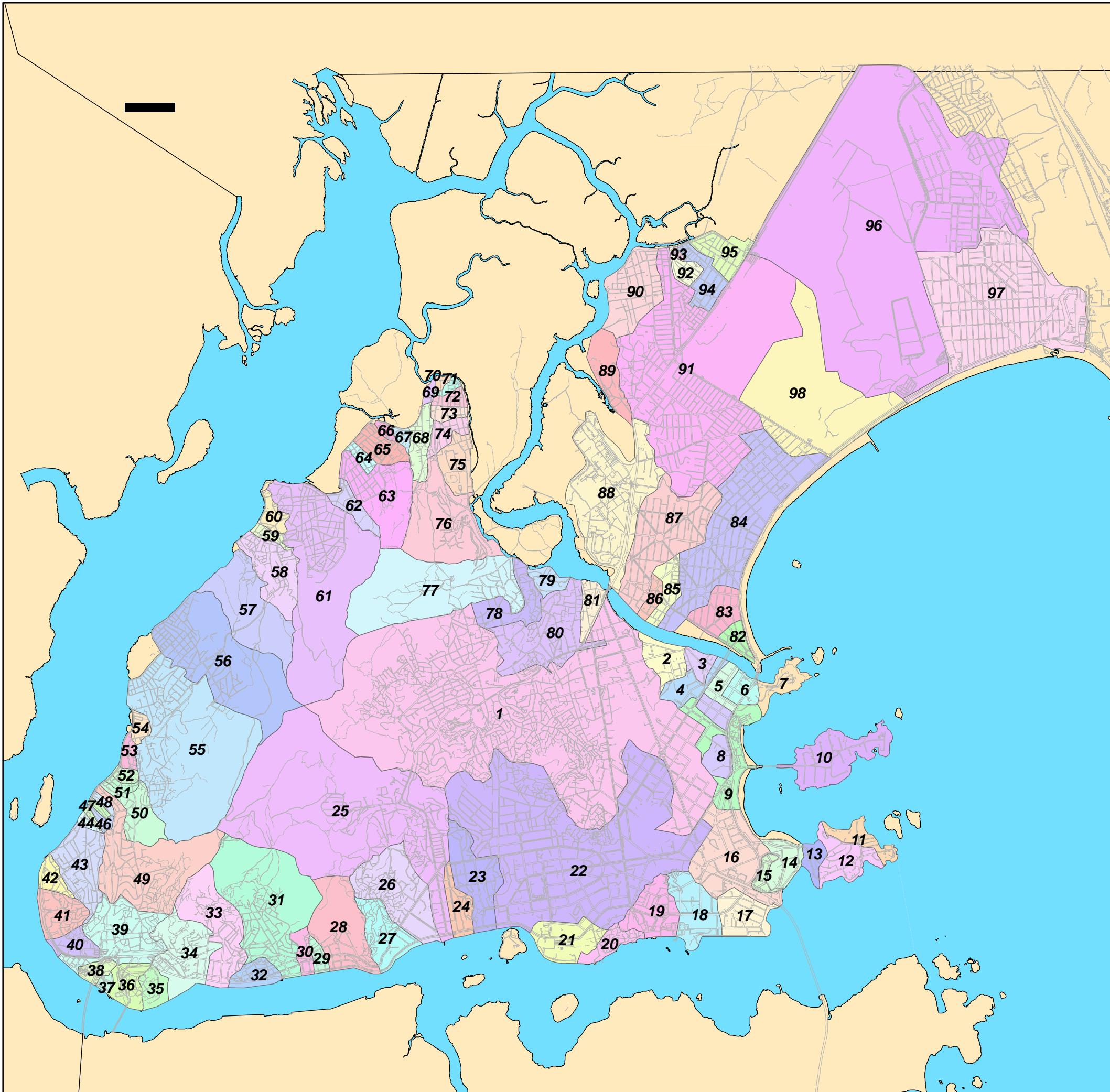
#### 1.4 – BACIAS DE DRENAGEM

A partir da base cartográfica digital do município de Vitória e do cadastro topográfico da rede de drenagem realizado foram delimitadas 98 bacias de drenagem.

A partir da delimitação das bacias foram levantadas as seguintes características fisiográficas: Área de drenagem, Comprimento e declividade do talvegue, Coeficiente de escoamento superficial (C ou CN) de acordo com as condições atuais e futuras de uso e ocupação do solo.



## MAPA DAS BACIAS DE DRENAGEM DE VITÓRIA



## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

### BACIAS DE DRENAGEM

VITÓRIA - 2008

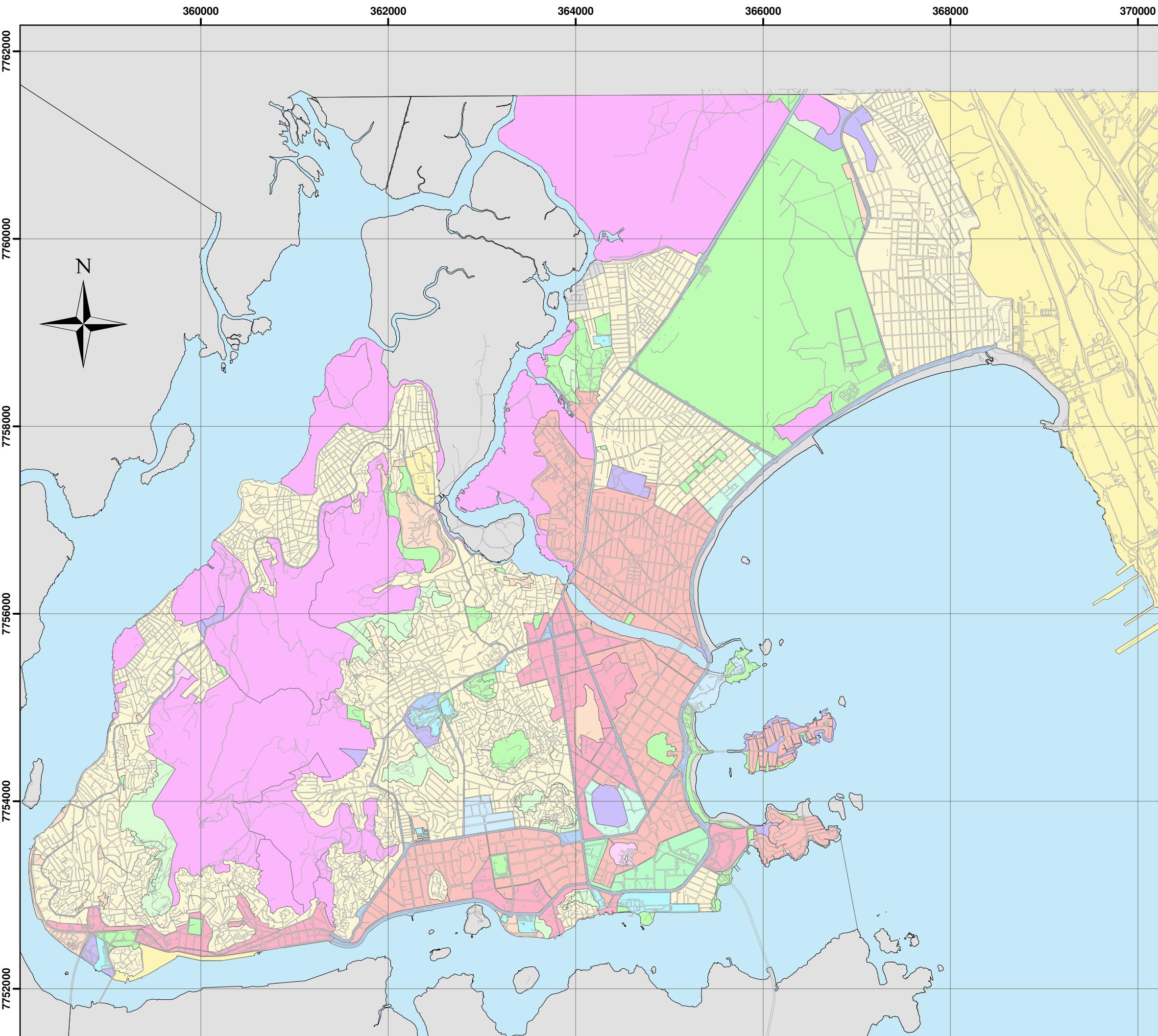
CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## MAPA DO USO E OCUPAÇÃO ATUAL DO SCS



## Legenda

- Esp. Abertos cond. boas
- Esp. Abertos cond. médias
- Esp. Abertos cond. ruins
- Estacion. e telhados
- Distritos comerciais
- Distritos industriais
- Estradas pav. com drenagem
- Floresta cond. boa
- Floresta cond. média
- Floresta cond. ruim
- Residencial até 1000 m<sup>2</sup>
- Residencial até 1350 m<sup>2</sup>
- Residencial até 2000 m<sup>2</sup>
- Residencial até 4000 m<sup>2</sup>
- Residencial até 500 m<sup>2</sup>

**PLANO DIRETOR DE  
DRENAGEM URBANA  
CLASSIFICAÇÃO DO USO E  
OCUPAÇÃO ATUAL DO SOLO  
SEGUNDO A METODOLOGIA  
DO SCS**

**VITÓRIA - 2008**

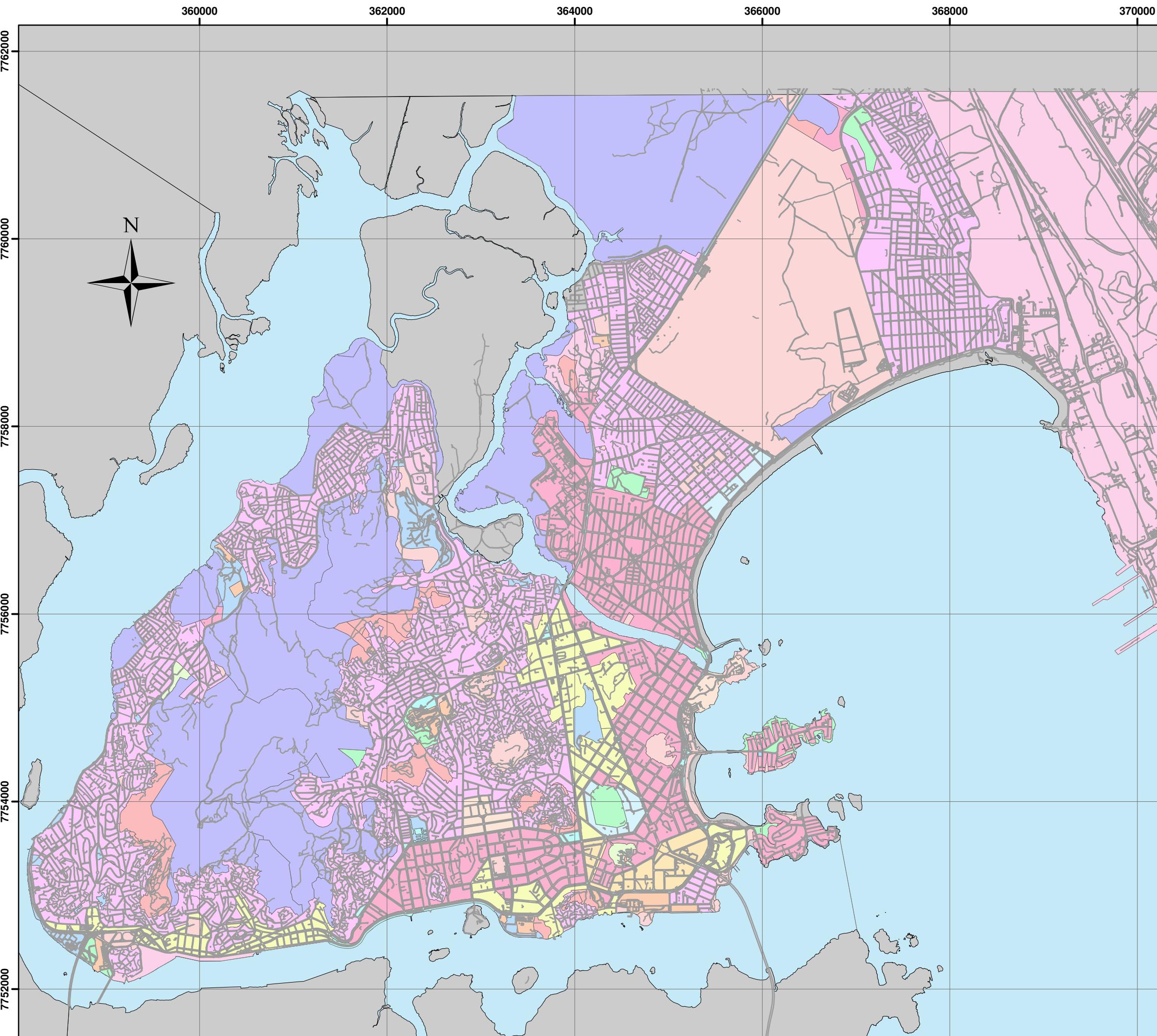
**CONSÓRCIO**

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## MAPA DO USO E OCUPAÇÃO FUTURO DO SCS



**PLANO DIRETOR DE  
DRENAGEM URBANA**  
CLASSIFICAÇÃO DO USO E  
OCUPAÇÃO FUTURA DO SOLO  
SEGUNDO A METODOLOGIA  
DO SCS

**VITÓRIA - 2008**

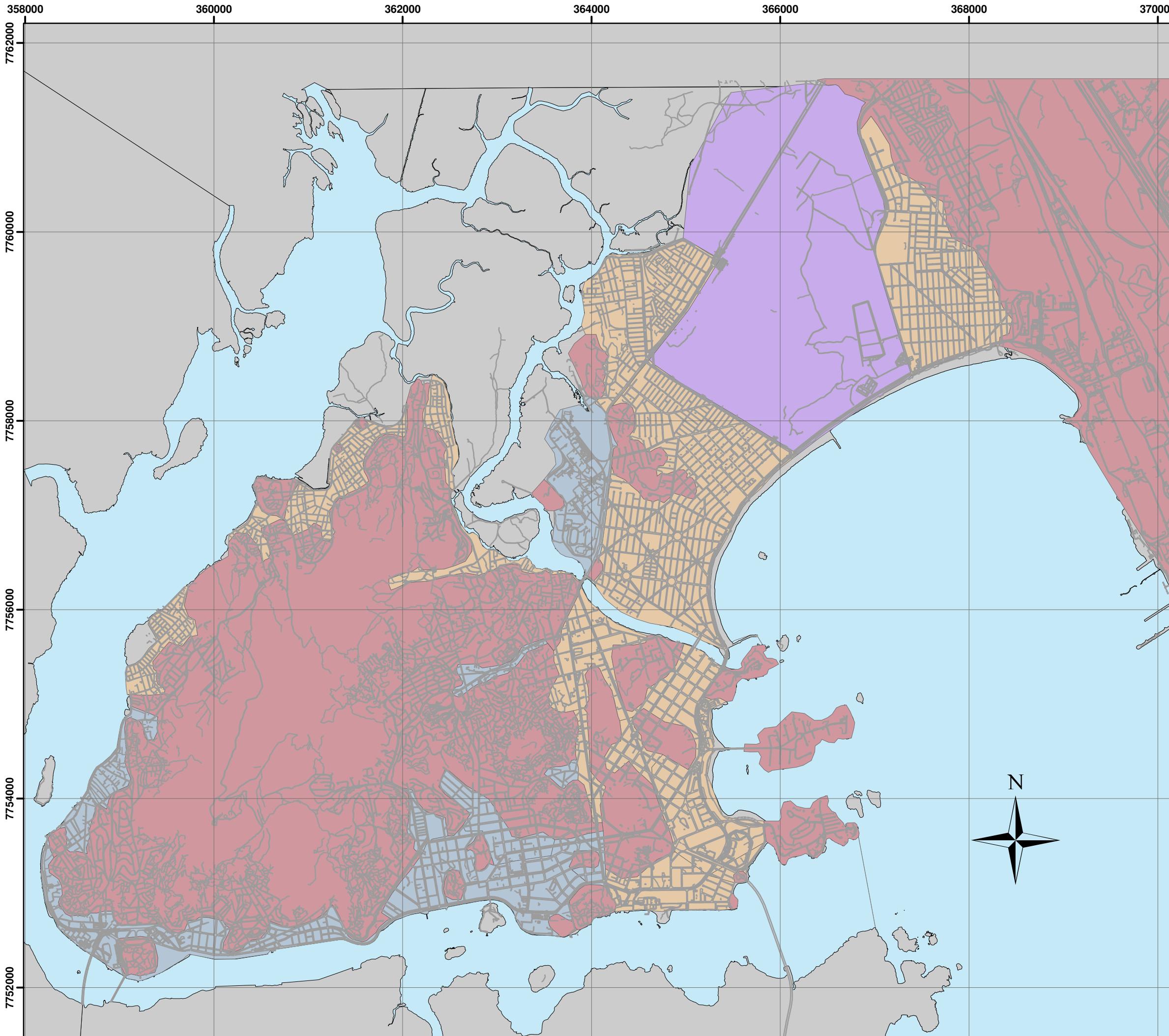
**CONSÓRCIO**



**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## MAPA DO TIPO DE SOLO DO SCS



### Legenda

- Solo A
- Solo B
- Solo C
- Solo D

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

CLASSIFICAÇÃO DO TIPO  
DE SOLO SEGUNDO A  
METODOLOGIA DO SCS

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO





Quadro 1.4 – Características das bacias de Vitória

Bacia	Área (km <sup>2</sup> )	Talvegue (km)	i med. (m/m)	TC (min)	C ou CN
24 de Maio	0,03	0,13	0,0305	15,66	0,87
2 <sup>a</sup> Ponte	0,06	0,34	0,0044	22,90	0,25
3 <sup>a</sup> Ponte	0,52	1,02	0,0012	32,99	0,62
8 de Junho	0,99	1,77	0,1293	23,74	86,45
9 de Julho	0,09	0,99	0,0327	21,54	0,89
Aderbal Athaíde	0,20	0,84	0,0343	24,83	0,62
Aeroporto 1	5,04	2,75	0,0001	176,56	59,16
Aeroporto 2	1,23	1,59	0,0002	80,19	52,66
Alberto de O. Santos	0,05	0,20	0,5000	18,96	0,90
Alecyr Porto	0,01	0,18	0,0038	17,48	0,90
Aleixo Netto	0,08	0,63	0,0046	31,07	0,80
Alexandre Buaiz	0,13	0,55	0,0052	28,09	0,68
Alto Caratoíra	0,43	1,00	0,0248	32,14	0,77
Alvares Cabral	0,24	0,68	0,0006	34,97	0,74
Amaro da Silva	0,12	0,75	0,0045	23,64	0,80
Anísio F. Coelho	0,07	0,13	0,0001	21,52	0,78
Antônio Honório	0,21	**	*	**	0,34
Antônio P. de Aguiar	0,10	0,48	0,0012	21,60	0,85
Augusto Teixeira	0,10	0,50	0,1038	21,92	0,47
Bento Ferreira	2,79	2,97	0,0175	67,88	87,31
Cândido Portinari	5,13	3,89	0,0537	43,24	88,27
Capitania dos Portos	0,27	1,00	0,0040	44,42	0,64
Carlos E. M. Lemos	0,17	0,77	0,0006	28,53	0,80
Carlos O. de Carvalho	1,10	2,58	0,0013	50,34	77,85
Carmem Fonseca	0,02	0,26	0,0005	19,36	0,90
Curva da Jurema	0,14	0,29	0,0036	19,73	0,76

Bacia	Área (km <sup>2</sup> )	Talvegue (km)	i med. (m/m)	TC (min)	C ou CN
Inhanguetá 2	0,05	0,13	0,0458	18,29	0,90
Jardim Camburi	1,65	1,85	0,0013	46,20	86,57
Jesus de Nazareth	0,11	**	*	**	0,78
João Santos Filho	0,13	0,71	0,0046	32,45	0,83
Joaquim Lírio	0,09	0,21	0,0027	18,75	0,78
Joca dos Santos	0,05	0,20	0,0043	17,75	0,88
José Coelho	0,13	0,49	0,0033	21,19	0,85
José Delazare	0,94	1,81	0,0745	21,55	81,71
José Ramos Filho	0,03	0,41	0,0904	16,85	0,90
José Veloso	0,02	0,23	0,0011	17,22	0,90
Josué Prado	0,07	0,55	0,3686	18,68	0,82
Jurema Barroso	0,10	0,47	0,0281	22,07	0,86
Manoel S. de Mello	0,73	2,04	0,0835	27,72	0,61
Marcelino Duarte	0,93	1,52	0,1161	21,34	0,45
Maria de Lourdes Garcia	0,34	1,14	0,0207	28,68	0,80
Maria Ortiz	0,37	**	*	**	0,71
Mario Cypreste	0,18	0,46	0,0827	19,34	0,84
Moacir Strauch	0,07	0,31	0,0725	17,39	0,80
Natalino de F. Neves	0,04	0,16	0,0047	16,89	0,90
Nossa Sra d'Ajuda	0,05	0,06	0,0388	15,65	0,87
Olympio Passos	0,17	0,56	0,0029	23,42	0,86
Parque Moscoso	0,43	1,25	0,2227	24,51	0,66
Paulino Muller	2,52	3,84	0,2028	38,90	82,89
Paulo Delazare	0,22	1,07	0,0037	23,17	0,79
Pedro Correa	0,04	0,19	0,0726	15,11	0,90
Pescadores	0,24	0,51	0,0013	26,20	0,65



Quadro 1.4 – Características das bacias de Vitória - Continuação

Bacia	Área (km <sup>2</sup> )	Talvegue (km)	i med. (m/m)	TC (min)	C ou CN
Da Chácara	0,07	0,18	0,0039	17,37	0,90
Da Pedreira	0,59	0,90	0,0494	16,01	0,30
Dep. Clério Falcão	0,10	0,72	0,0007	41,33	0,83
Des. José Vicente	0,24	0,80	0,1430	19,47	0,87
Do Caju	0,02	0,11	0,0039	16,04	0,84
Dom Benedito	0,08	0,23	0,0303	15,72	0,76
Dom Bosco	0,47	1,18	0,0561	22,00	0,67
Eliane dos Santos	0,01	0,17	-0,0037	28,74	0,90
Emílio F. da Silva	0,53	1,30	0,0043	47,71	0,84
Enseada do Suá	0,21	0,74	0,0015	40,05	0,76
Fernando D. Rabelo	2,65	2,69	0,0012	52,31	71,98
Geraldo Bermudes	0,04	0,34	0,0029	19,04	0,90
Getúlio Vargas	0,11	0,14	0,0012	16,51	0,90
Gov. José Sette	0,44	1,00	0,1400	17,18	0,45
Grande Vitória	0,52	**	*	**	0,35
Guilherme Serrano	0,15	0,37	0,0360	21,55	0,84
Horácio dos Santos	0,31	0,97	0,0501	19,79	0,87
Idalino Ferreira	0,13	0,66	0,0947	46,93	0,76
Ilha do Boi I	0,07	0,29	0,0463	16,84	0,60
Ilha do Boi II	0,20	0,52	0,0450	17,07	0,77
Ilha do Boi III	0,11	0,55	0,0048	24,76	0,72
Ilha do Frade	0,37	**	*	**	0,59
Inhanguetá 1	0,05	0,17	0,0151	17,06	0,87

Bacia	Área (km <sup>2</sup> )	Talvegue (km)	i med. (m/m)	TC (min)	C ou CN
Ponte Ayrton Senna	0,13	0,92	0,0200	30,74	0,83
Praça dos Namorados	0,29	1,07	0,0024	36,93	0,64
Prof. Odila Simões	0,15	0,76	0,0024	34,14	0,90
Resistência 1	0,02	0,11	0,4630	*	0,87
Resistência 2	0,02	0,17	0,1046	*	0,89
Resistência 3	0,02	0,19	0,0007	15,17	0,85
Rodoviária	0,02	0,13	0,0126	17,49	0,20
Rua da Galeria	1,57	1,93	0,0870	27,39	83,45
Sacre Coeur	0,12	**	*	**	0,46
Santa Martha	0,08	0,18	0,0056	16,01	0,73
Santos Reis	0,30	1,02	0,0194	23,41	0,61
São Judas Tadeu	0,17	0,05	0,0032	15,45	0,89
São Marcos	0,42	1,25	0,1086	29,12	0,47
São Pedro	0,06	0,43	0,0013	24,54	0,90
Saturnino de Brito	0,17	0,75	0,0019	28,19	0,68
Sérgio M. de Souza	0,05	0,20	0,0009	20,27	0,80
Serynes Franco	0,65	1,43	0,0028	32,06	0,78
Shopping Vitória	0,05	0,30	0,0009	19,01	0,67
Travessa João Oliveira	0,02	0,14	0,0086	23,67	0,88
Travessa Santuário	0,03	0,33	0,0008	17,91	0,90
UFES	0,93	**	**	*	0,75
Vila Rubim	0,36	0,64	0,0032	23,61	0,72
Wilson Toledo	1,39	1,98	0,0629	23,54	0,36



## 2 – DIAGNÓSTICO DAS BACIAS

### 2.1 – CADASTRO TOPOGRÁFICO E SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS

O cadastro topográfico do sistema de drenagem de Vitória foi iniciado com a atualização do cadastro da rede de drenagem de 1991 com os projetos coletados na SEMOB/PMV. A partir desta atualização foi elaborado um mapa indicativo das ruas com rede de drenagem com diâmetro/dimensão acima de 600 mm.

O levantamento topográfico foi realizado a partir da rede de marcos geodésicos da PMV. As monografias dos marcos utilizados foram obtidas através do endereço eletrônico <http://geoweb.vitoria.es.gov.br>.

Para a realização do cadastro topográfico do sistema de drenagem foram feitas poligonais de forma a controlar o erro de acordo com as normas técnicas em vigor e com as definições do termo de referência do PDDU. A partir dos pontos da poligonal foram feitas a irradiações para o cadastro das informações de interesse. Tais informações foram:

- ? PVs: Cota de topo, cota de fundo, profundidade, dimensões em planta, lâmina d'água, tipo de altura do material sedimentado e natureza do material das paredes, laje e fundo.
- ? Canalizações: Material, seção transversal, extensão e indicação de fluxo.
- ? Caixas ralo e demais dispositivos: localização em planta.
- ? Galerias de águas pluviais: cota de terreno, cota de fundo, seção transversal, lâmina d'água, altura dos sedimentos no centro da seção transversal da galeria, tipo de material sedimentado e natureza do material das paredes, laje e fundo.

As informações listadas acima para as galerias de águas pluviais foram levantadas nas visitas disponíveis, nas mudanças de seção e de declividade, pontos de estrangulamento, entradas e saídas de galerias.

Todas as anomalias encontradas foram registradas através de fotografia.

As operações de limpeza e desobstrução das canalizações e galerias foram realizadas conforme necessidade. Após o término do levantamento topográfico da rede de cada bacia, foram identificados os pontos de dificuldade/impossibilidade de cadastro. Uma equipe (Mão-de-obra e Equipamentos) de limpeza e desobstrução foi dimensionada para a execução dos serviços. A equipe topográfica acompanhou os serviços de forma a levantar as informações necessárias logo após a limpeza ou desobstrução da rede.

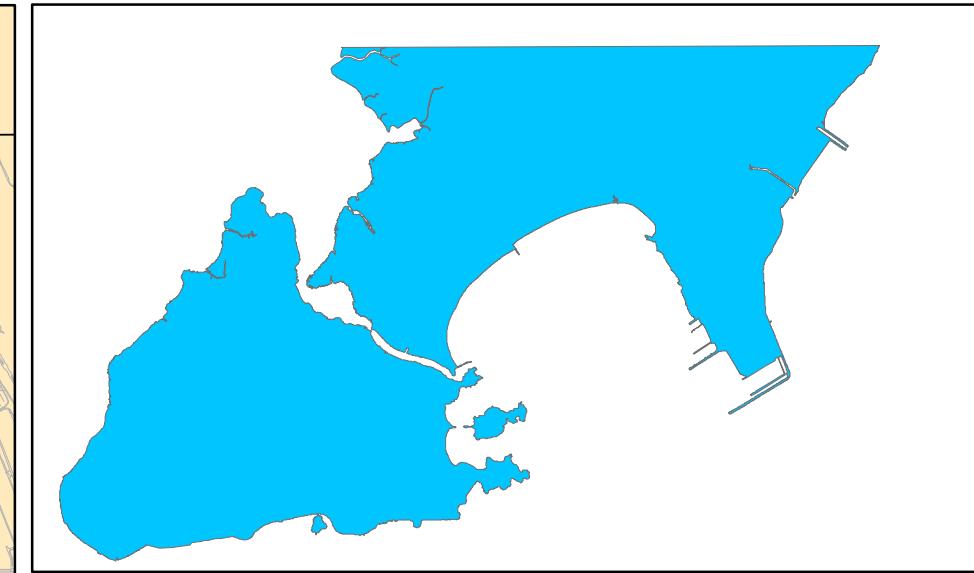


CONSELHO CONSÓRCIO

Etep

ENGECORPS  
Corporação Engenharia Consultores Ltda.

## MAPA DO CADASTRO TOPOGRÁFICO



## TRECHOS

- CANAL
- GALERIA
- GALERIA INDEF.
- TUBO CONCRETO INDEF.
- TUBO CONCRETO

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

REDE DE DRENAGEM  $\geq 600$  mm

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



Os dados espaciais provenientes dos desenhos e DWG/CAD e os alfanuméricos de planilhas de Campo com informações de PV's, galerias e outros elementos da rede foram importados utilizando o Sistema de Informações Georeferenciadas (SIG).

O SIG é uma coleção de *hardware*, *software* e dados geográficos para captura, gerenciamento, análise e mostra das informações referenciadas geograficamente.

O SIG é usado geralmente como ferramenta de gerenciamento e tomadas de decisão.  
Exemplos:

- Gestão do território e preservação de Meio Ambiente;
- Gestão Agrícola e *Precision Farming*;
- Redes de Infra-estruturas urbanas (Drenagem, esgoto, água, eletricidade telefonia e gás);
- Planejamento de transportes;
- Crime, pobreza, doenças, poluição, tráfego urbano, situações de emergência;
- Defesa e novas ameaças;
- Avaliação fiscal.

A prefeitura de Vitória já utiliza o SIG para gerenciamento de áreas e localização de objetos importantes dentro da cidade.

Para gerenciamento da rede Drenagem foi desenvolvido um *software* (*Software* de Gerenciamento de Drenagem) que permite o órgão gerente da rede drenagem ter as informações da mesma. Além disso, permite programar limpeza da rede, cadastrar novas informações, orientar obras em determinadas vias.

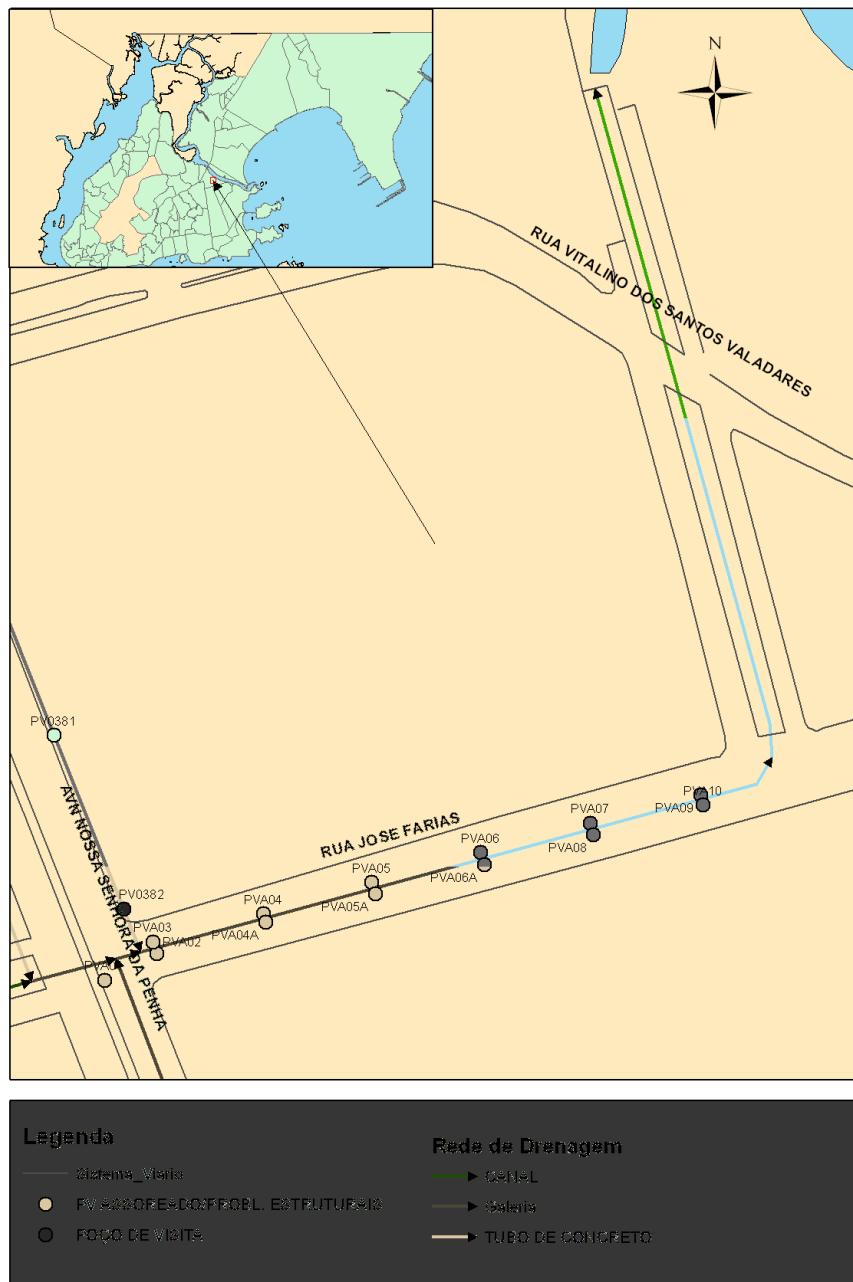


Figura 2.1 – Dados do cadastro importados para o SIG

O SIG de drenagem teve sua concepção levando-se em conta a integração com o SIG da PMV.

O sistema foi desenvolvido em ambiente *WEB*, isto é, pode ser acessado usando navegadores de *internet* como o Internet Explorer® ou Firefox®. Tem como base de dados o banco de dados da Prefeitura do Município de Vitória (PMV).



## Sistema de Controle da Rede de Drenagem

Prefeitura do Município de Vitória

Home Inspeções Documentos Usuários Registro Mapa Cadastro

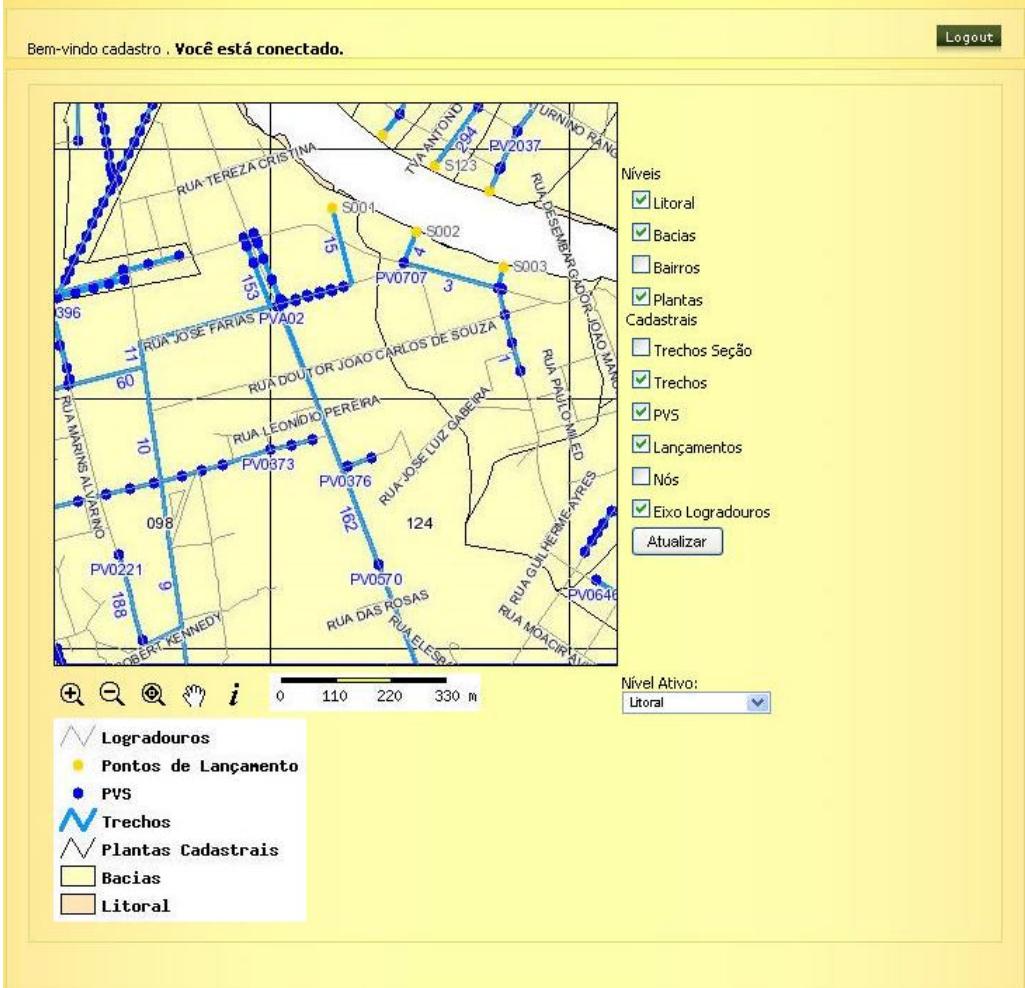


Figura 2.2 – Tela do software da drenagem

## 2.2 – PESQUISA DE OPINIÃO PÚBLICA

A pesquisa de opinião pública foi realizada com os seguintes objetivos:

- ? Identificação dos pontos críticos de inundação que ocorrem no município;
- ? Compor as avaliações quanto à eficiência do sistema;
- ? Avaliações quanto ao estado de conservação da infra-estrutura;
- ? Subsidiar o planejamento de ações educativas, entre outras.



Para isso foram realizados dois tipos de entrevistas: pesquisa qualitativa de profundidade com técnicos e engenheiros da PMV e com as lideranças comunitárias e a pesquisa quantitativa com os moradores das áreas alagáveis.

A pesquisa qualitativa de profundidade abrangeu a todos os engenheiros e técnicos das regionais que atuam nos estudos e projetos acerca das áreas alagáveis. As entrevistas foram agendadas a partir de listagem fornecida pela SEMOB/PMV, tendo sido entrevistados 20 (vinte) servidores, entre engenheiros e técnicos das regionais. Também foram entrevistadas, através da pesquisa qualitativa, 60 lideranças informais e 15 lideranças formais. O número maior de lideranças informais se deu em virtude da maior acessibilidade a elas.

Os principais resultados da pesquisa qualitativa com os técnicos e engenheiros da PMV e com as lideranças comunitárias foram a atualização do mapa das áreas alagáveis do município e a percepção dos entrevistados a respeito dos problemas que causam esses alagamentos.

A partir do mapa das áreas inundáveis do município foi realizada a pesquisa quantitativa, do tipo *survey*, por amostragem aleatória com o objetivo de conhecer a opinião de moradores e trabalhadores das áreas alagáveis.

Foram realizadas as seguintes entrevistas por regionais:

- ? Regional 1 – Centro: 229 entrevistas;
- ? Regional 2 – Santo Antônio: 154 entrevistas;
- ? Regional 3 – Bento Ferreira – Jucutuquara: 442 entrevistas;
- ? Regional 4 – Maruípe: 507 entrevistas;
- ? Regional 5 – Praia do Canto: 732 entrevistas;
- ? Regional 6 – Continental: 341 entrevistas;
- ? Regional 7 – São Pedro: 719 entrevistas;
- ? Regional 8 – Jardim Camburi: 484 entrevistas.

Na pesquisa quantitativa foram abordados os seguintes tópicos: Perfil do entrevistado, Conhecimento do sistema de drenagem, Avaliação quanto à eficiência e conservação do sistema, Identificação de áreas / pontos críticos de alagamentos, Danos causados: impossibilidade de ir e vir; Danos causados: perda de bens, Danos causados: doenças e Identificação dos fatores responsáveis pelo problema de alagamento.



## 2.3 – EROSÃO E ASSOREAMENTO

A elaboração dos estudos de erosão e assoreamento considerou como principais fatores, a geologia, o relevo, a declividade do terreno, os solos e o tipo de uso e ocupação do solo, levantamento topográfico com curvas de nível, bacias de drenagem e o Zoneamento Urbano do município de Vitória.

A partir disso, foi realizado um zoneamento das áreas de suscetibilidade à erosão e ao assoreamento e determinaram-se as áreas prioritárias e representativas das diversas unidades ambientais identificadas.

Para isso, foi realizado um levantamento de campo visando observar e registrar as formas e detalhes do relevo e topografia do sítio em estudo, os tipos de cobertura de solos e manto de alteração da rocha, a presença de áreas de exposição do maciço rochoso, os tipos da cobertura vegetal, as formas de utilização do solo e principalmente as características dos processos erosivos atuantes ou dos sinais decorrentes de processos erosivos pretéritos, bem como as características dos processos de deposição de sedimentos.

Com isso foi realizada a classificação do município em unidades ambientais que possuem características específicas frente aos processos erosivos e de assoreamento, conforme o Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Unidades Ambientais para Estudo de Erosão e Assoreamento

UNIDADE	SUB-UNIDADE
A. MACIÇO CENTRAL	A.1- Áreas com vegetação arbórea
	A.2- Áreas com vegetação de gramíneas
	A.3- Áreas de exposição do topo rochoso
	A.4- Áreas urbanizadas
B. MORROS ISOLADOS	B.1- Áreas não ocupadas
	B.2- Áreas urbanizadas
C. PLANÍCIES LITORÂNEAS	C.1- Cordões litorâneos atuais
	C.2- Terraços
	C.3- Planícies de maré (mangues)
	C.4- Aterros

Após a classificação das regiões em unidades ambientais, foi realizado o mapeamento da suscetibilidade natural à erosão e assoreamento das bacias de drenagem de Vitória.



Para a determinação da classificação da susceptibilidade dessas bacias frente aos processos erosivos e consequentemente aos processos de assoreamento foram considerados apenas os parâmetros do meio físico e que se mostram mais importantes no desencadeamento destes processos da dinâmica superficial dos terrenos.

Para cada parâmetro foram estabelecidas escalas de valores conforme sua importância no desenvolvimento dos processos erosivos. Esses parâmetros foram definidos conforme as características fisiográficas da área estudada. Assim foram consideradas as principais unidades geológico-geomorfológicas que predominam nesta região, tanto nos seus aspectos de constituição física do material que constitui o embasamento geológico, como nos aspectos morfológicos de cada uma dessas unidades.

Também foram consideradas as declividades naturais dos terrenos que potencializam os processos erosivos quanto aos seus aspectos de intensidade e energia de desenvolvimento e as áreas de exposição do subsolo rochoso, onde os processos erosivos são ausentes. A existência de áreas de risco conforme mapeamento realizado pelo PROJETO MAPENCO também foi considerado para a esta classificação.

O resultado final da classificação está demonstrado no Mapa de suscetibilidade natural à erosão e assoreamento.

Com base no mapa de susceptibilidade natural aos processos erosivos e as características do uso e ocupação do solo que se desenvolvem em cada bacia considerada neste estudo, foi elaborado o Mapa do Potencial de Erosão e Assoreamento.

O Quadro 2.2 mostra o mecanismo de alteração nos valores da Susceptibilidade à erosão e assoreamento no sentido de se obter o valor mais adequado do Potencial de erosão e assoreamento.



Quadro 2.2 – Mecanismo de classificação à susceptibilidade potencial à erosão e assoreamento

<b>Condições predominantes de uso do solo e cobertura vegetal</b>	<b>Susceptibilidade Natural à erosão e assoreamento</b>	<b>Potencial de erosão e assoreamento</b>
Vegetação natural	Muito Alta	Alta ou Média
	Alta	Média ou Baixa
	Média	Baixa
	Baixa	Muito Baixa
	Muito Baixa	Muito Baixa
Uso urbano com padrões construtivos ou de serviços médios ou altos	Muito Alta	Média ou Alta
	Alta	Média
	Média	Baixa
	Baixa	Muito Baixa
	Muito Baixa	Muito Baixa
Áreas urbanas em processo de adensamento ou verticalização	Muito Alta	Muito Alta
	Alta	Alta ou Muito Alta
	Média	Média ou Alta
	Baixa	Baixa ou Média
	Muito Baixa	Muito Baixa ou Baixa
Uso urbano com baixos padrões construtivos	Muito Alta	Muito Alta
	Alta	Muito Alta
	Média	Alta
	Baixa	Média
	Muito Baixa	Baixa

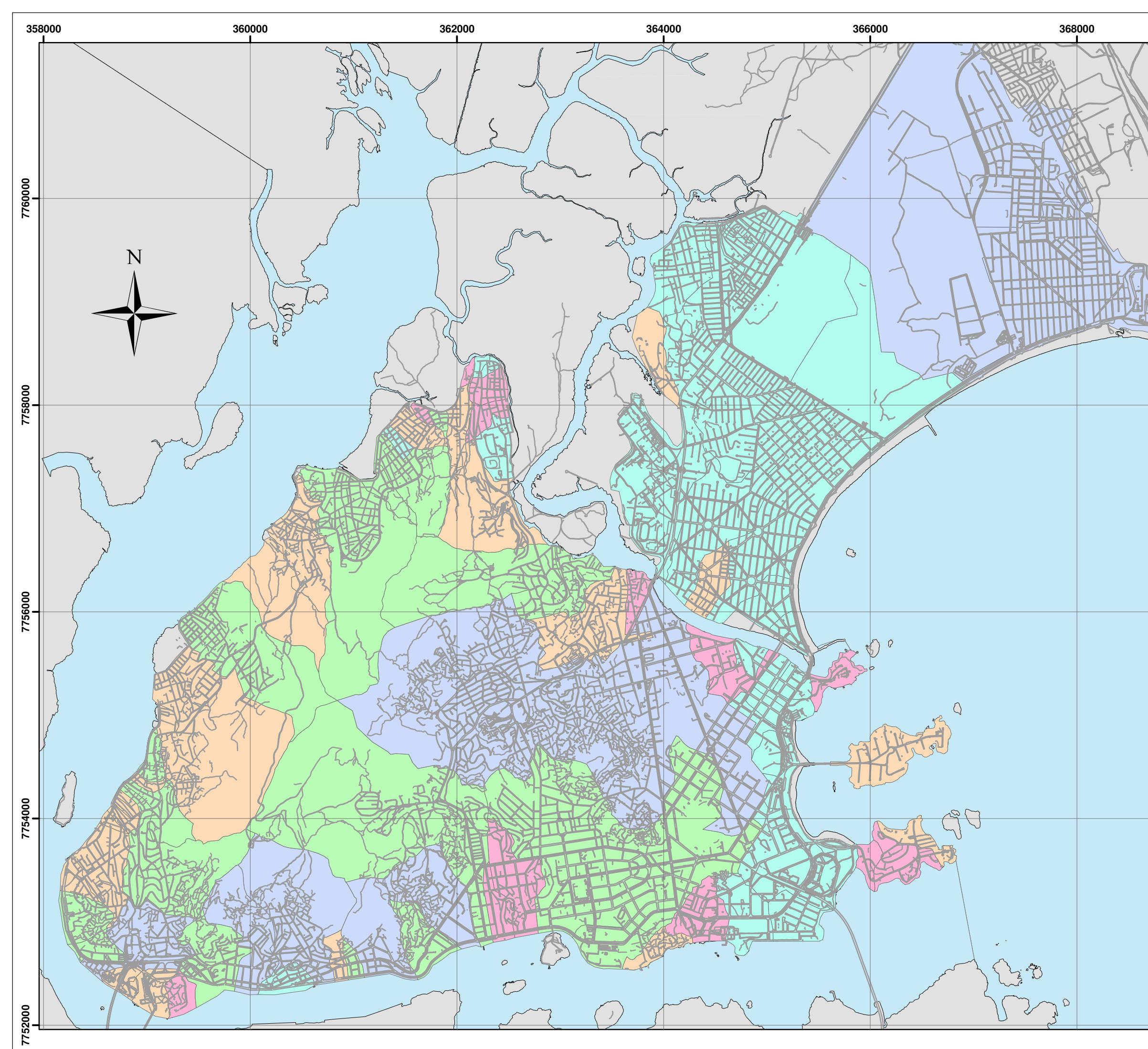


CONSELHO

CONSORCIO  
**Etep**

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

## Mapa de suscetibilidade natural à erosão e assoreamento



### Legenda

- Muito Alta
- Alta
- Média
- Baixa
- Muito Baixa

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

MAPA DE SUSCETIBILIDADE  
NATURAL À EROSÃO E  
ASSOREAMENTO

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 **Etep**

 **ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

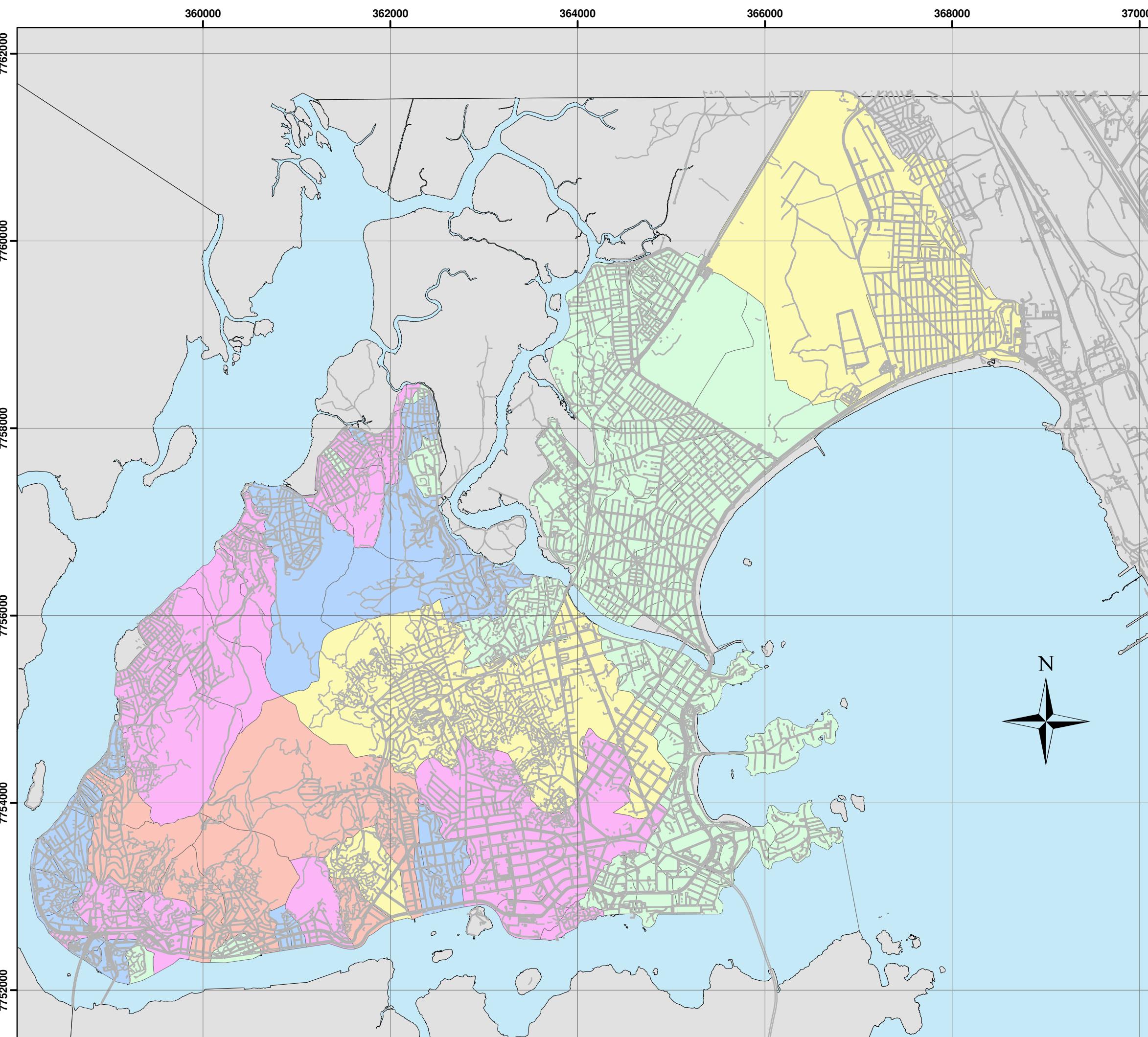


CONSELHO

ETEP

ENGECORPS  
Corporação Engenharia Consultores Ltda.

## Mapa de suscetibilidade potencial à erosão e assoreamento



### Legenda

- MUITO ALTA
- ALTA
- MÉDIA
- BAIXA
- MUITO BAIXA

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

MAPA SE SUSCETIBILIDADE  
POTENCIAL À EROSÃO E  
ASSOREAMENTO

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 **Etep**

 **ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## 2.4 – QUALIDADE DA ÁGUA

É sabido que a rede de drenagem pluvial recebe contribuições de cargas poluidoras provenientes de lançamentos inadequados de esgoto sanitário. Além deste fato que vem causando a contaminação da rede de drenagem pluvial, existe a contribuição resultante da lixívia das vias urbanas e do lançamento direto de resíduos sólidos nos coletores pluviais que escoam a céu aberto.

A análise da qualidade das águas pluviais foi feita através da coleta de água na rede de drenagem pluvial do município (tubulações, galerias e canais) efetuada em 20 locais, e em duas oportunidades: período de estiagem (dias 24 e 25 de novembro de 2007) e logo após a ocorrência de precipitações (dias 10 e 11 de janeiro de 2008), visando detectar as diferenças dos parâmetros físico-químicos e biológicos em duas condições hidrológicas distintas.

Os parâmetros físico-químicos e biológicos analisados foram: pH, Temperatura, DQO, DBO<sub>5</sub>, Salinidade, Turbidez, Óleos e graxas, Fósforo total, Nitrogênio amoniacial, Nitratos, Nitritos, Nitrogênio Kjeldhal, Sólidos dissolvidos totais, Sólidos sedimentáveis, Sólidos suspensos totais, Sólidos totais, Sólidos voláteis, Sólidos fixos, Cádmio, Chumbo, Mercúrio, Zinco e Coliformes termotolerantes.

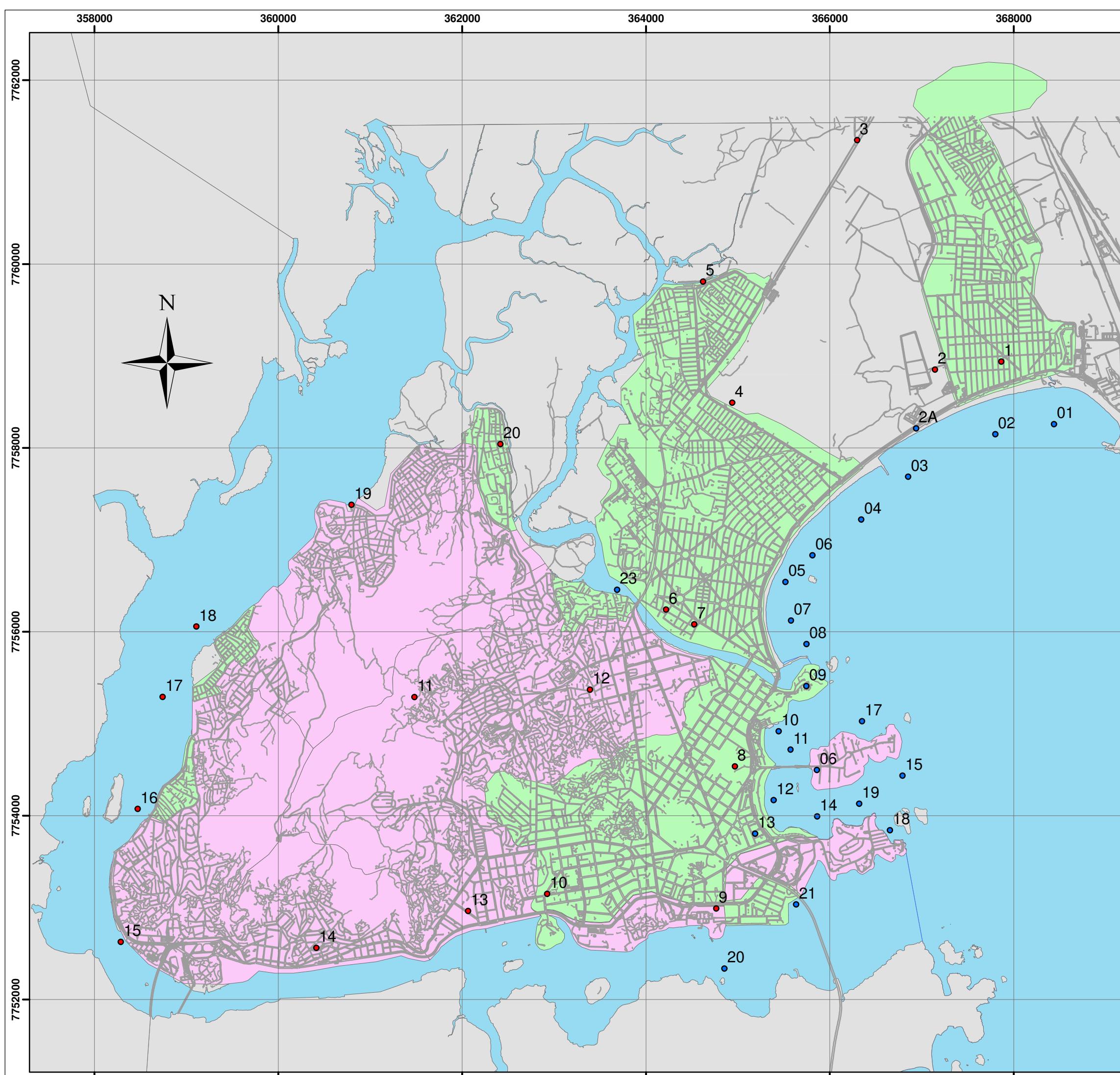


CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

Mapa da qualidade da água



## legenda

- Pontos de monitoramento da balneabilidade
  - Pontos de coleta e análise da água

# PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

# MAPA TEMÁTICO DA QUALIDADE DA ÁGUA

## VITÓRIA - 2008

**CONSÓRCIO**  
 **Etep**





Como a coleta de água e as análises de laboratório foram realizadas em apenas duas campanhas a apresentação de conclusões definitivas ficou prejudicada.

Tendências globais mais claras poderiam ser registradas a partir da implantação de um monitoramento sistemático dessas águas, que permitisse analisar comportamentos repetitivos, por exemplo, o que não foi possível para todos os pontos e para a maioria dos parâmetros, nos dois períodos hidrológicos objeto de amostragem.

Seria esperado que a lixívia das áreas urbanas pudesse contribuir para diluir cargas poluentes, o que, porém, não se observou para grande parte dos parâmetros analisados, sendo relevante observar, contudo, que as concentrações de DBO são, de modo geral, menores na campanha após chuvas, exceção feita aos Pontos 1, 2, 11, 14 e 17, em que os valores de DBO aumentaram em janeiro de 2008 em relação a novembro de 2007.

No Ponto 02, também foram maiores os valores de coliformes termotolerantes em janeiro de 2008, sugerindo que a rede de esgotos sanitários possa extravasar na direção da rede de drenagem pluvial, ou, ainda, que grande parte das fontes de coliformes da área drenada por esse ponto seja proveniente da lixívia das vias urbanas e/ou de pontos viciados.

Esses resultados sugerem que, de modo geral, a drenagem da área urbana parece contribuir para elevar a poluição/contaminação da rede de drenagem pluvial, visto que, para diversos parâmetros, a qualidade das águas pluviais piora no período após chuvas, mesmo naqueles pontos que drenam áreas servidas por redes de esgotos sanitários.

Como comentário final, pode ser afirmado que a rede de drenagem pluvial do município de Vitória apresenta-se contaminada por esgotos sanitários, o que pode ser concluído, especialmente, a partir dos elevados teores de coliformes termotolerantes medidos em ambas as campanhas, em todos os pontos, com situação melhor no Ponto 2, razão provável da classificação dos Pontos 02, 02A e 03 do monitoramento da balneabilidade das praias levado a cabo pelo IMA como próprios para balneabilidade durante todo o ano, mesmo no mês de janeiro.

Os pontos que se mostraram em pior condição foram os Pontos 7 e 11, nesta ordem, durante a estiagem, e os Pontos 11 e 17, nesta ordem, após chuvas.

A condição evidenciada para o Ponto 7 chama a atenção para que sejam melhor investigadas as causas da má qualidade de suas águas, visto que – ao que tudo indica – nem todo o esgoto



sanitário de Jardim da Penha, Pontal de Camburi e Mata da Praia esteja sendo lançado na rede de esgotamento sanitário.

Seria de todo o interesse também avaliar melhor, *in loco*, as razões da má qualidade das águas pluviais do Ponto 11, visto sua localização e a ocupação urbana do seu entorno.

O Ponto 2 parece estar recebendo menor contribuição das redes de esgotos sanitários do que outros locais que drenam áreas servidas por esse mesmo tipo de redes.

À luz do estudo estatístico empreendido, os Pontos 8, 10 e 20, que drenam áreas servidas por redes de esgotos sanitários, e os Pontos 14 e 15, cujas áreas de drenagem não são servidas por essas redes, mostraram-se dentro dos valores médios obtidos para todos os pontos e todos os parâmetros analisados.

Contudo, esse fato não significa afirmar que tais pontos possuam boa qualidade das águas pluviais; apenas mostra que eles se inserem em condição compatível com a média da qualidade das águas da rede de drenagem pluvial de Vitória, que se mostrou bastante afetada pelo lançamento de cargas poluentes, quer originada dos esgotos sanitários, quer de outras fontes.

Apesar das limitações referidas, algumas recomendações podem ser elencadas, tais como a de investigar as seguintes possibilidades:

- ? Todo o esgoto sanitário das bacias de drenagem Aeroporto 1, Fernando Rabelo (apenas área drenada pelo Ponto 4), Serynes Franco, Saturnino de Brito e Nove de Julho está sendo lançada na rede de drenagem pluvial;
- ? Cerca de 30% do esgoto sanitário das bacias de drenagem Jardim Camburi (apenas área drenada pelo Ponto 1) e Fernando Rabelo (apenas área drenada pelo Ponto 5) estão sendo lançados na rede de drenagem pluvial;
- ? Por volta de 50% do esgoto sanitário da bacia de drenagem Carlos O. de Carvalho está sendo lançada na rede de drenagem pluvial;
- ? Pequena parcela do esgoto doméstico da bacia de drenagem Jardim Camburi (apenas área drenada pelo Ponto 2) está sendo lançada na rede de drenagem pluvial.

Além disso, a rede de drenagem pluvial do município de Vitória mostrou-se afetada por cargas poluentes originadas de outras fontes, inclusive nas áreas servidas por redes de esgotos sanitários drenadas pelos Pontos 3, 4, 6, 8 e 20.

## 2.5 – MARÉS

Para os estudos das marés do município de Vitória foram utilizadas as constantes harmônicas do Porto de Vitória e do Porto de Tubarão, publicadas pela FEMAR – Fundação Estudos do Mar. Entretanto, considerando-se que os dados são antigos, os mesmos foram ser validados frente às previsões de maré consideradas oficiais.

Para validação dos dados foi empregado o modelo de previsão de maré Xtide (Flater, 2005) e a Tábua de Marés publicada pela Marinha do Brasil, (<http://www.mar.mil.br/dhn/chm/tabuas/index.htm>, 2008), tomando-se como base o mês de janeiro de 2008. Esta validação foi necessária pois as constantes de maré disponibilizadas para este estudo são antigas e podem ter sido objeto de revisão. Além disto, existe a necessidade de confirmação do nível médio do mar.

A Figura 2.2 apresenta a comparação entre os dados gerados pelo Modelo Xtide utilizando-se as constantes harmônicas disponíveis (FEMAR) e aqueles obtidos da previsão da Marinha do Brasil para o mês de Janeiro/2008.

Embora aparentemente coerentes, as duas previsões apresentam pequenos desvios de fase e amplitude. Uma análise mais detalhada dos erros de amplitude, que é o foco deste estudo mostra que 95% dos mesmos são inferiores a 2 mm, podendo, portanto, os dados da FEMAR serem aceitos para este estudo.

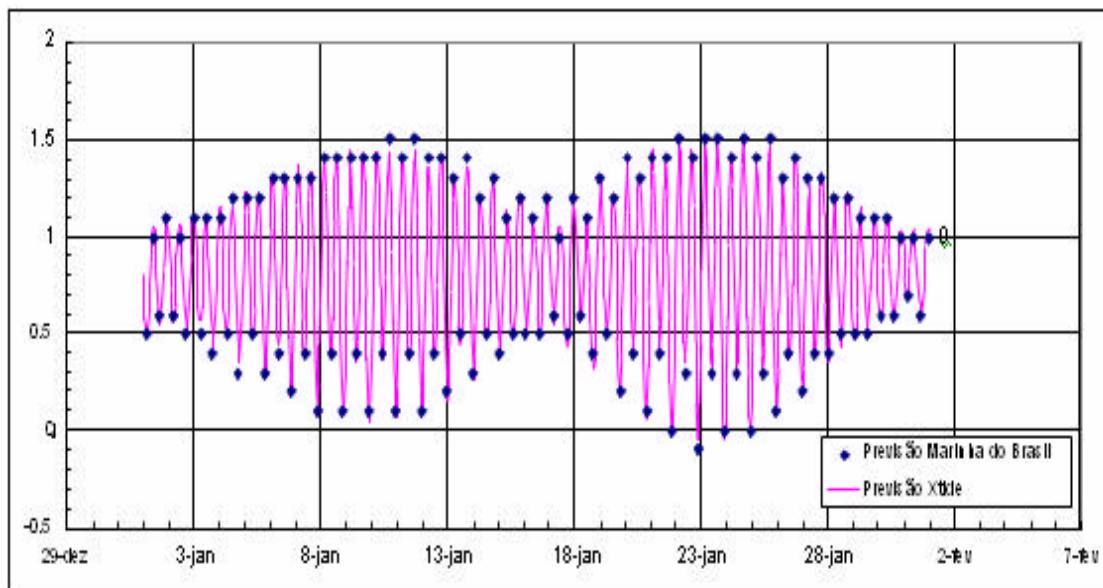


Figura 2.2 - Comparação entre as previsões feitas pelo Modelo Xtide e da Marinha do Brasil

## Curva de Permanência de Marés

Inicialmente efetuou-se a previsão astronômica dos níveis de maré com intervalo de 10 min para o período de 1980 a 2008, extraíndo-se a distribuição de probabilidade dos níveis resultantes.

Em seguida combinou-se este espectro com os valores do ruído meteorológico obtido pela estação de Cananéia, utilizando-se uma série histórica de 20 anos de alturas horárias, obtendo-se a Figura 2.3, que apresenta a permanência dos níveis das marés resultantes desta convolução.

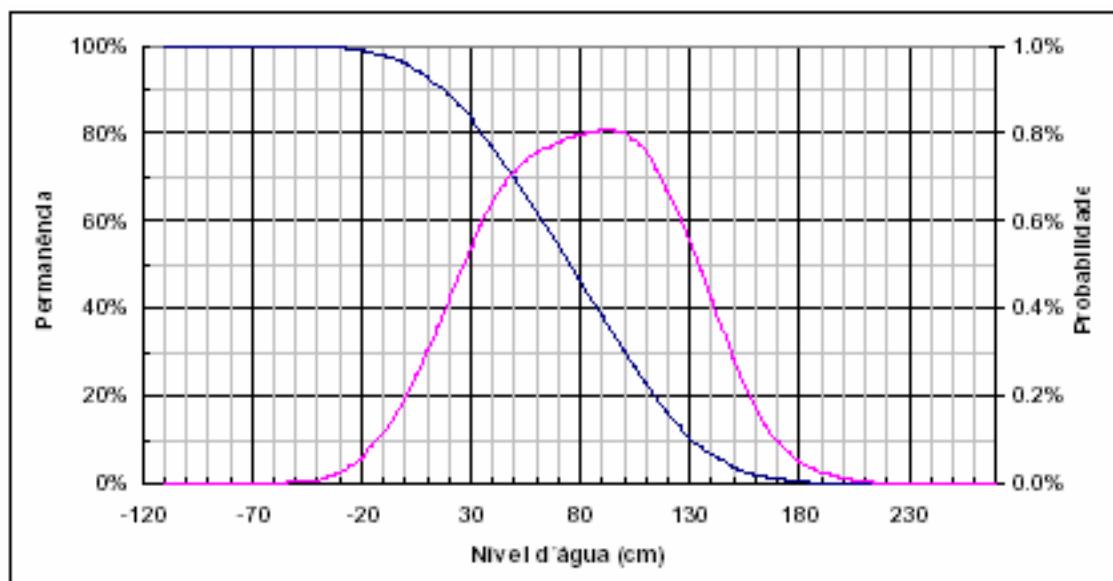


Figura 2.3 - Permanência dos Níveis d'água em função da Maré Astronômica Combinados com o Ruído Meteorológico Padrão

## Transformação das cotas do DHN para IBGE

Para a compatibilização entre as cotas utilizadas na previsão de marés pelo DHN e as cotas utilizadas para o cadastro da rede de drenagem pluvial do IBGE foram realizados dois nivelamentos geométricos: do marco da Escola de Aprendizes-Marinheiros do Espírito Santo (EAMES) e do marco da Capitania dos Portos.

Os resultados obtidos foram:

Capitania dos Portos: Cota\_DHN = COTA\_IBGE+1,069

EAMES: Cota\_DHN = COTA\_IBGE+1,095.



Para o PDDU foi utilizado o valor obtido para a régua da Capitania dos Portos por ser o mais desfavorável em termos hidráulicos.

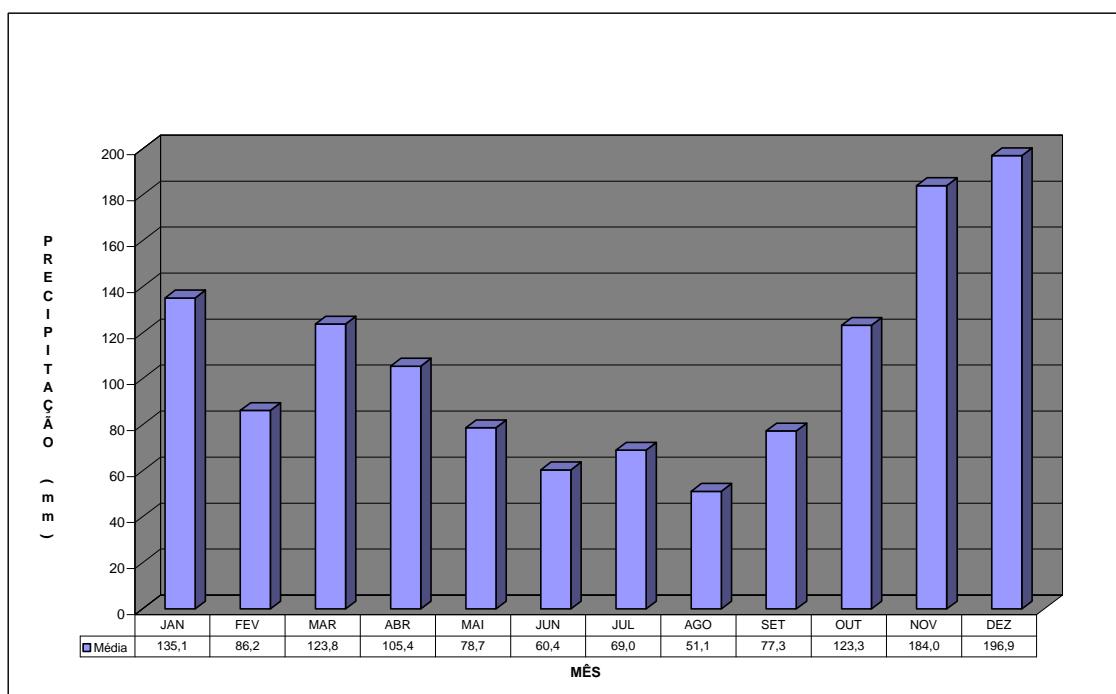
## 2.6 – ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

### Caracterização pluviométrica de Vitória

A caracterização pluviométrica de Vitória foi realizada com base em sete postos pluviométricos instalados em Vitória e circunvizinhanças.

Foram realizados estudos das precipitações médias mensais e dos totais anuais. Nestes estudos foi observado que Vitória apresenta um período de chuvas que vai de outubro a março, conforme pode ser observado no Gráfico 2.1. O mês de fevereiro apesar de estar no período de chuvas apresenta média mensal próxima às médias mensais dos meses do período seco.

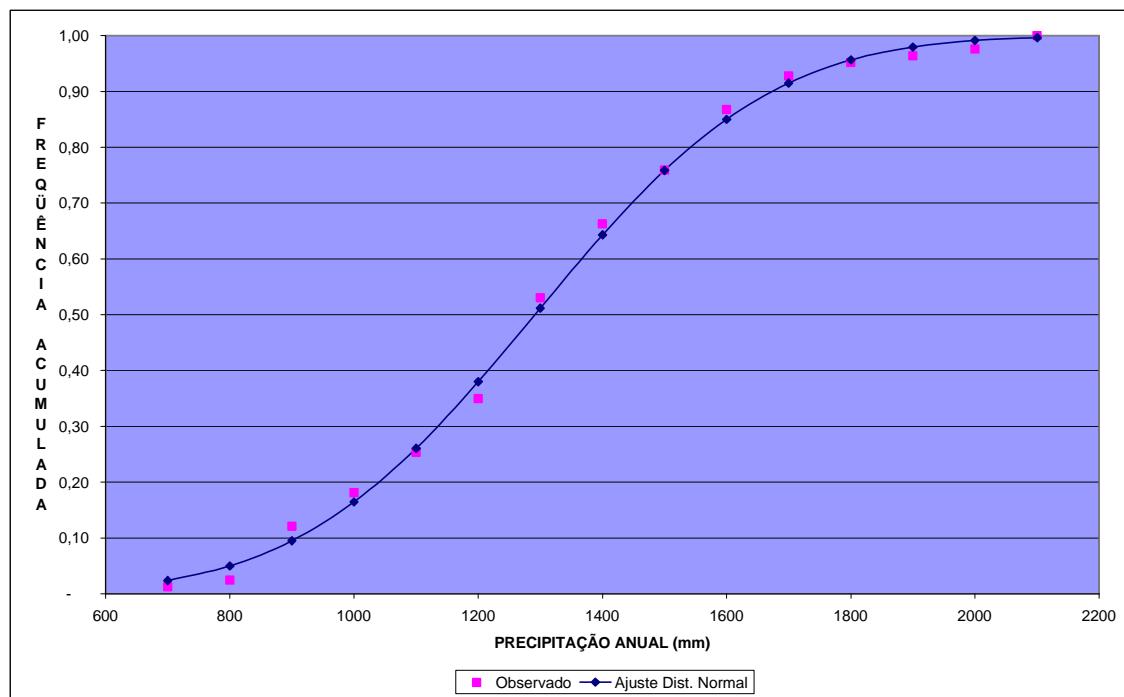
Gráfico 2.1 – Precipitações médias mensais de Vitória



A precipitação anual média do posto pluviométrico de Vitória, período de 1924 a 2006, é de 1.291,2 mm com desvio padrão de 297,9 mm. O estudo de freqüências dos totais anuais demonstrou que os valores mais freqüentes estão compreendidos no intervalo de 1.200 a 1.400 mm. O estudo de freqüências também permitiu o ajuste da distribuição normal aos dados, conforme Gráfico 2.2.



Gráfico 2.2 – Precipitações médias mensais de Vitória



### Chuvas intensas no Município de Vitória

As chuvas intensas no Município de Vitória foram estudadas em profundidade por Pfafstetter (1957) e Sarmento (1985). Ambos utilizaram os registros pluviográficos da estação de Ilha de Santa Maria localizada em Vitória.

Pfafstetter (1957) elaborou um estudo de chuvas intensas para o posto pluviográfico de Vitória utilizando uma série histórica de 25 anos, obtendo a seguinte equação:

$$P = T^{0.12} [0.3 \cdot t + 34 \cdot \log(1 + 10t)]$$

Quadro 2.3 – Valores de a com a duração da precipitação

Duração	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h	3 d	4 d	6d
a	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,174	0,170	0,166	0,160	0,156	0,152

Fonte: Pfafstetter (1957)

T – período de retorno

t – tempo de duração da precipitação

Sarmento (1974) desenvolveu o trabalho intitulado “Equação: intensidade-duração-freqüência de chuvas intensas na região da Grande Vitória – Espírito Santo” utilizando uma série histórica de 43 anos. Onze anos mais tarde o mesmo autor atualizou as curvas considerando mais dez anos de registros pluviográficos, obtendo a seguinte equação:

$$i \approx \frac{973,47 \cdot T^{0,19}}{(td + 20)^{0,77}}$$

Onde:

i – intensidade pluviométrica (mm/h);

T – período de retorno (anos);

td – tempo de duração da precipitação.

Observa-se pela Figura 2.4 que as curvas elaboradas por Pfafstetter (1957) fornecem valores mais altos de intensidades pluviométricas para mesmas durações e períodos de retorno quando comparadas com as curvas elaboradas por Sarmento (1985).

Como as curvas de Sarmento (1985) foram elaboradas com série história mais longa e com registros mais atuais, optou-se pela sua utilização nos estudos do PDDU.

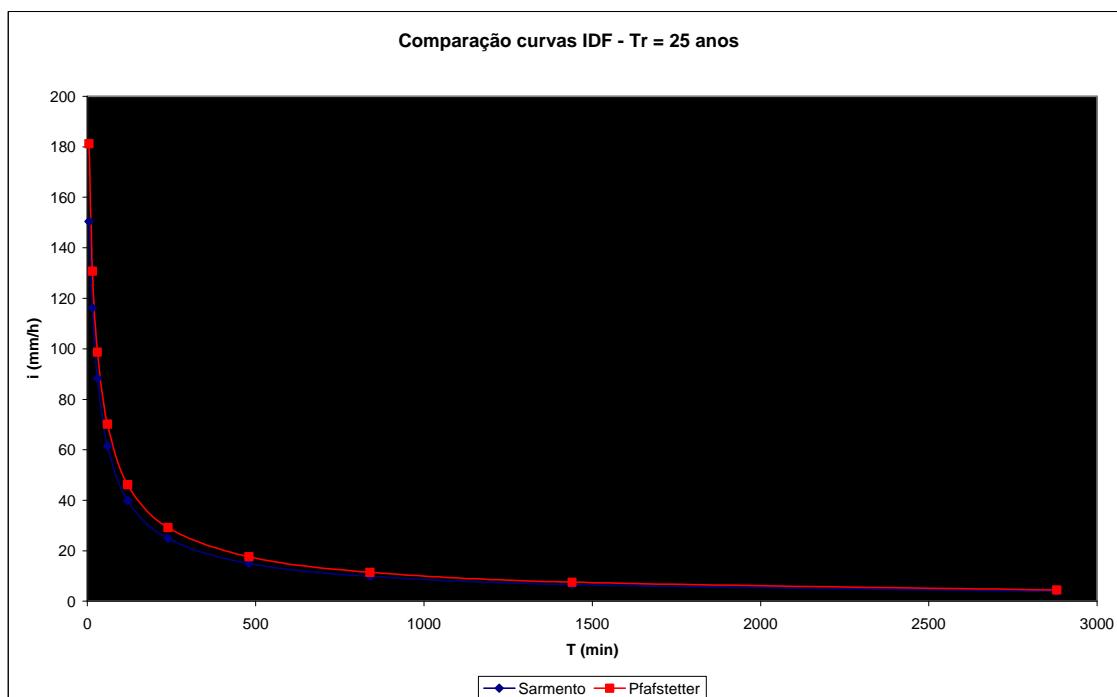


Figura 2.4 – Comparaçāo das curvas IDF para Tr=25 anos



## Distribuição temporal das chuvas

Para a distribuição da chuva no tempo foram considerados os seguintes métodos empíricos:

- ? Método de Chicago;
- ? Método dos blocos alternados;
- ? Método do hietograma triangular.

Segundo estudos sobre a aplicabilidade de padrões de chuva de projeto realizados por Tucci & Marques (org.) (2000) na cidade de Porto Alegre os métodos descritos acima apresentam um padrão razoavelmente semelhante, sendo que os métodos de Chicago e dos blocos alternados apresentam valores de intensidade de pico maiores que o método do hietograma triangular.

Além disso, no referido estudo foi constatado que para bacias com área de 1,5 km<sup>2</sup> e 5,0 km<sup>2</sup> o método que mais se aproxima das vazões de pico observadas em eventos históricos é o método do hietograma triangular. Por este motivo e por sua simplicidade de utilização o método do hietograma triangular foi escolhido para a desagregação da chuva no tempo.

## Avaliação do coeficiente de escoamento superficial

A avaliação do coeficiente de escoamento superficial foi feita de acordo com a metodologia proposta pelo *Soil Conservation Service* (SCS). Por esta metodologia o coeficiente de escoamento superficial (CN) é avaliado de acordo com o tipo de solo e do uso e ocupação do mesmo. Assim toda a área do município foi classificada quanto ao tipo de uso e ocupação e tipo de solo.

A classificação quanto ao tipo de solo foi realizada através da experiência acumulada dos técnicos e engenheiros envolvidos na elaboração do plano e de inspeções de campo.

A classificação quanto ao uso e ocupação do solo foi realizada a partir das zonas definidas pelo Plano Diretor Urbano e das imagens digitais do município. Foram avaliadas as condições atual e futura do uso e ocupação do solo.

## Tempo de concentração

O tempo de concentração foi calculado a partir do cadastro da rede de drenagem utilizando o método cinemático, conforme descrição a seguir.

$$tc = \frac{L_i^n}{V_i}$$



Onde:

$t_c$  – tempo de concentração (min)

$t_i$  – tempo inicial (min)

$L_i$  - comprimento do i-ésimo trecho (m)

$V_i$  – velocidade do trecho estimada à seção plena (m/min)

O tempo inicial corresponde ao tempo decorrido do início da precipitação até que a vazão decorrente dessa precipitação chegue à galeria de águas pluviais. Este tempo foi adotado como 15 minutos.

### **Simulações hidrológicas realizadas**

O município de Vitória não dispõe de medições de vazões sistemáticas nas galerias de águas pluviais. Por isso, é necessária a utilização de modelos de transformação de chuva em vazão.

Foram utilizadas duas metodologias:

? Racional: para bacias com área de drenagem inferior a 1,0 km;

? Hidrograma Unitário Sintético do SCS: para as demais bacias.

Como pode ser observado no estudo de uso e ocupação do solo, o município de Vitória apresenta pequenas áreas com possibilidade de modificação do uso e ocupação do solo no futuro. Por isso, os coeficientes atual e futuro apresentaram pequenas diferenças.

Tendo em vista essa pequena diferença, as simulações hidrológicas foram realizadas sempre considerando o cenário futuro de uso e ocupação do solo.

### **Critérios hidráulicos utilizados**

A capacidade hidráulica dos trechos foi calculada a partir das informações do cadastro topográfico (seção, declividade e material da rede) do sistema de drenagem, borda livre de 10 a 20 % da altura da galeria e coeficiente de Manning de 0,018 para as galerias e canalizações em concreto.

Para a avaliação do efeito da maré no sistema de drenagem foi realizado o cálculo do remanso através o *Standard Step Method* considerando a cota de maré na saída da galeria equivalente ao nível de 10 % da curva de permanência das marés.



## 2.7 – SÍNTESE DO DIAGNÓSTICO

Como corolário dos estudos realizados pelo Consórcio, e tendo presente seu caráter eminentemente integrador, busca-se no presente capítulo estruturar um diagnóstico que espelhe o conjunto da problemática identificada para o sistema de drenagem do município, que pode ser sintetizada nos aspectos abaixo relacionados:

### **No âmbito de características naturais:**

- ? Conformação topográfica e geológica da cidade, particularmente da Ilha de Vitória, que dificulta o escoamento das águas pluviais e favorece a ocorrência de alagamentos;
- ? Coincidência de marés altas com chuvas intensas, agravando os aspectos acima citados.

### **No âmbito de fatores de ordem sócio-econômica:**

- ? Rápido aumento de população, com conseqüente crescimento acelerado da cidade;
- ? Ocupação de áreas baixas, encostas e mesmo topo de morros, resultando em perda de cobertura vegetal e ampliação de riscos de deslizamentos;
- ? Aumento das taxas de transporte de sedimentos ao longo de talvegues e da rede de drenagem existente, com assoreamento progressivo de tubulações e galerias, ocasionando obstruções e represamentos;
- ? Elevação crescente da taxa de impermeabilização do solo urbano, em razão da ampliação das áreas ocupadas, contribuindo para aumento de vazões de pico.

### **No âmbito de fatores sócio-ambientais:**

- ? Utilização da rede de drenagem para disposição e afastamento de resíduos sólidos e efluentes;
- ? Poluição e contaminação das águas pluviais;
- ? Proliferação de vetores e riscos à saúde pública;
- ? Transtornos ao quotidiano e prejuízos para a população, por conta de inundações, interrupções do tráfego e perda de bens materiais;
- ? Prejuízos às atividades econômicas comerciais e industriais.

### **No âmbito de questões técnicas e político-institucionais:**



- ? Dificuldades de gerenciamento integrado dos problemas dentro da matriz interinstitucional envolvida nas políticas dos setores de saneamento, gestão de uso e ocupação do solo e implementação, operação e manutenção de obras hidráulicas;
- ? Defasagem na concepção e execução de obras em face das demandas, que se ampliam em ritmo acelerado;
- ? Visão equivocada de conceitos, estudos e projetos, que priorizam o mero afastamento das águas pluviais, em detrimento de um planejamento integrado de soluções no contexto do conjunto da área urbana;
- ? Dimensionamento inadequado dos dispositivos de drenagem, como fruto da questão acima mencionada, resultando em deficiência na operação das redes existentes.

Analizando os fatores antes arrolados verifica-se que eles constituem ora uma sucessão de causas, ora uma sucessão de efeitos, que por vezes se desdobram num movimento em cascata, sendo todos, em conjunto, elementos que, uma vez ordenados, permitem a convergência desejada, típica de um “diagnóstico integrado”.

Assim, como forma de reunir, de maneira focada, as principais questões que comprometem o sistema de drenagem do município de Vitória e identificar as relações de causas e efeitos dos processos reconhecidos, fruto da análise desenvolvida por equipe multidisciplinar, utilizou-se metodologia consagrada, baseada na Teoria dos Sistemas e em técnicas de planejamento úteis para elaborar diagnósticos sumários, denominada Desenho das Questões, também identificada como Árvore dos Problemas.

Desse modo, o Fluxograma do Diagnóstico Integrado, apresentado a seguir, esquematiza as relações mais intensas entre causas e efeitos e que vêm sendo construídas desde o início dos trabalhos, com o conhecimento acumulado dos profissionais envolvidos, tendo sido um elemento facilitador e que endereçou as principais questões a serem tratadas no diagnóstico em questão.



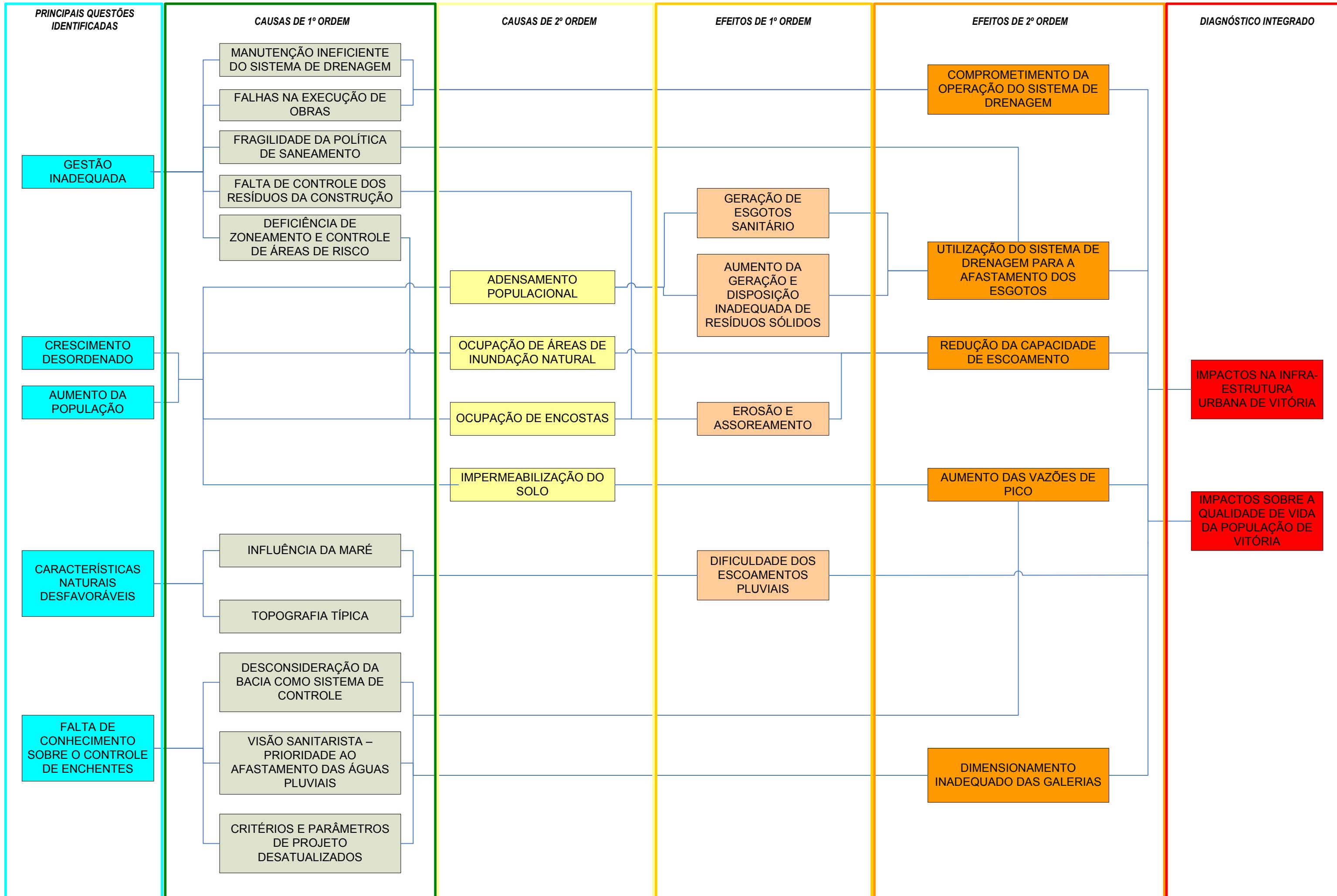
CONSELHO CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

## FLUXOGRAMA DO DIAGNÓSTICO INTEGRADO

# FLUXOGRAMA DO DIAGNÓSTICO INTEGRADO – PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE VITÓRIA (PDDU)





### 3 – MEDIDAS ESTRUTURAIS

#### 3.1 – CONCEITUAÇÃO DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PROPOSTAS

As medidas estruturais propostas podem ser divididas em três grupos:

- ? Galerias: neste grupo estão incluídas as intervenções de melhorias nas galerias existentes, execução de novas galerias com o objetivo de aumentar a capacidade do sistema ou de diminuir a vazão em determinados trechos e a substituição das galerias existentes;
- ? Reservatórios: são as intervenções necessárias para o amortecimento das vazões de pico em alguns trechos do sistema de drenagem. Quando foi possível a saída dos reservatórios foi feita por gravidade e em casos onde a topografia torna isso inviável a saída dos mesmos foi feita através de bombeamento;
- ? Outras obras: neste grupo foram incluídas as intervenções de reurbanização de áreas abaixo do nível das marés, de readequação, reforma e construção de estações de bombeamento de águas pluviais.

#### 3.2 – APRESENTAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS

##### **Bacia Cândido Portinari (Bacia 1)**

###### **Diagnóstico**

A Bacia Cândido Portinari foi dividida em 10 (dez) sub-bacias, sendo elas: Hospital Universitário, Praça do Eucalipto, Dióscoro Carneiro, Manoel Pinheiro, Itararé, Leitão da Silva 1, Leitão da Silva 2, Nossa Sra. da Penha 1, Nossa Senhora da Penha 2 e Santa Luíza.

Foram simuladas as vazões para a precipitação de 60 minutos de duração e períodos de retorno de 10 e 25 anos.

A capacidade de escoamento das galerias e canais foi avaliada através do escoamento permanente e uniforme e das informações do cadastro topográfico. Tendo a vista a implantação da Estação de Bombeamento Cândido Portinari, as capacidades das galerias e canais foram calculadas desconsiderando o efeito da maré.

A Tabela 3.1 faz uma comparação entre as vazões de capacidade das galerias com as vazões de pico para os períodos de retorno de 10 e 25 anos.



Tabela 3.1 – Vazões nas galerias e canais da bacia Cândido Portinari

<i>Elemento hidrológico</i>	<i>Capacidade</i>	$Q_p$ 10 anos	$Q_p$ 25 anos
Canal Leitão da Silva1	11,2	4,7	4,9
Galeria Cândido Portinari	23,8	41,5	53,8
Galeria da Penha1	3,2	1,9	3,2
Galeria José Farias	15,0	38,5	49,9
Galeria Manoel Pinheiro	6,0	14,9	20,3
Galeria Maruípe T1	1,4	4,8	6,2
Galeria Maruípe T2	1,2	7,2	9,4
Galeria Maruípe T3	1,2	11,8	15,3
Galeria Arlindo Sodré 1	6,0	26,8	35,6
Galeria Arlindo Sodré 2	6,0	33,0	43,5

Obs.: vazões em  $m^3/s$

Pela Tabela 3.1 observa-se que com exceção da Avenida Nossa Senhora da Penha e do Canal da Avenida Leitão da Silva (exceto trecho final após a confluência com a galeria da Rua Arlindo Sodré) todas as galerias da bacia estudadas estão sub-dimensionadas.

### Prognóstico

Tendo em vista o diagnóstico elaborado para a bacia foram estudadas três alternativas para a solução do problema do sistema de drenagem: ampliação das galerias existentes, reservatórios para o amortecimento das vazões para os valores compatíveis com as capacidades das galerias e substituição das galerias existentes com melhorias de seção e declividade (quando possível). A primeira intervenção a ser estudada foi a ampliação da capacidade do canal da Avenida Leitão da Silva, entre as ruas Arlindo Sodré e José Farias.

A capacidade atual deste trecho é de  $11,0 m^3/s$  e a vazão a ser conduzida pelo trecho (limitada a capacidade das galerias projetadas e em construção das ruas José Farias e Cândido Portinari) é de  $20,8 m^3/s$ , portanto a vazão excedente é de  $10,2 m^3/s$ . Para transportar essa vazão excedente foi indicada a construção de novas galerias.

Para as ruas Manoel Pinheiro e Arlindo Sodré foram estudadas as alternativas de instalação de reservatório de detenção e melhorias das galerias existentes, tendo em vista a ocupação total dessas ruas pelas galerias nelas instaladas. Visando a ampliação da capacidade das galerias



das ruas Manoel Pinheiro e Arlindo Sodré foram estudadas as opções de melhorias de declividade e aumento de largura e altura. Para essas ruas foi possível aumentar tanto a declividade quanto a profundidade da galeria e essas modificações aumentam a capacidade do trecho para 11,0 m<sup>3</sup>/s (galeria Arlindo Sodré 1) e 13,0 m<sup>3</sup>/s (galeria Arlindo Sodré 2).

No entanto, as vazões de 11,0 a 13,0 m<sup>3</sup>/s (capacidade) ainda são bastante inferiores às vazões de 25 anos de período de retorno e por isso foi necessário estudar a alternativa de implantação de reservatórios para o amortecimento das vazões de pico.

Considerando o período de retorno de 25 anos foram estudados dois reservatórios de detenção. As áreas disponíveis para instalação destes reservatórios estão localizadas no Horto de Maruípe e em um campo de futebol no Bairro Itararé. Os volumes úteis dos reservatórios do Horto de Maruípe e de Itararé são, respectivamente, iguais a 42.800 m<sup>3</sup> e 19.600 m<sup>3</sup>.

Com a implantação dos reservatórios de detenção ficam também compatibilizadas as vazões das galerias das ruas José Farias e Cândido Portinari.

Ressalta-se que com as limitações de espaço e de declividade existentes, principalmente na Rua Arlindo Sodré, a vazão máxima transportada pelas galerias até a estação de bombeamento de águas pluviais é de 23,8 m<sup>3</sup>/s. Recomenda-se uma revisão da vazão de projeto da estação tendo em vista as novas informações levantadas por este estudo.

Para a Avenida Maruípe foi adotada a solução de substituição das galerias, pois a capacidade das galerias existentes é muito inferior às vazões de projeto.

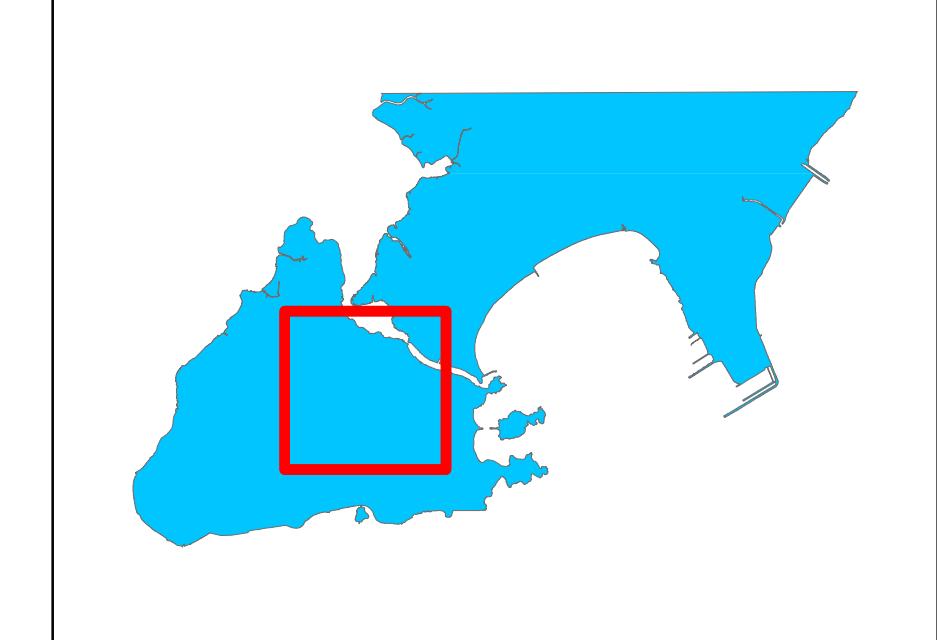
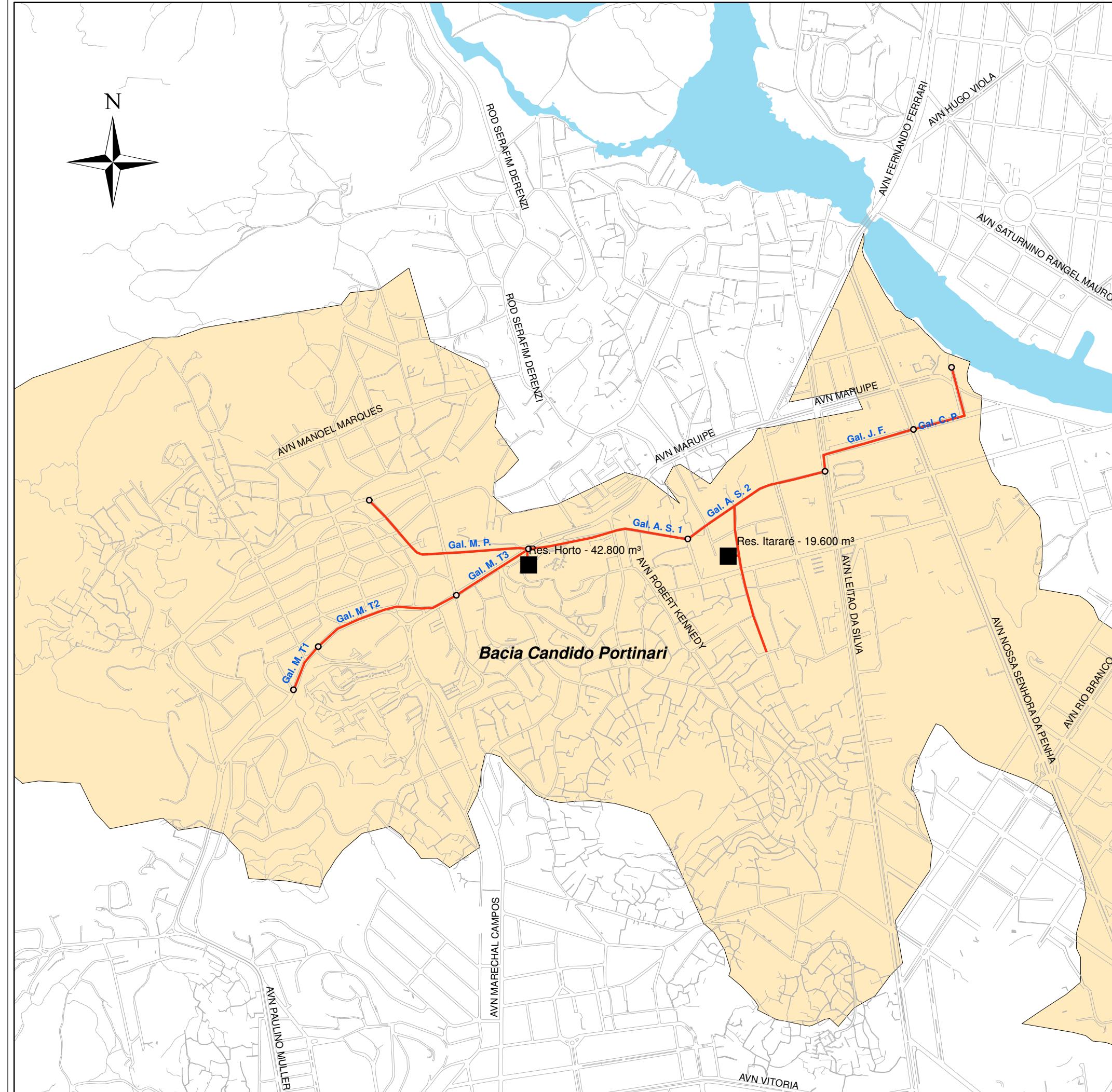


CONSELHO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Cândido Portinari



SITUAÇÃO PROPOSTA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM				
TRECHO DA REDE DE DRENAGEM	i (m/m)	B (m)	H (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
CANAL LEITÃO DA SILVA	VAR.	5,0	2,5	11,0
GALERIA NOSSA SRA DA PENHA	VAR.	2,5	1,8	3,2
GALERIA MARUÍPE T1	VAR.	1,5	1,5	6,2
GALERIA MARUÍPE T2	VAR.	3,0	1,5	9,4
GALERIA MARUÍPE T3*	VAR.	3,5	1,5	15,3
GAL. MANOEL PINHEIRO*	VAR.	2,3	VAR.	11,0
GAL. ARLINDO SODRÉ 1*	VAR.	3,0	VAR.	11,0
GAL. ARLINDO SODRÉ 2*	VAR.	3,0	VAR.	13,0
GAL. JOSÉ FARIAS**	VAR.	2x4,0 e 3,0	1,9	20,8
GAL. CÂNDIDO PORTINARI*	VAR.	5,2 e 3,2	2,3	23,8

\* SEÇÃO COM DUAS CÉLULAS

\*\* SEÇÃO COM TRÊS CÉLULAS

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA CÂNDIDO PORTINARI VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO  
**Etep**

 **Engecorps**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacias da Praia do Canto (Bacias 2, 3, 4, 5, 6, 8 e 9)

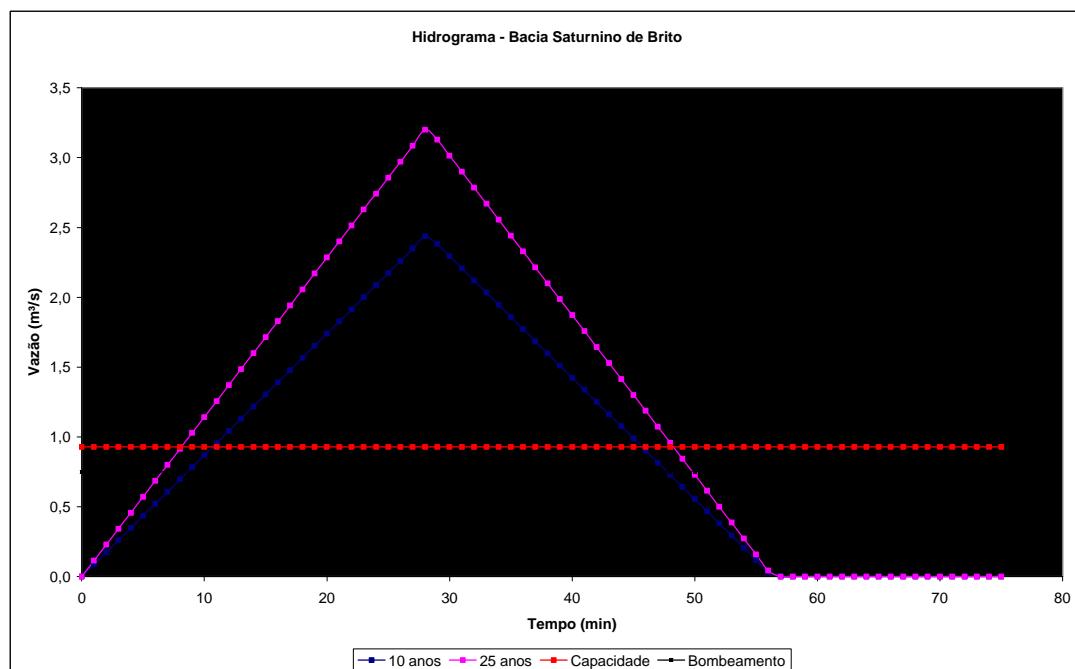
### Diagnóstico

As bacias da Praia do Canto estudadas foram: Guilherme Serrano, Moacir Strauch, Ponte Ayrton Senna, Aleixo Neto, Joaquim Lírio, Saturnino de Brito e Praça dos Namorados.

Foram simuladas as vazões para 10 e 25 anos de período de retorno para todas as bacias. Essas vazões foram comparadas com as capacidades calculadas a partir do cadastro topográfico e concluiu-se que todas as bacias apresentam a rede sub-dimensionada, mesmo quando se considera o período de retorno de 10 anos.

A estação elevatória da Rua Saturnino de Brito possui capacidade nominal de bombeamento de 0,75 m<sup>3</sup>/s e o conduto de chegada à estação tem capacidade de transporte de 0,93 m<sup>3</sup>/s (80 % de lâmina) o que provoca a elevação do nível d'água dentro da estação acima do nível máximo. O Gráfico 3.1 demonstra as vazões dos hidrogramas de 10 e 25 anos de período de retorno, a vazão de transporte do sistema de drenagem e a vazão de bombeamento da estação. Observando o gráfico fica claro o motivo dos constantes alagamentos no entorno da estação e na bacia de forma geral.

Gráfico 3.1 – Hidrograma da elevatória da Praia do Canto sem intervenções





## Prognóstico

Conforme diagnóstico realizado o principal motivo dos problemas de drenagem nas bacias da Praia do Canto é a pequena capacidade das galerias existentes em relação às vazões de pico dos hidrogramas calculados. Portanto o prognóstico dessas bacias teve como foco a ampliação da capacidade da rede de drenagem.

Para isso foram propostas intervenções de substituição de quase toda a rede de drenagem principal das bacias e ampliação da capacidade da estação de bombeamento da bacia Saturnino de Brito e da ampliação do seu recalque.

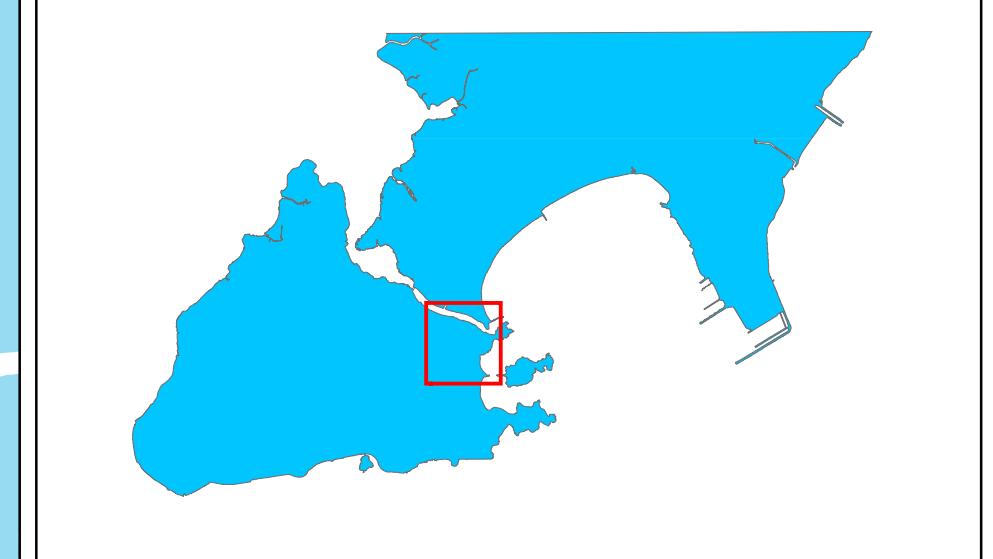
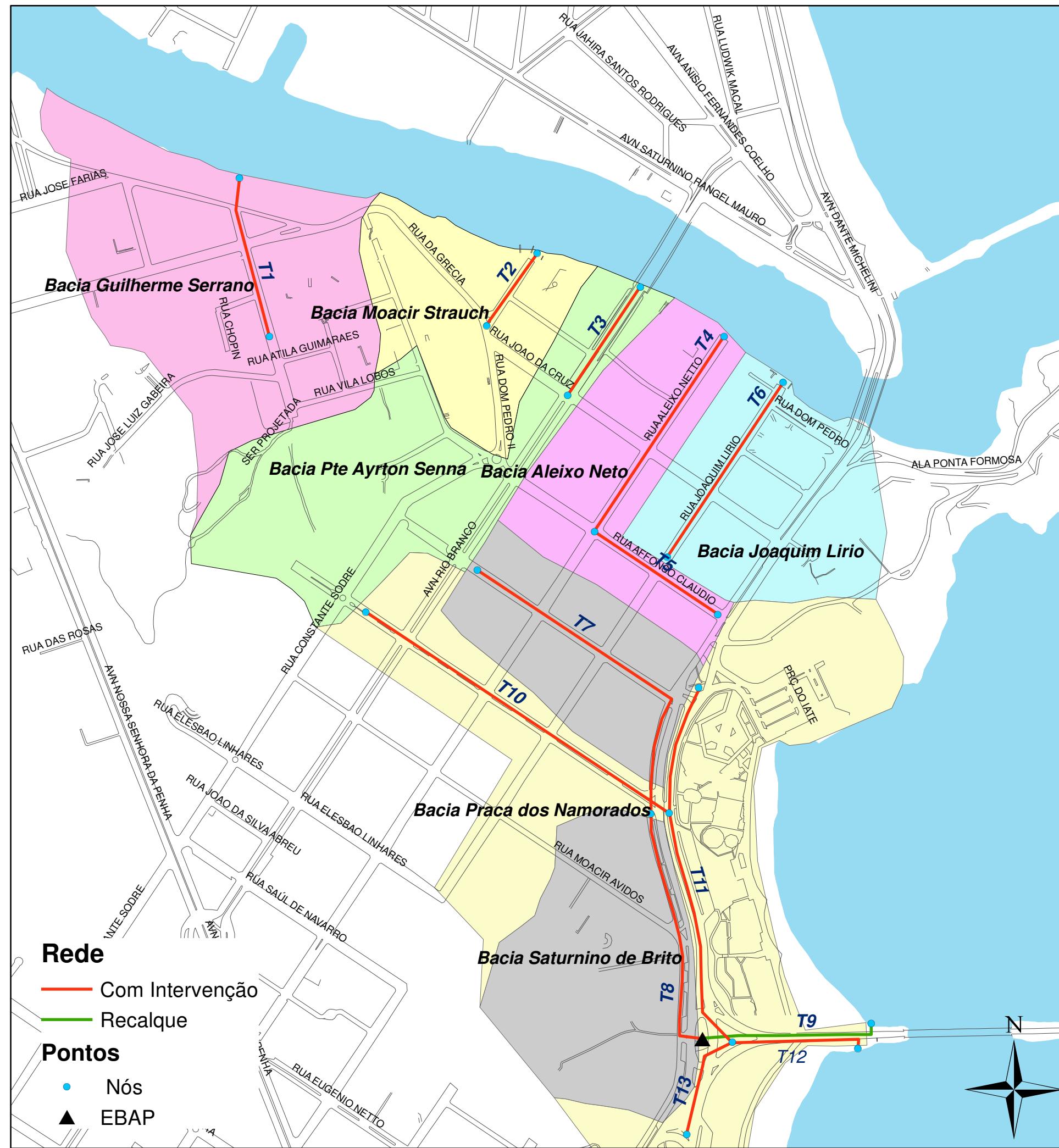


CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

## Desenho Praia do Canto



BACIAS PRAIA DO CANTO			
TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
1	Substituição	Ø 0,60 i variável	Gal 2,00 x 2,00 i 0,0020 m/m
2		Ø 0,60 i variável	Ø 1,20 i 0,0036 m/m
3		Ø 0,80 i variável	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0012 m/m
4		Ø 0,60 i variável	Ø 1,20 i 0,0039 m/m
5		Ø 0,60 i variável	Ø 1,00 i 0,0040 m/m
6		Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
7	Execução	-	Ø 1,20 i 0,0030 m/m
8		-	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
9	Substituição	Ø 0,70	Ø 1,20
10		Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,00 i 0,0020 m/m
11		Ø variável i variável	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
12		Ø 1,00 i variável	Gal 2,00 x 2,00 i 0,0011 m/m
13		Ø 0,80 e Ø 1,00 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0011 m/m

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

### BACIAS DA PRAIA DO CANTO

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

## Bacia Bento Ferreira (Bacia 22)

### Diagnóstico

Inicialmente a bacia Bento Ferreira foi dividida em seis sub-bacias, conforme representado no modelo hidrológico simulado (Figura 3.1).

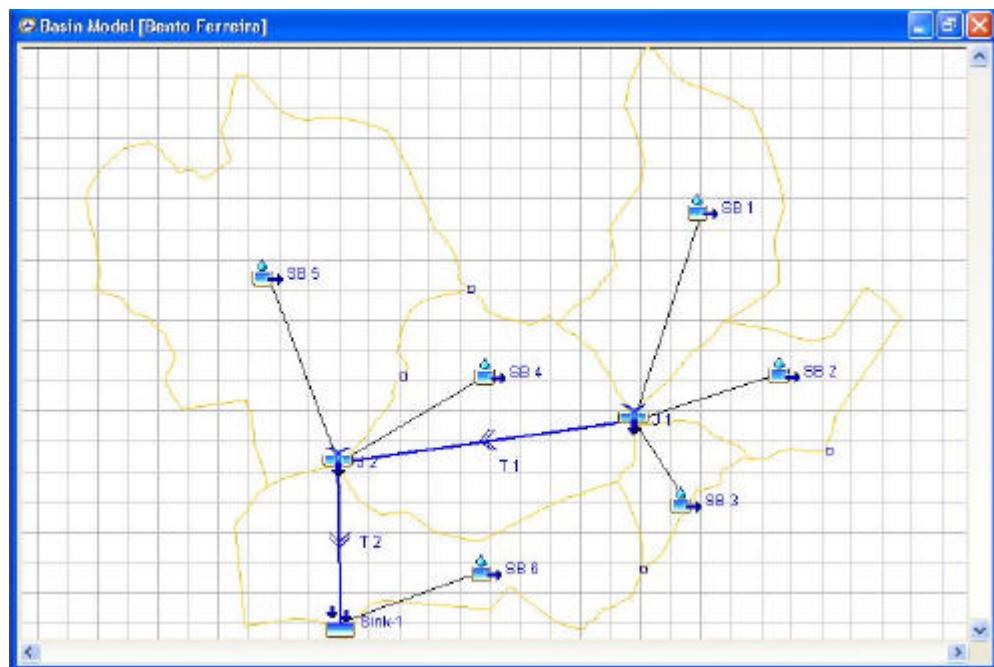


Figura 3.1 – Sub-bacias da bacia Bento Ferreira

A partir do modelo apresentado acima foram simuladas as vazões para a precipitação de 60 minutos de duração e tempo de retorno de 25 anos.

Na galeria principal, efetuou-se o cálculo do remanso por meio do *Standard Step Method* e foi possível verificar que o nível d'água extrapola o teto da galeria em quase toda a extensão da mesma. As capacidades calculadas para os trechos T1 e T2 foram de 5,0 m<sup>3</sup>/s e 9,0 m<sup>3</sup>/s enquanto as vazões de pico para o período de retorno de 25 anos variam de 11,0 a 31,4 m<sup>3</sup>/s (T1) e 31,4 a 37,6 m<sup>3</sup>/s (T2).

Quanto à capacidade total de bombeamento da Estação Elevatória de águas pluviais, localizada na saída da bacia, tem-se:

- Estação de Bento Ferreira: Possui seis conjuntos moto-bomba com capacidade nominal de 1 m<sup>3</sup>/s cada, totalizando 6 m<sup>3</sup>/s.

? Estação de Santa Lúcia: Com quatro conjuntos moto-bomba de capacidade nominal de 1,8 m<sup>3</sup>/s cada, resulta numa capacidade de 7,2 m<sup>3</sup>/s.

Somando-se as capacidades das estações acima, chega-se à capacidade total de 13,2 m<sup>3</sup>/s, incompatível com a vazão de pico de 25 anos calculada na saída da bacia (37,6 m<sup>3</sup>/s), o que evidencia novamente a necessidade de intervenções na bacia.

### Prognóstico

Com base no diagnóstico elaborado para a bacia, foram estudadas duas alternativas para a solução do sistema de drenagem, ambas incluindo a construção de galerias auxiliares e reservatórios para amortecimento das vazões para valores compatíveis com as capacidades atuais das galerias.

Para o estudo das intervenções, algumas das seis sub-bacias apresentadas anteriormente foram subdivididas, resultando em 11 sub-bacias, conforme representado, a seguir, no detalhamento das alternativas.

**Solução 1:** O modelo hidrológico simulado para a alternativa 1 é representado na figura abaixo com os pontos de intervenções.

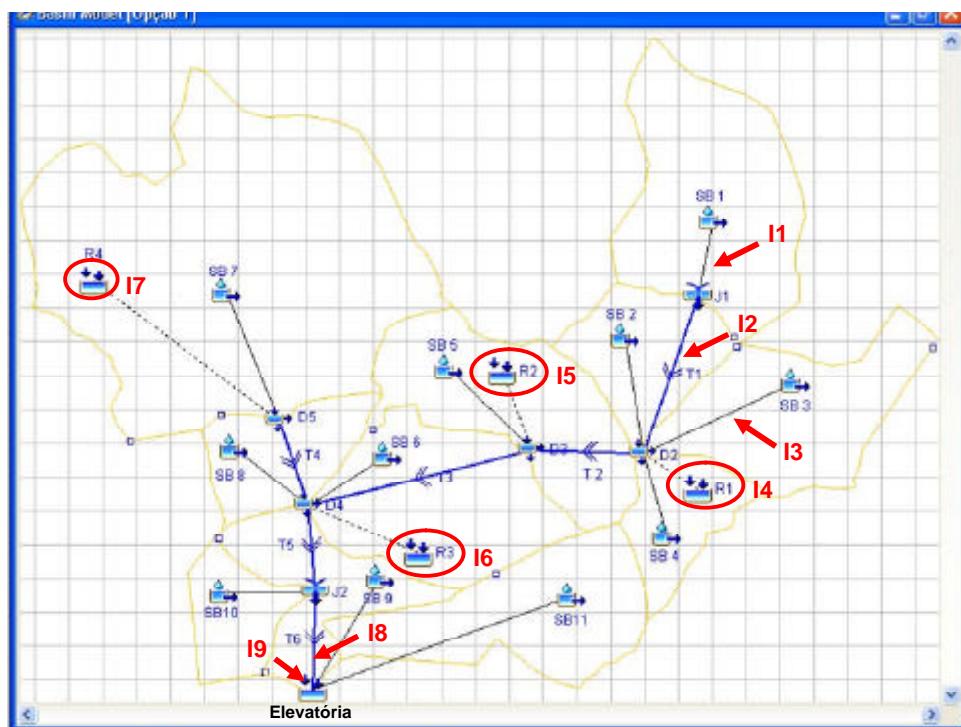


Figura 3.2 – Modelo hidrológico para alternativa 1

Seguindo a numeração da figura, temos as seguintes intervenções:

Intervenção 1 – Galeria auxiliar da Av. Rio Branco;

Intervenção 2 – Galeria auxiliar da Av. Leitão da Silva;

Intervenção 3 – Galeria auxiliar da Av. César Helal;

Intervenção 4 – Reservatório SEDU;

Intervenção 5 – Reservatório Praça Prefeito Oswald Guimarães;

Intervenção 6 – Reservatório HPM;

Intervenção 7 – Reservatório do Bairro Horto.

Intervenção 8 – Galeria auxiliar da Av. Jair Etienne Dessaune

Intervenção 9 – Galeria auxiliar da Av. Jair Etienne Dessaune (continuação)

## Solução 2

A Figura 3.3 representa o modelo hidrológico simulado para a alternativa 2.

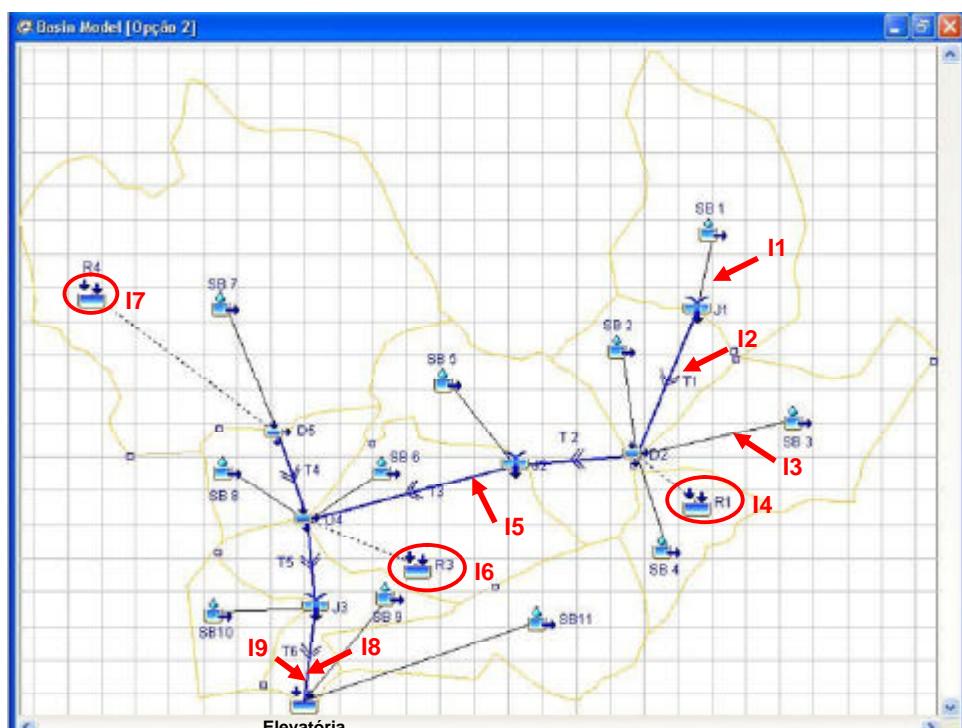


Figura 3.3 – Modelo hidrológico para alternativa 2

A configuração do modelo hidrológico para a alternativa 2 assemelha-se ao modelo hidrológico para a alternativa 1, diferindo apenas quanto à intervenção 5. Nesta opção, substituiu-se o reservatório 2 por uma galeria auxiliar na Sub-bacia 6, ao longo da Avenida César Helal.



A vazão transportada corresponde à vazão excedente à capacidade atual da galeria:

$$\text{Qexcedente} = \text{Qpico} - \text{Capacidade}$$

$$\text{Qexcedente} = 9,4 - 5,0 = 4,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Com esta modificação, o volume do reservatório do HPM que na alternativa 1 era de 10.100 m<sup>3</sup> passa a ser de 17.200 m<sup>3</sup>.

Em ambas as soluções recomendadas, a vazão de pico na saída da bacia chega a 14,7 m<sup>3</sup>/s, ultrapassando em 2,5 m<sup>3</sup>/s a capacidade de bombeamento da estação elevatória que é de 12,2 m<sup>3</sup>/s. Tendo em vista os grandes volumes dos reservatórios propostos e as profundidades excessivas dos mesmos, sugere-se que os conjuntos moto-bomba da Estação Elevatória de Bento Ferreira sejam substituídas por outras com capacidade de 1,8 m<sup>3</sup>/s, idênticas às da Estação Elevatória de Santa Lúcia:

? Estação Elevatória de Bento Ferreira:

$$\text{Capacidade anterior} = 6 \text{ conjuntos} \times 1,0 \text{ m}^3/\text{s} = 6,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Capacidade pós-intervenção} = 6 \text{ conjuntos} \times 1,8 \text{ m}^3/\text{s} = 10,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

? Estação Elevatória de Santa Lúcia:

$$\text{Capacidade} = 4 \text{ conjuntos} \times 1,8 \text{ m}^3/\text{s} = 7,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dessa forma, a capacidade da Estação de Bento Ferreira passa de 6,0 para 10,80 m<sup>3</sup>/s (6 bombas x 1,8 m<sup>3</sup>/s), incrementando a capacidade total de 13,2 para 18,0 m<sup>3</sup>/s. Assim as estações passam a contar com 2 conjuntos moto-bomba reservas.

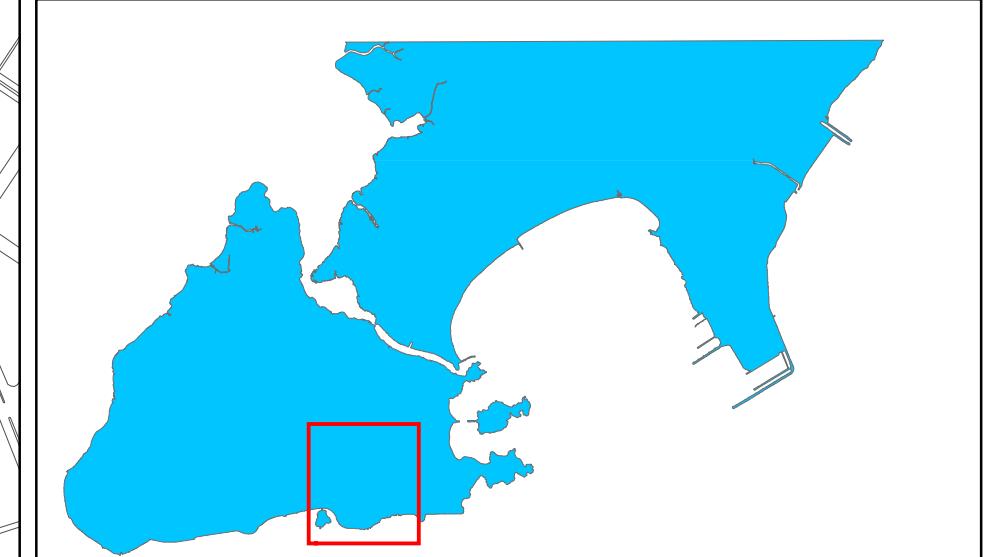
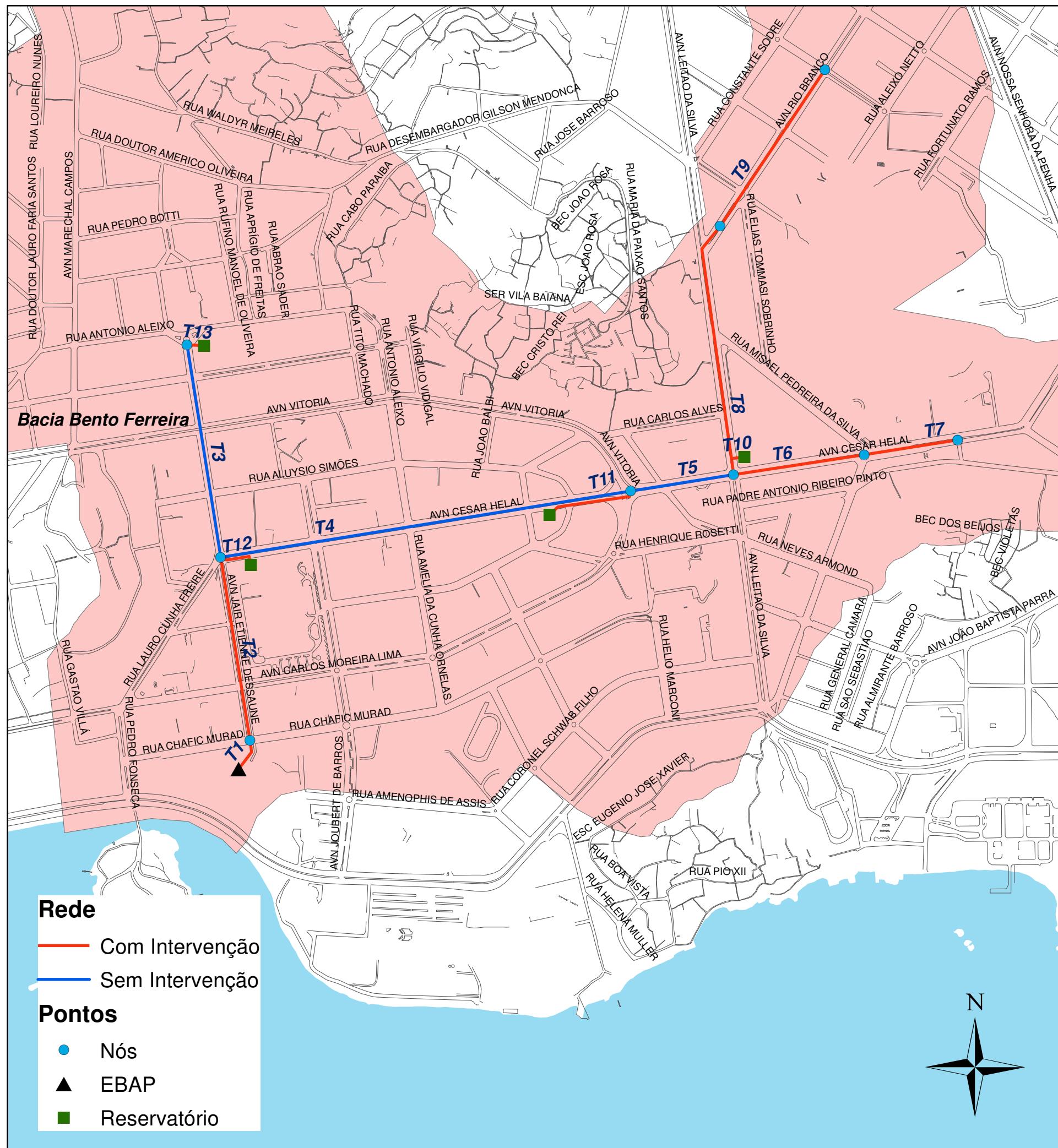


CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Bento Ferreira OP1



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
BACIA BENTO FERREIRA			
1	Complementação	Gal 9,40 x 2,00 i variável	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
2		Gal 7,50 x 2,00 i variável	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
3	Nenhuma	Gal 3,60 x 1,70 i variável	-
4		Gal 4,10 x 1,70 i variável	-
5*	Complementação	Gal 2,20 x H variável i variável	-
6		Gal 2,20 x 1,10 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
7	Complementação	Gal 2,00 x H variável i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
8		Gal 3,20 x H variável i variável	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
9	Execução	Gal variável i variável	Gal 2,00 x 1,00 i 0,0015 m/m
10		-	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0018 m/m
11	Execução	-	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
12		-	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0021 m/m
13	Execução	-	Gal 3,50 x 2,00 i 0,0018 m/m

\* Seção dupla

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA BENTO FERREIRA OPÇÃO 1

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

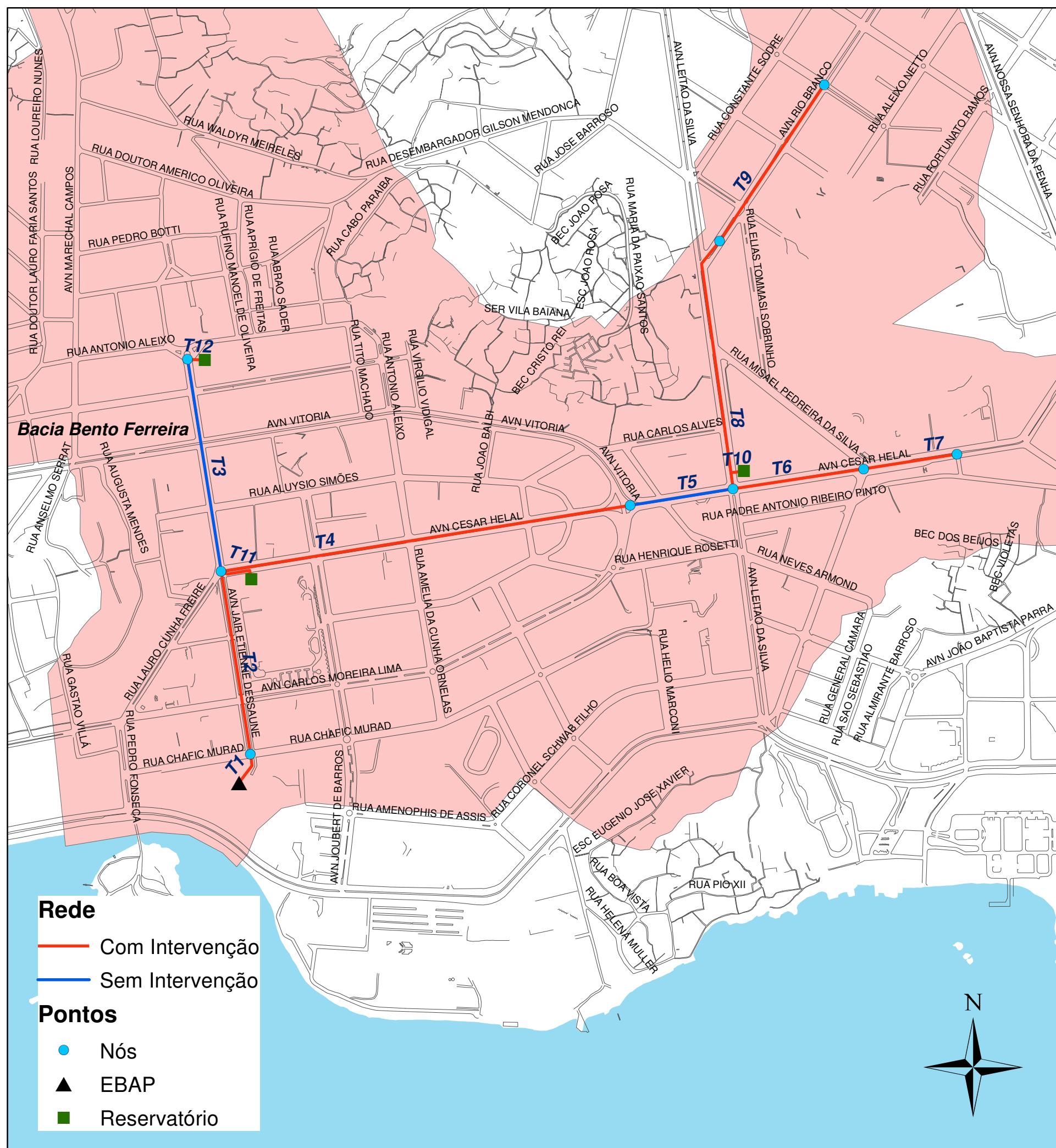


CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Bento Ferreira OP2



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
<b>BACIA BENTO FERREIRA</b>			
1	Complementação	Gal 9,40 x 2,00 i variável	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
2		Gal 7,50 x 2,00 i variável	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
3	Nenhuma	Gal 3,60 x 1,70 i variável	-
4	Complementação	Gal 4,10 x 1,70 i variável	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
5*	Nenhuma	Gal 2,20 x H variável i variável	-
6	Complementação	Gal 2,20 x 1,10 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
7		Gal 2,00 x H variável i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
8		Gal 3,20 x H variável i variável	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0015 m/m
9		Gal variável i variável	Gal 2,00 x 1,00 i 0,0015 m/m
10	Execução	-	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0015 m/m
11		-	Gal 3,50 x 2,00 i 0,0015 m/m
12		-	Gal 3,50 x 2,00 i 0,0018 m/m

\* Seção dupla

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA BENTO FERREIRA OPÇÃO 2

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO  
**Etep**

 **Engecorps**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Maria de Lourdes Garcia (Bacia 23)

### Diagnóstico

A Bacia Maria de Lourdes Garcia foi dividida em duas sub-bacias. As vazões hidrológicas foram calculadas para essas sub-bacias e após isso, estudou-se a galeria principal da bacia.

Foi realizada a simulação hidráulica da rede principal com a influência da maré e a vazão de período de retorno de 10 anos por meio do *Standard Step Method*. Nesta simulação foi possível verificar que o nível d'água ultrapassa em muito o teto da galeria, ou seja, a capacidade de escoamento da rede é menor que a vazão para o período de retorno de 10 anos, sendo necessárias intervenções em toda a extensão da galeria. Apenas o trecho inicial da rede, executado em tubo de concreto de Ø 0,60m suporta a vazão.

### Prognóstico

Propôs-se como intervenção a mudança de dimensões e declividades da galeria. Adotou-se no dimensionamento período de retorno de 10 anos, já que a rede localiza-se em ruas de tráfego local.

Tabela 3.2 – Vazões x Capacidade após intervenções (m<sup>3</sup>/s)

Trecho	Capacidade antes das intervenções	$Q_p$
T1		
T2		
T3	1,92	6,05
T4		
T5		
T6		
T7	1,15	4,22
T8		
T9		

## Bacia João Santos Filho (Bacia 24)

### Diagnóstico

Para os estudos hidrológicos, a Bacia João Santos Filho foi dividida em três sub-bacias: Saída, José Carvalho e João Santos Filho.



Comparando as vazões hidrológicas com a capacidade do sistema de drenagem foi constatado que em todas as sub-bacias a capacidade de escoamento é inferior às vazões de pico, o que justifica os freqüentes alagamentos na região e aponta para a necessidade de intervenções na rede a fim de melhorar sua condutividade hidráulica. **Prognóstico**

O prognóstico desta bacia baseou-se na mudança de declividades, na alteração do diâmetro dos tubos de concreto ou na substituição dos mesmos por galerias celulares, objetivando sempre incrementar a capacidade da rede.

Na Tabela 3.3 são apresentadas as capacidades dos trechos após as intervenções.

Tabela 3.3 – Vazões x Capacidade após intervenções (m<sup>3</sup>/s)

Trecho	Capacidade antes das intervenções	$Q_p$ 10 anos	$Q_p$ 25 anos
T1	0,73	1,98	2,60
T2	0,10	0,76	0,99
T4			
T5	0,12	1,22	1,60
T6			
T7			

Todos os trechos foram dimensionados para o período de retorno de 10 anos, exceto os trechos da sub-bacia saída, os quais cruzam a Avenida Marechal Mascarenhas de Moraes, de significativo fluxo de veículos. Nesta sub-bacia adotou-se a vazão de pico de 25 anos no dimensionamento dos trechos.

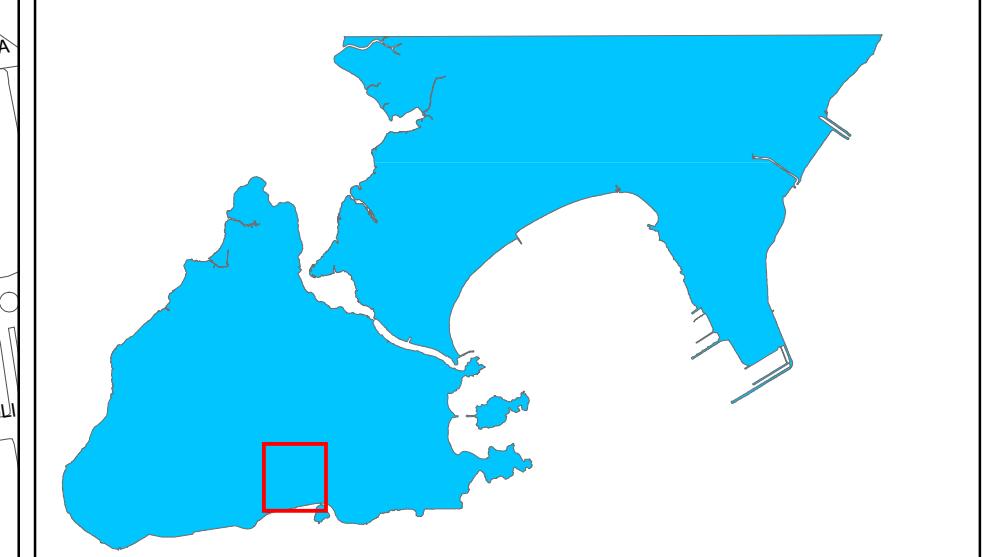
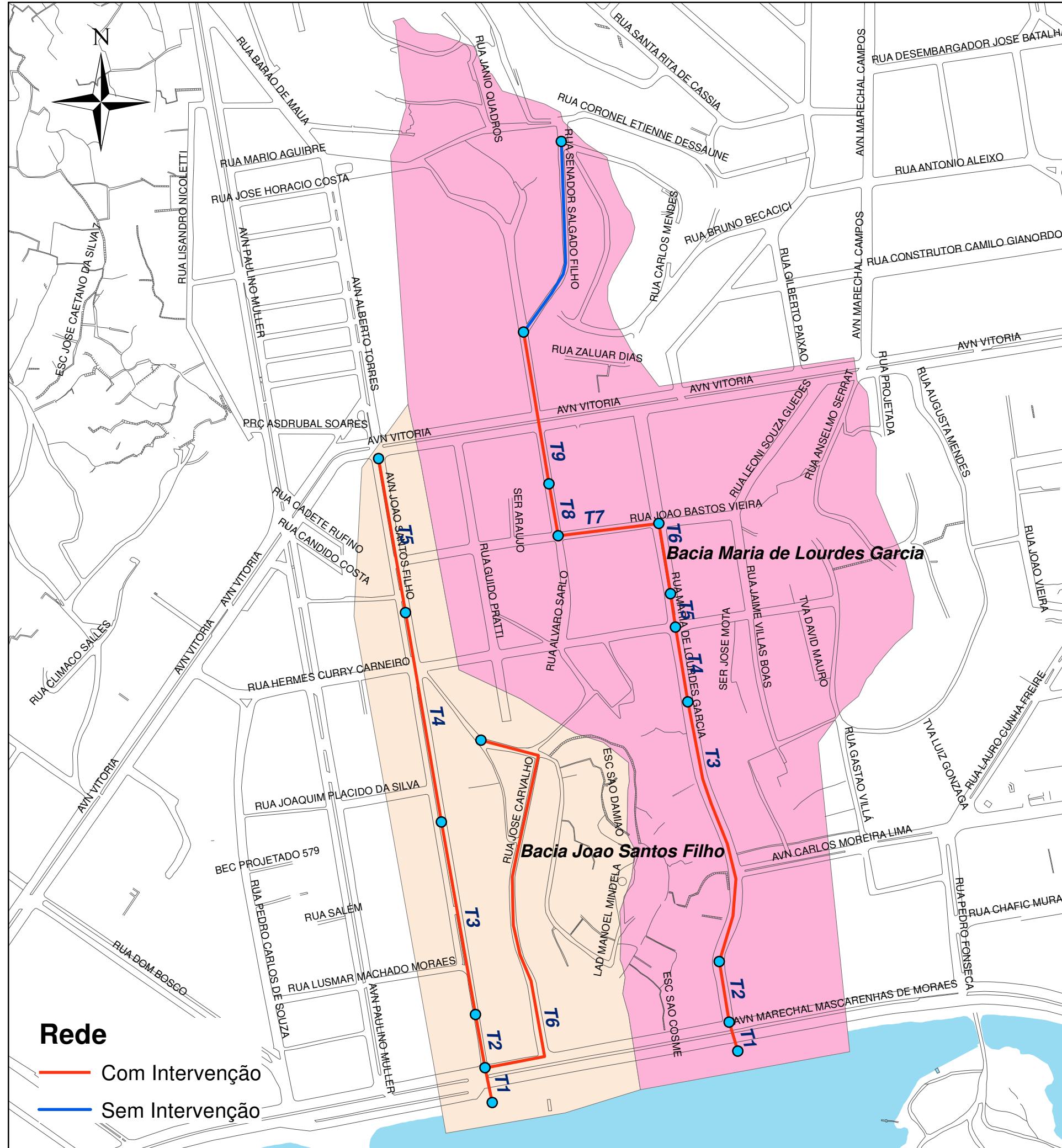


CONSÓRCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho João Santos Filho e Maria de Lourdes Garcia



TRECHOS	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
		BACIA JOÃO SANTOS FILHO
1	2 x Ø 1,00 Gal 1,00 x 1,00	Gal 2,50 x 1,00
2	Ø 0,80 Gal 1,00 x 1,00	Gal 1,50 x 1,00
3	Ø 0,80	Gal 1,50 x 1,00
4		Ø 1,20
5	Ø 0,60	Ø 1,20
6		Ø 1,00
BACIA MARIA DE LOURDES GARCIA		
1	Gal 2,70 x 1,24	Gal 4,00 x 2,00
2	Gal 2,70 x Hvariável	Gal 4,00 x 2,00
3		Gal 4,00 x 1,80
4	Gal 2,70 x 1,26	Gal 4,00 x 1,80
5		Gal 4,00 x 1,70
6	Gal 1,40 x Hvariável	Gal 4,00 x 1,60
7		Gal 4,00 x 1,60
8	Gal 1,40 x 1,03	Gal 3,00 x 1,50
9	Gal 1,40 x Hvariável	Gal 3,00 x 1,50

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

BACIAS JOÃO SANTOS FILHO E MARIA DE LOURDES GARCIA

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

## Bacia Paulino Muller (Bacia 25)

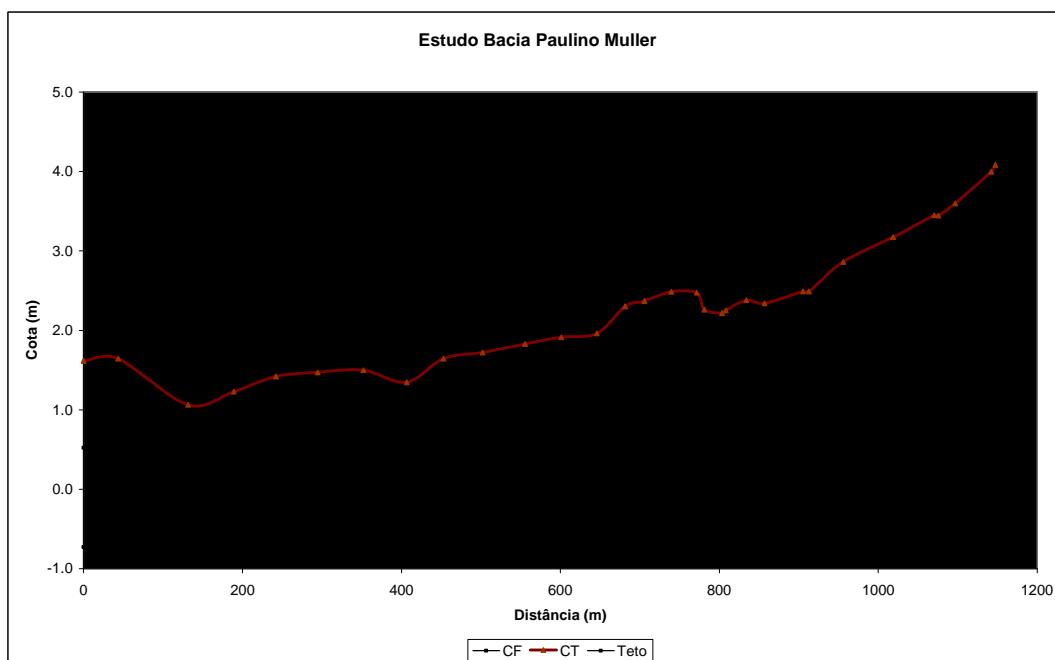
### Diagnóstico

Para a elaboração do diagnóstico, a bacia Paulino Muller foi dividida em três bacias: a bacia 1 abrange a parte mais alta localizada no Parque Fonte Grande e as bacias 2 e 3 estão localizadas na parte baixa, plana e urbanizada.

Foram simuladas as vazões para o período de retorno de 25 anos para a comparação com a capacidade hidráulica da galeria principal.

De posse das vazões de pico iniciou-se o levantamento de informações para o cálculo da capacidade da rede de drenagem principal da bacia. O Gráfico 3.2 mostra o perfil da galeria principal da bacia.

Gráfico 3.2 – Perfil longitudinal da galeria da Avenida Paulino Muller



Observa-se que o trecho final tem um desnível contra a declividade natural o que prejudica o escoamento da galeria e faz com que ela funcione como conduto forçado mesmo com pequenas vazões. Tal comportamento é condenável e por isso o cálculo da capacidade foi feito já considerando a adequação do fundo no trecho final com declividade negativa.

Com essa alteração foi calculada a capacidade da galeria através do escoamento permanente gradualmente variado (*Standard Step Method*). A vazão máxima de transporte nas galerias foi

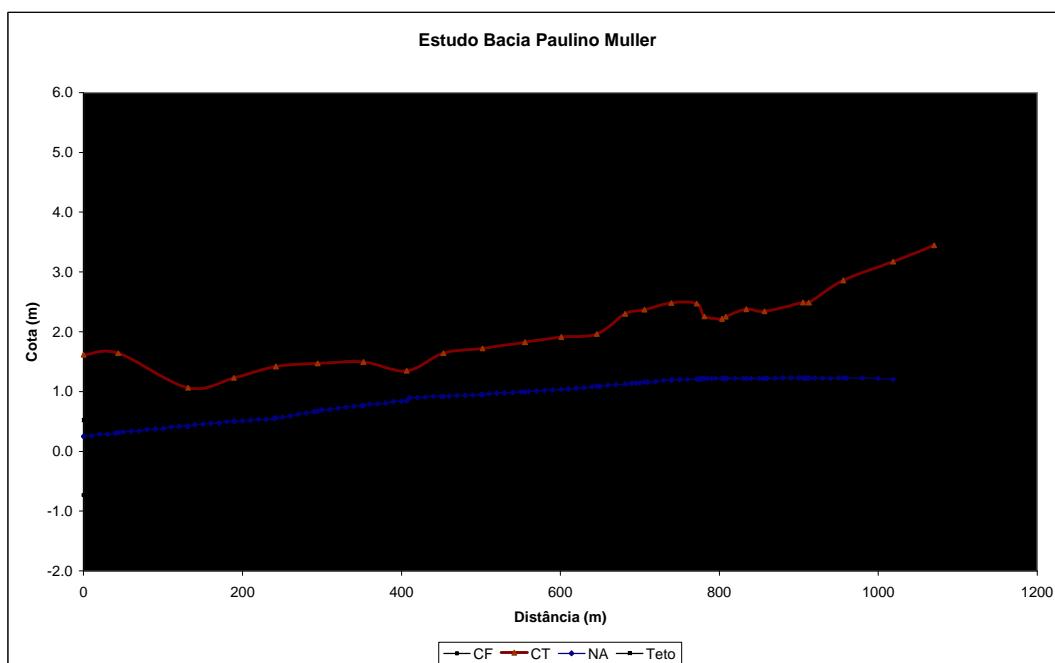


de 6,0 m<sup>3</sup>/s no trecho com base variando de 2,30 a 3,00 m e de 4,0 m<sup>3</sup>/s no trecho com base entre 1,60 e 1,80 m.

No entanto a capacidade de escoamento é muito inferior à vazão de pico do hidrograma obtido, por isso são necessárias intervenções para reduzir a vazão de pico e/ou aumentar a capacidade das galerias existentes.

O Gráfico 3.3 demonstra a simulação para a galeria da Avenida Paulino Muller, já considerando a intervenção no fim do trecho.

Gráfico 3.3 – Cálculo da capacidade da galeria principal



## Prognóstico

Conforme o diagnóstico realizado a vazão de pico calculada para o período de retorno de 25 anos é muito superior à capacidade das galerias existentes. Por isso foi realizado um levantamento das áreas passíveis de implantação de reservatórios para o amortecimento das vazões. Foram encontradas duas áreas potenciais: a Praça Ilda de Lima Passos (2.800 m<sup>2</sup>) e a área na Rua Alexandre Monjardim próxima à esquina com a Rua José Malta (2.000 m<sup>2</sup>). Para essas áreas foram propostos reservatórios do tipo *in line*, sendo que foram simuladas duas variações.

**A variação 1** contará com Reservatório 1 com profundidade útil de 5,5 m e com Reservatório 2 com profundidade útil de 3,5 m combinados com a adequação e a ampliação das galerias



existentes a jusante. Além da implantação dos reservatórios propuseram-se melhorias das condições de escoamento das galerias a partir da mudança da declividade do fundo.

Mesmo com as intervenções nas galerias existentes as vazões de pico amortecidas são maiores que as vazões de capacidade das galerias dos trechos finais. Por isso, são necessárias obras de ampliação de capacidade das galerias a jusante.

**Na variação 2** o reservatório 1 deverá ter altura útil de 8,00 m para amortecer ainda mais a vazão de pico e o Reservatório 2 será mantido da mesma forma da variação 1. Como o amortecimento é maior que na intervenção 1 as intervenções nas galerias à jusante do reservatório serão diminuídas.

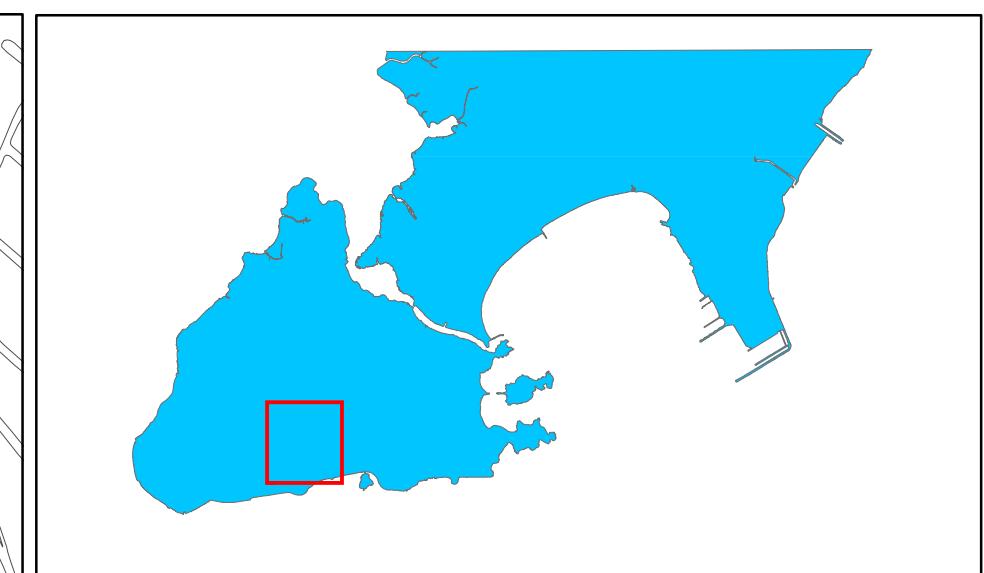
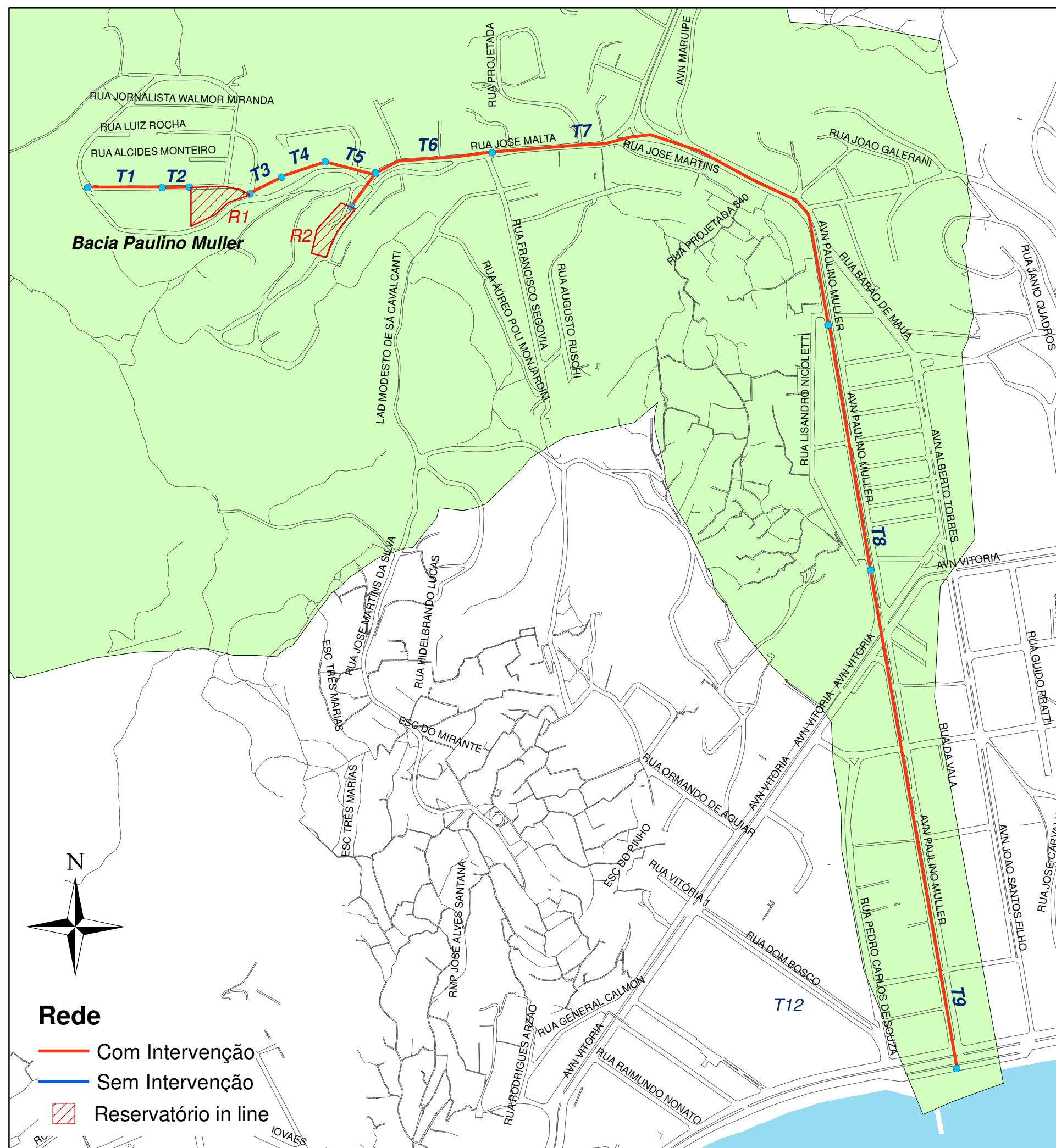


CONSORCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Paulino Muller OP1



BACIA PAULINO MULLER			
TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
1	Substituição	Ø 0,60 i 0,1580 m/m	Gal 1,50 x 1,50 i 0,1580 m/m
2		Ø 1,00 i 0,0120 m/m	Gal 2,00 x 1,50* i 0,0120 m/m
3		Ø 1,00 i 0,0120 m/m	Gal 1,50 x 1,50 -
4	Nenhuma	Ø variável i 0,0760 m/m	-
5	Substituição	Ø 1,00 i 0,0022 m/m	Gal 1,70 x 1,40 i 0,0022 m/m
6	Nenhuma	Gal 1,70 x 1,40 i 0,0017 m/m	-
7	Complementação	Gal 1,80 x H variável i variável	Gal 1,00 x 1,00 i variável
8*	Complementação	Gal (1,6 a 1,7) x (0,9 a 1,2) i variável	Gal 2,50 x H variável i 0,0020 m/m
	Modificação		Gal (1,6 a 1,7) x H variável i 0,0020 m/m
9*	Complementação	Gal (2,3 a 3,0) x (0,9 a 1,2) i variável	Gal 2,00 x H variável i 0,0020 m/m
	Modificação		Gal (2,3 a 3,0) x H variável i 0,0020 m/m

\* Seção du

# PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA PAULINO MULLER OPÇÃO 1

## VITÓRIA - 2008

## CONSÓRCIO

---

Etep

 ENGECORPS  
Companhia de Engenharia Consultores Ltda.

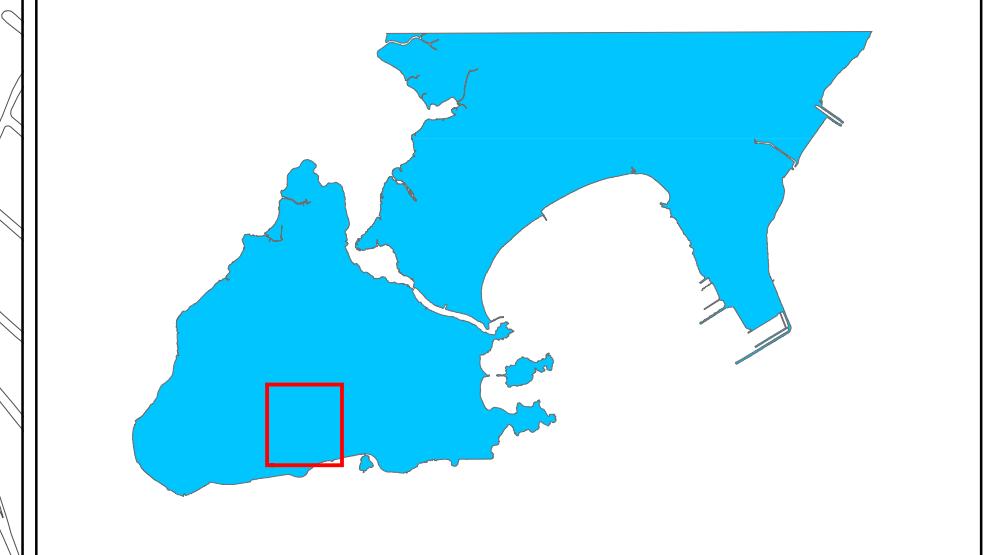
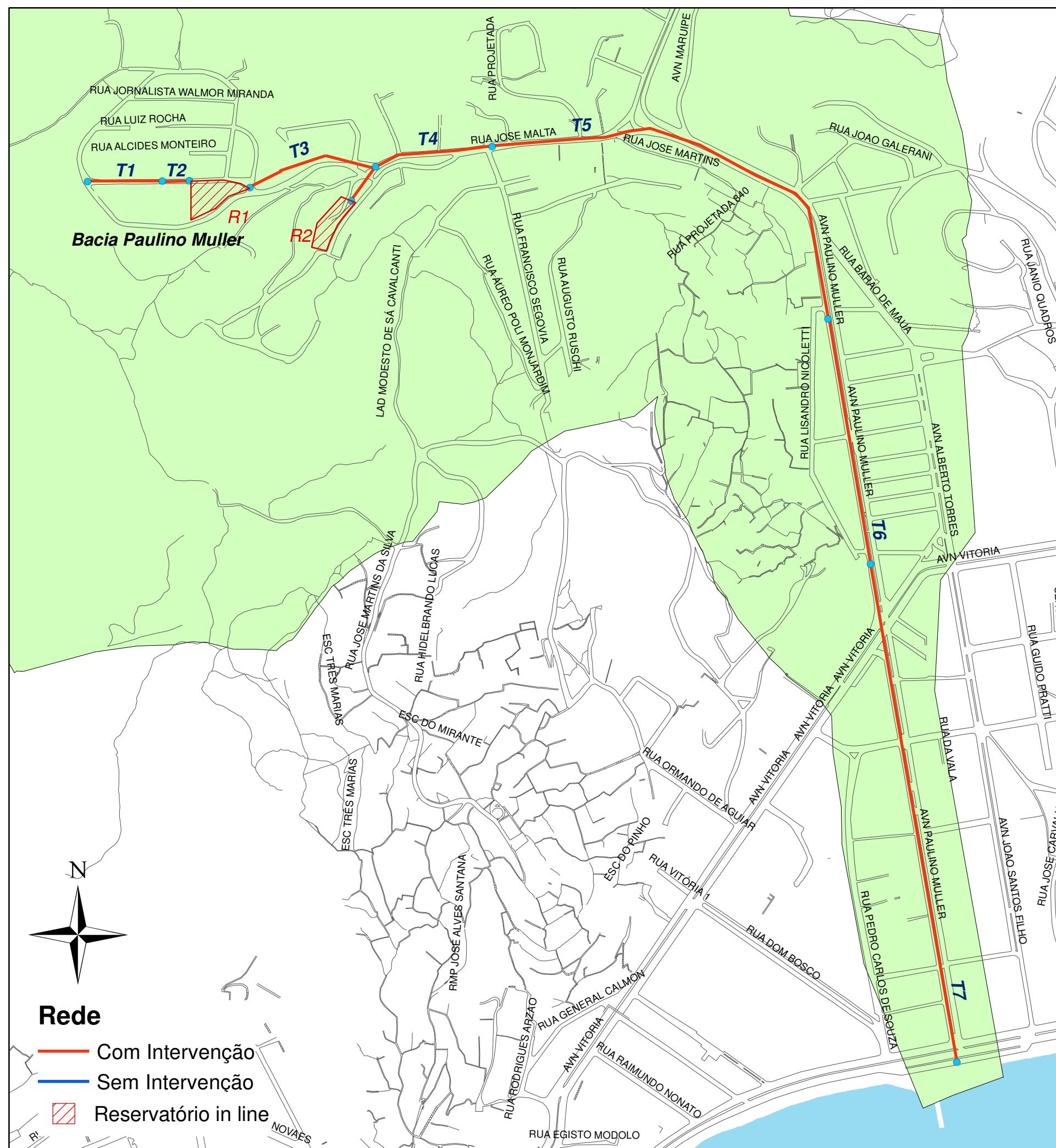


CONSÓRCIO

**Etep**

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Paulino Muller OP2



BACIA PAULINO MULLER			
TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
1	Substituição	Ø 0,60 i 0,1580 m/m	Gal 1,50 x 1,50 i 0,1580 m/m
2		Ø 1,00 i 0,0120 m/m	Gal 2,00 x 1,50* i 0,0120 m/m
3		Ø variável i variável	Gal 1,50 x 1,50
4	Nenhuma	Gal 1,70 x 1,40 i 0,0017 m/m	-
5		Gal 1,80 x H variável i variável	-
6*	Complementação	Gal (1,6 a 1,7) x (0,9 a 1,2) i variável	Gal 2,00 x H variável i 0,0020 m/m
7*	Modificação	Gal (1,6 a 1,7) x H variável i variável	Gal (1,6 a 1,7) x H variável i 0,0020 m/m
7*	Modificação	Gal (2,3 a 3,0) x (0,9 a 1,2) i variável	Gal (2,3 a 3,0) x H variável i 0,0020 m/m

\* Seção dupla

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA PAULINO MULLER OPÇÃO 2

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Dom Bosco (Bacia 26)

### Diagnóstico

Para a Bacia Dom Bosco, determinou-se a vazão de pico, para o período de retorno de 25 anos, pelo método racional encontrando-se o valor de 9,77 m<sup>3</sup>/s.

Efetuaram-se os cálculos de remanso com influência da maré, através dos quais foi possível verificar que o nível d'água ultrapassa o teto da galeria em diversos pontos, ou seja, a capacidade de escoamento da rede (6,12 m<sup>3</sup>/s) é inferior à vazão de pico para o período de retorno de 25 anos.

### Prognóstico

Para a ampliação da capacidade do sistema de drenagem da Bacia Dom Bosco foram propostas intervenções de três tipos, de acordo com o problema identificado:

- ? Construção de novas galerias;
- ? Modificação do fundo; e
- ? Substituição de galeria existente por outra com maior capacidade.

## Bacia Desembargador José Vicente (Bacia 27)

### Diagnóstico

Verificou-se que na Bacia Desembargador José Vicente os trechos T2 e T3 do sistema de drenagem estão sub-dimensionados, ou seja, estão com capacidades incompatíveis com as vazões de escoamento para o período de retorno de 25 anos. Já o trecho T1 apresenta capacidade compatível com a vazão de pico calculada.

### Prognóstico

O prognóstico da bacia teve como foco a complementação da capacidade do sistema de drenagem através de galerias paralelas às galerias existentes. A Tabela 3.4 compara as vazões nos trechos da bacia antes e depois das intervenções.

Tabela 3.4 - Capacidade dos trechos estudados da Bacia Des. José Vicente (m<sup>3</sup>/s)

Trechos	Capacidade do trecho (sem intervenções)	$Q_p$ 25 anos
T1	3,03	3,88
T2	3,15	4,96
T3	1,45	5,89

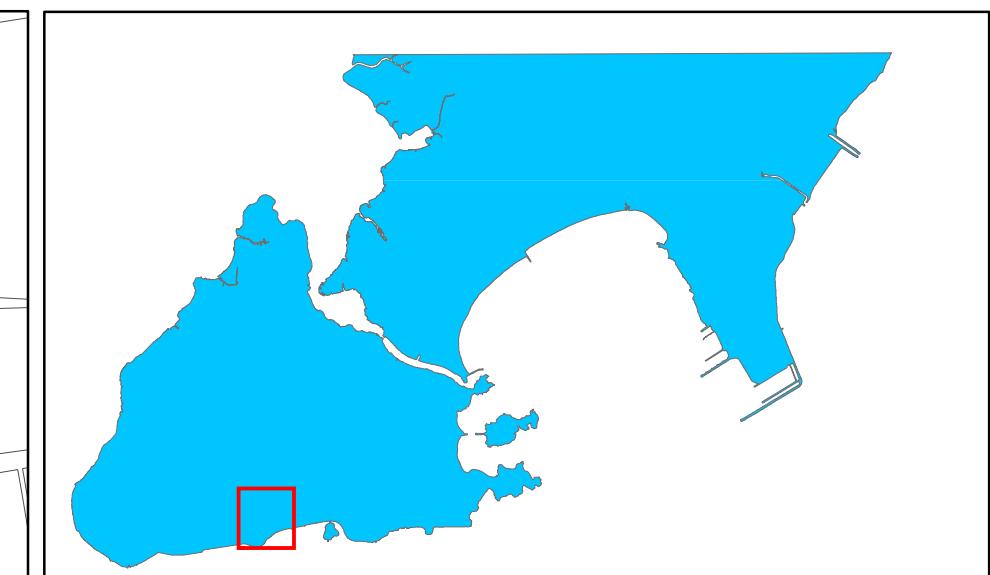
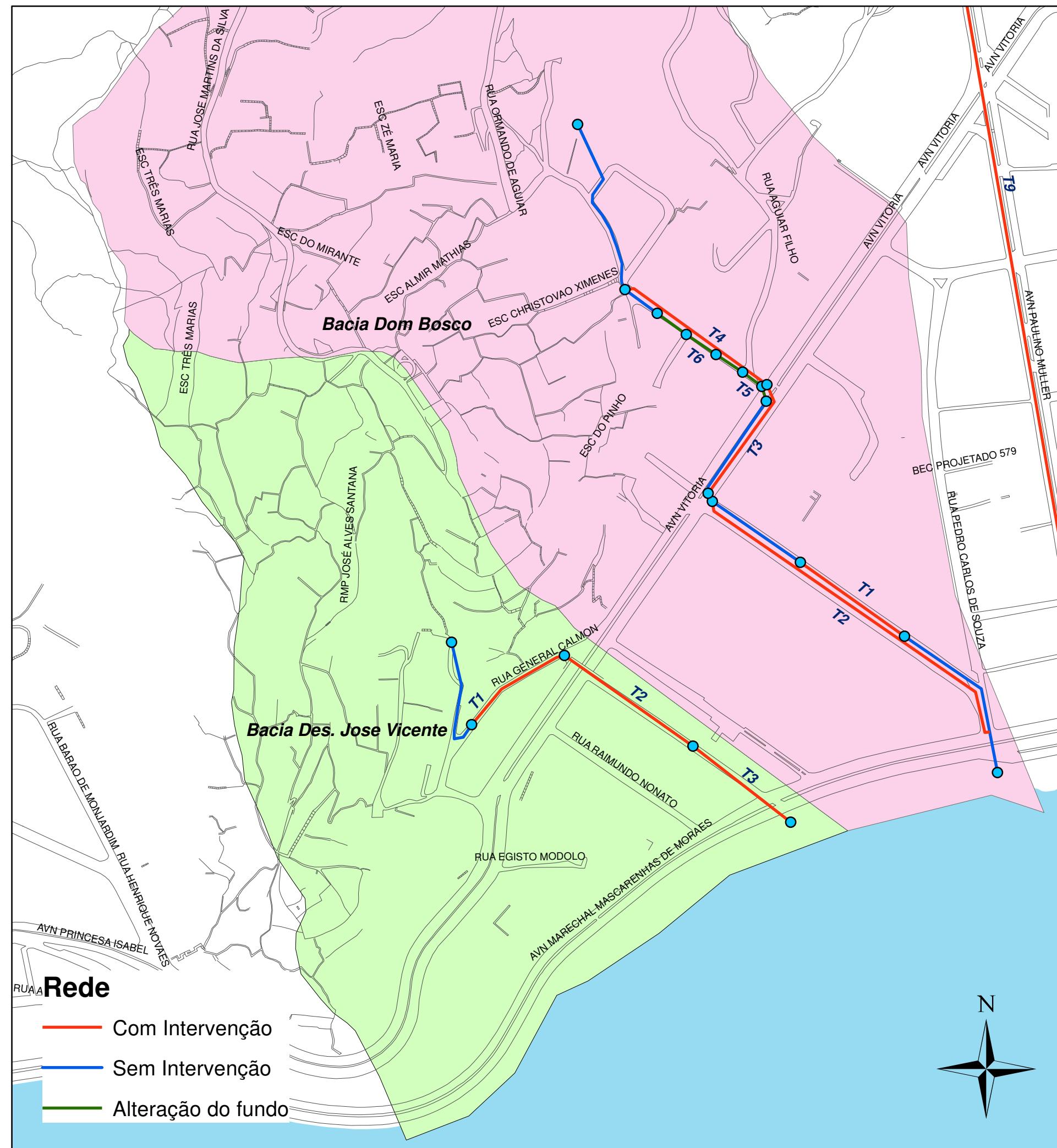


CONSÓRCIO

**Etep**

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Dom Bosco e José Vicente



**PLANO DIRETOR DE  
DRENAGEM URBANA  
BACIAS DOM BOSCO E  
DESEMBARGADOR JOSÉ VICENTE**

**VITÓRIA - 2008**

**CONSÓRCIO**

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Governador José Sette (Bacia 28)

### Diagnóstico

Pelo método racional foram determinadas as vazões de pico, obtendo-se hidrogramas para o período de retorno de 10 e 25 anos. A capacidade de escoamento da galeria foi calculada com base no cadastro realizado para a bacia. No ponto de mudança de seção da galeria, estimou-se a cota de fundo, já que não foi possível obter essa informação no campo.

Contata-se que no trecho final, da Rua Henrique Novaes até o ponto de lançamento, a galeria de dimensões 2,50 x 1,17 m possui capacidade de escoamento bem próxima à vazão de pico de 25 anos e não foram identificadas áreas de alagamento neste local. Dessa forma, não são necessárias intervenções na rede.

A análise da rede de drenagem na área inundável da bacia ficou prejudicada devido à ausência de cadastro nesta região. Recomenda-se o cadastramento de toda a rede de drenagem pluvial para a avaliação hidráulica da rede secundária da bacia, o que não foi possível realizar neste estudo.

## Bacia Alberto Santos (Bacia 29)

### Diagnóstico

Constatou-se que as capacidades de escoamento dos trechos T2, T3 e T4 são inferiores às vazões de pico, tanto de 10 quanto de 25 anos de período de retorno.

Já o trecho T1 suporta a vazão de pico de 10 anos e apresenta capacidade bem próxima à de 25 anos.

### Prognóstico

A solução do sistema de drenagem desta bacia baseou-se na mudança de declividades de alguns trechos e na substituição de tubos de concreto por outros com dimensões maiores ou galerias celulares, sempre com o objetivo de ampliar a capacidade do sistema de drenagem existente.

Na Tabela 3.5 são apresentadas as capacidades dos trechos antes e após as intervenções.

Tabela 3.5 – Vazões x Capacidade após intervenções (m<sup>3</sup>/s)

<i>Trecho</i>	<i>Capacidade inicial</i>	<i>Q<sub>p</sub> 25 anos</i>
T1	0,83	
T2	0,57	0,83
T3	0,07	
T4	0,35	1,36

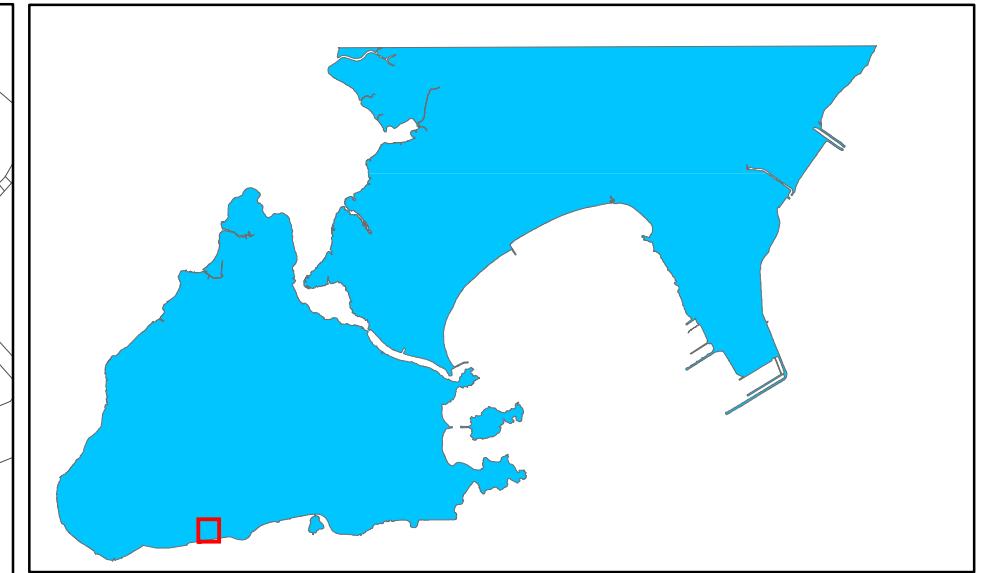
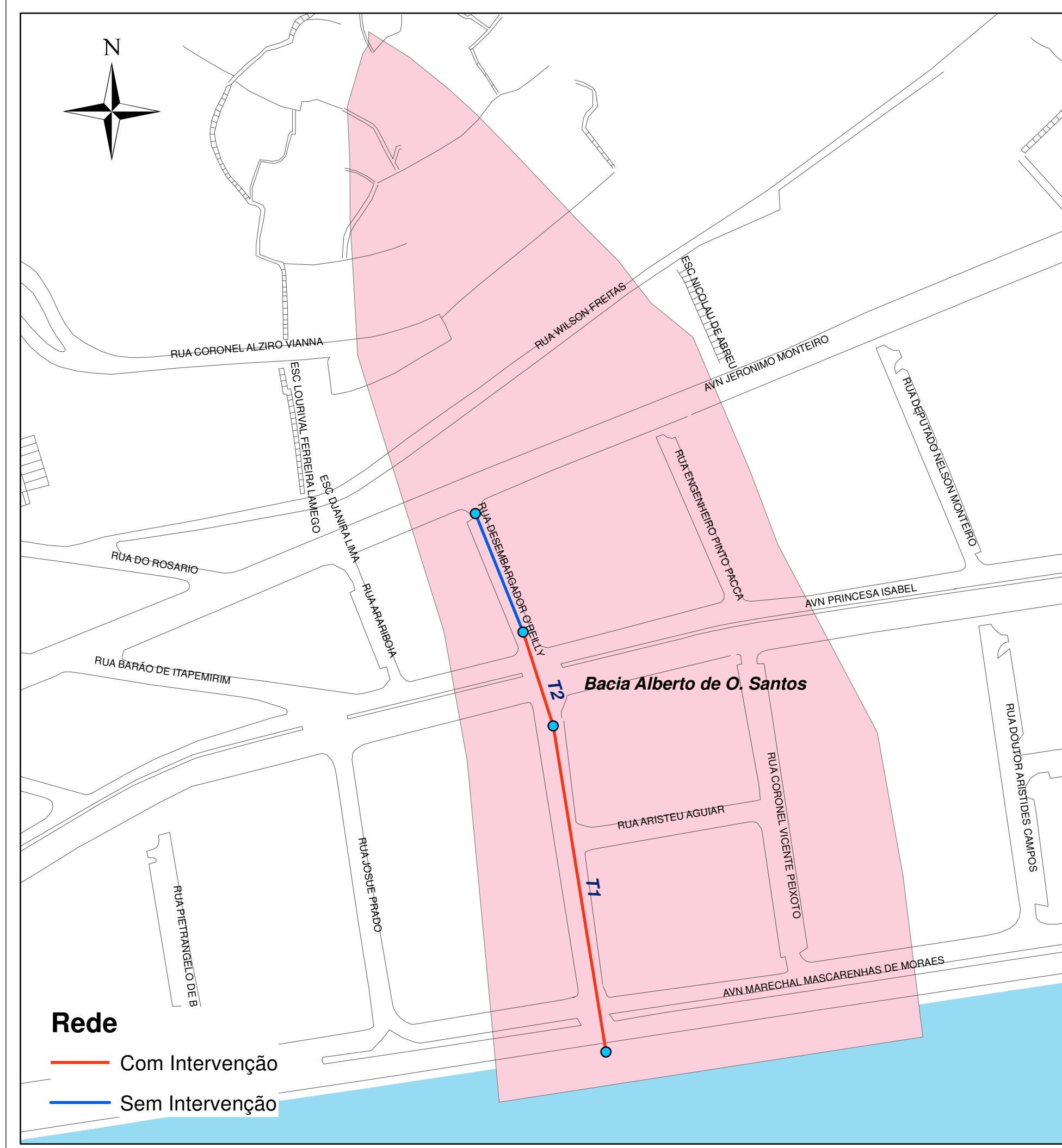


CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Alberto Santos



## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA ALBERTO SANTOS

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Getúlio Vargas (Bacia 32)

### Diagnóstico

A análise da rede de drenagem nas áreas inundáveis da bacia ficou prejudicada devido à ausência de cadastro nestas áreas. Apenas foi possível calcular a capacidade de escoamento do curto trecho cadastrado, que não se localiza sob área alagável.

Observa-se que a capacidade de escoamento do trecho cadastrado é inferior às vazões de pico, entretanto para um prognóstico mais elaborado e para a proposição de intervenções na galeria necessita-se de um cadastro topográfico da rede de drenagem da área.

## Bacia Parque Moscoso (Bacia 33)

### Diagnóstico

A bacia do Parque Moscoso foi dividida em 3 sub-bacias, sendo elas: Avenida Republica, Presidente Pedreira e Rua Thiers Veloso.

Através da análise hidrológica e hidráulica concluiu-se que os trechos do sistema de drenagem das sub-bacias Avenida Republica e Thiers Veloso têm capacidade de escoamento muito aquém da vazão hidrológica para o período de retorno de 25 anos e que as redes da sub-bacia Presidente Pedreira têm capacidade compatível com a vazão hidrológica para o período de retorno de 25 anos.

### Prognóstico

Com o diagnóstico da bacia elaborado, foram propostas intervenções, principalmente de complementação da capacidade do sistema de drenagem existente.

A Tabela 3.6 mostra a comparação entre as capacidades das galerias sem intervenções e as vazões de dimensionamento das intervenções.

Tabela 3.6 - Capacidade dos trechos estudados da Bacia Parque Moscoso (m<sup>3</sup>/s)

Trechos	Capacidade do trecho (sem intervenções)	$Q_p$ 25 anos
T1	0,22	0,50
T2	0,28	1,42
T3	1,41	5,77
T4	0,91	5,88
T5	0,55	6,75
T6	2,51	7,21
T7	4,36	7,74
T8	2,15	9,03

### Bacia Vila Rubim (Bacia 34)

#### Diagnóstico

Na Bacia Vila Rubim foi constatado que a galeria principal da bacia, localizada na Avenida Marcos Azevedo e na Rua João dos Santos Neves, não apresenta problemas de dimensionamento. Somente as redes adjacentes a esta galeria possuem problemas, ou seja, estão com as dimensões e/ou declividades incompatíveis com a vazão de escoamento para o período de retorno de 25 anos.

#### Prognóstico

Para resolver os problemas de sub-dimensionamento encontrados no diagnóstico desta bacia, propõe-se a ampliação das galerias existentes e a substituição das redes existentes por galerias com melhorias de seção e/ou declividade.

Tabela 3.7 - Capacidade dos trechos estudados da Bacia Vila Rubim

Trechos	Capacidade do trecho (sem intervenções)	$Q_p$ 25 anos
T1	0,25	2,44
T2	0,11	2,44
T3	1,81	2,44
T4	0,12	1,35
T5	0,75	1,35
T6	0,36	0,50

\* Vazões em m<sup>3</sup>/s.

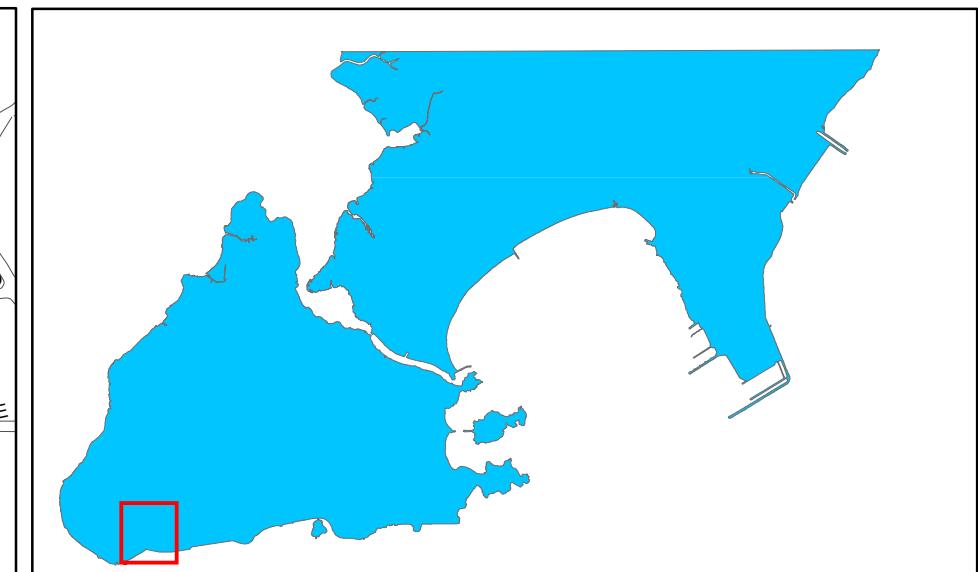
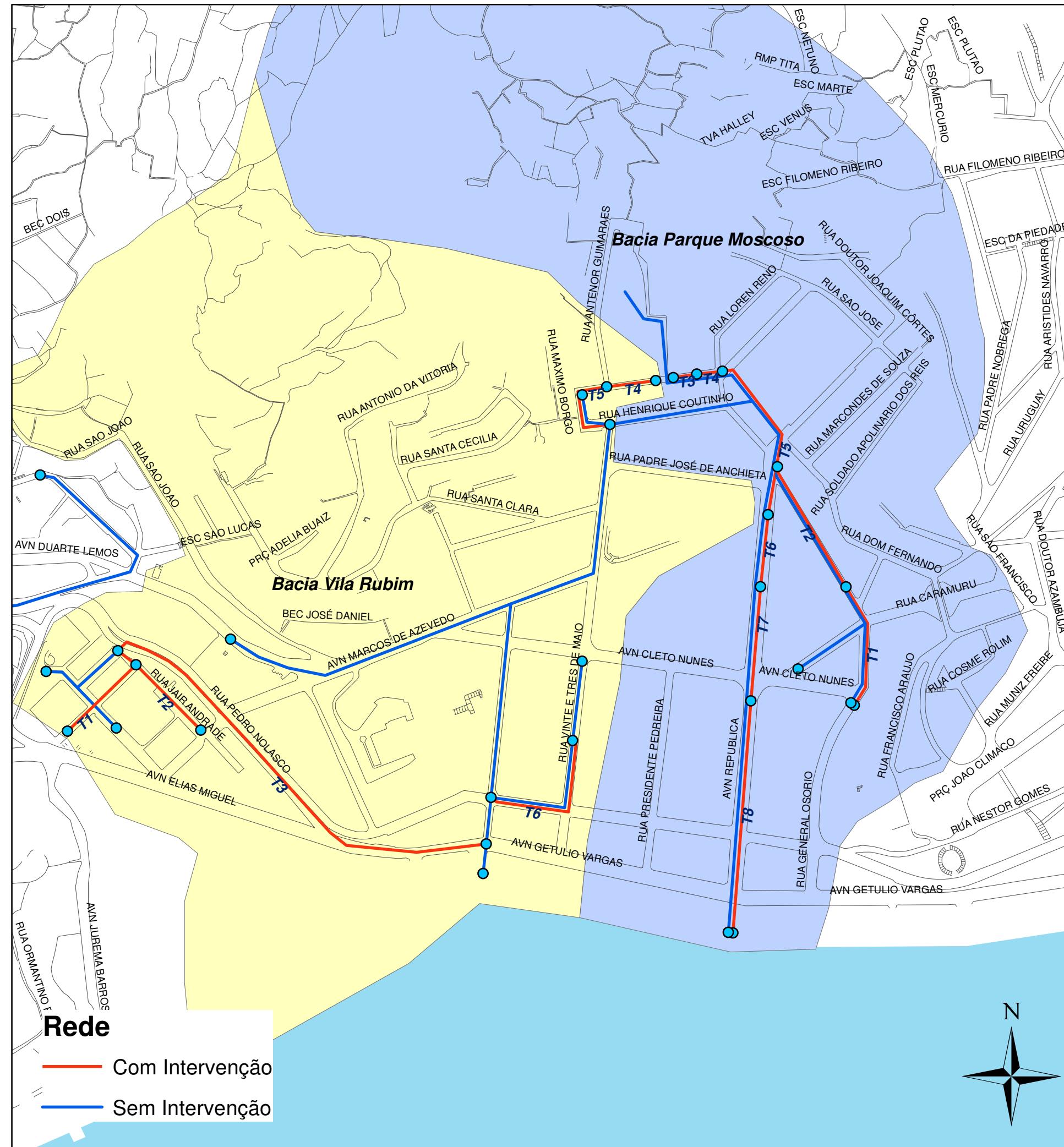


CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Vila Rubim e Parque Moscoso



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
<b>BACIA VILA RUBIM</b>			
1	Substituição	Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0020 m/m
2		Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0040 m/m
3		Ø 0,60 i variável	Gal 2,00 x 2,00 i 0,0006 m/m
4		Ø 0,60 i variável	Ø 1,00 i 0,0015 m/m
5	Complementação	Ø 0,80 i variável	Ø 0,80 i 0,0066 m/m
6		Gal 0,60 x 0,80 i variável	Ø 0,60 i 0,0051 m/m
<b>BACIA PARQUE MOSCOSO</b>			
1	Complementação	Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,00 i variável
2		Ø 0,60 i variável	Ø 0,80 i variável
3		Gal 0,60 x H variável i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0058 m/m
4		Gal 0,90 x 0,81 i variável	Gal 2,00 x 1,50 i 0,0040 m/m
5		Gal variável i variável	Gal 2,00 x 1,50 i variável
6		Gal 1,50 x 1,50 i variável	Gal 2,50 x 1,50 i variável
7		Gal 1,50 x H variável i variável	Gal 2,50 x 1,50 i variável
8		Gal 1,50 x 1,60 i variável	Gal 3,00 x 2,00 i 0,0011 m/m

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

### BACIAS VILA RUBIM E PARQUE MOSCOSO

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Alto Caratoíra (Bacia 39)

### Diagnóstico

Inicialmente a Bacia Alto Caratoíra foi dividida em três sub-bacias: São Simão, Dário Lourenço e Antônio Ferreira. Pelo método racional foram determinadas as vazões de pico para as três sub-bacias e para os períodos de retorno de 10 e 25 anos.

Quanto à Sub-bacia São Simão, o trecho T1, localiza-se no início da rede e recebe pequenas contribuições, compatíveis com sua atual capacidade. Já no trecho T2, a maior capacidade atinge 1,58 m<sup>3</sup>/s, não suportando a vazão de pico de 25 anos (5,70 m<sup>3</sup>/s).

No caso da Sub-bacia Dário Lourenço, que possui diversos trechos em alicve, efetuou-se o cálculo do remanso por meio do *Standard Step Method*. No gráfico obtido, observa-se que a linha d'água ultrapassa em muito o teto da galeria, ou seja, a capacidade de escoamento da rede é inferior à vazão de pico para o período de retorno de 10 anos (7,28 m<sup>3</sup>/s). Após sucessivos testes, constatou-se que a vazão máxima transportada pela galeria com a qual se garante uma borda livre mínima de 20% da altura, é de 1,60 m<sup>3</sup>/s. Tal vazão corresponde a um tempo de retorno menor que 2 anos.

A Sub-bacia Antônio Ferreira não foi avaliada quanto a sua capacidade, devido à ausência de dados do cadastro topográfico da rede, que se encontrava em construção. Para o cálculo das vazões de pico desta bacia, apresentadas anteriormente, foram utilizados dados do projeto técnico de drenagem do bairro Caratoíra, desenvolvido pela Aquaconsult Consultoria e Projetos de Engenharia.

### Prognóstico

Conforme o diagnóstico elaborado para a bacia, foram propostas modificações no sistema de drenagem das sub-bacias Dário Lourenço e São Simão, conforme apresentado a seguir.

#### Sub-Bacia Dário Lourenço

A galeria existente nesta sub-bacia apresenta capacidade de 1,60 m<sup>3</sup>/s, como foi demonstrado no diagnóstico. Desta forma, propõe-se a construção de uma galeria auxiliar que suporte à vazão excedente à capacidade atual:

$$Q_{\text{excedente}} = Q_p \text{ 25 anos} - \text{Capacidade atual}$$

$$Q_{\text{excedente}} = 9,56 - 1,6 = 7,96 \text{ m}^3/\text{s}$$



Tabela 3.8 – Características dos trechos propostos

Trecho	Dimensões (m)	Cap. Antes das intervenções (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p</sub> 25 anos (m <sup>3</sup> /s)
T1	3,50 x 2,50		7,96
T2	3,50 x 2,00		7,96
T3	3,00 x 2,00	1,60	7,78
T4	2,50 x 2,00		7,77

### Sub-Bacia São Simão

Para esta sub-bacia foram propostas intervenções de substituição das galerias existentes. Os trechos para os quais foram propostas modificações são representados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Características dos trechos propostos

Trecho	Dimensões (m)	Q <sub>p</sub> 25 anos (m <sup>3</sup> /s)
T5	3,00 x 1,00	5,70
T6	2,50 x 1,00	4,59
T7	2,00 x 1,00	3,98
T8	1,50 x 1,00	2,78

## Bacia Antônio Pinto de Aguiar (Bacia 40)

### Diagnóstico

Realizou-se uma simulação hidráulica da galeria com a vazão de pico por trecho e a influência da maré, onde foi observado que a linha d'água ultrapassa em muito o teto da galeria, ou seja, a capacidade da rede é inferior à vazão para o período de retorno de 10 anos. Após sucessivos testes, constatou-se que capacidade máxima da galeria com a qual se garante uma borda livre mínima de 20% da altura, é de 1,10 m<sup>3</sup>/s. Tal capacidade corresponde a um período de retorno menor que 2 anos.

### Prognóstico

Visando a melhoria da condutividade hidráulica da rede, optou-se pela substituição da galeria existente. Adotou-se no dimensionamento tempo de retorno de 10 anos, já que a rede localiza-se em ruas de fluxo reduzido.

O curso da nova galeria deve seguir o mesmo curso da galeria atual. Com a nova concepção, a capacidade da galeria atinge o valor mínimo de 2,07 m<sup>3</sup>/s.

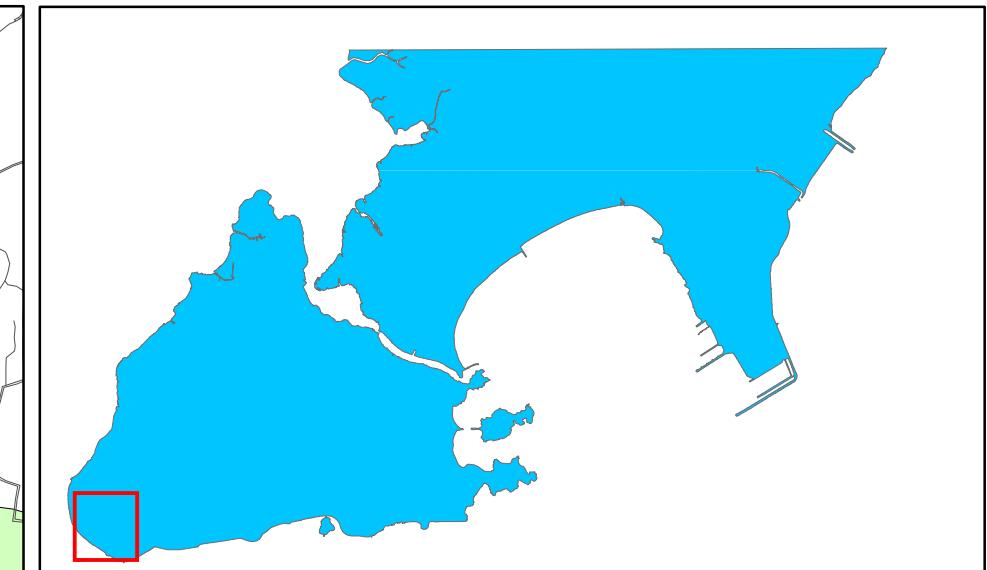
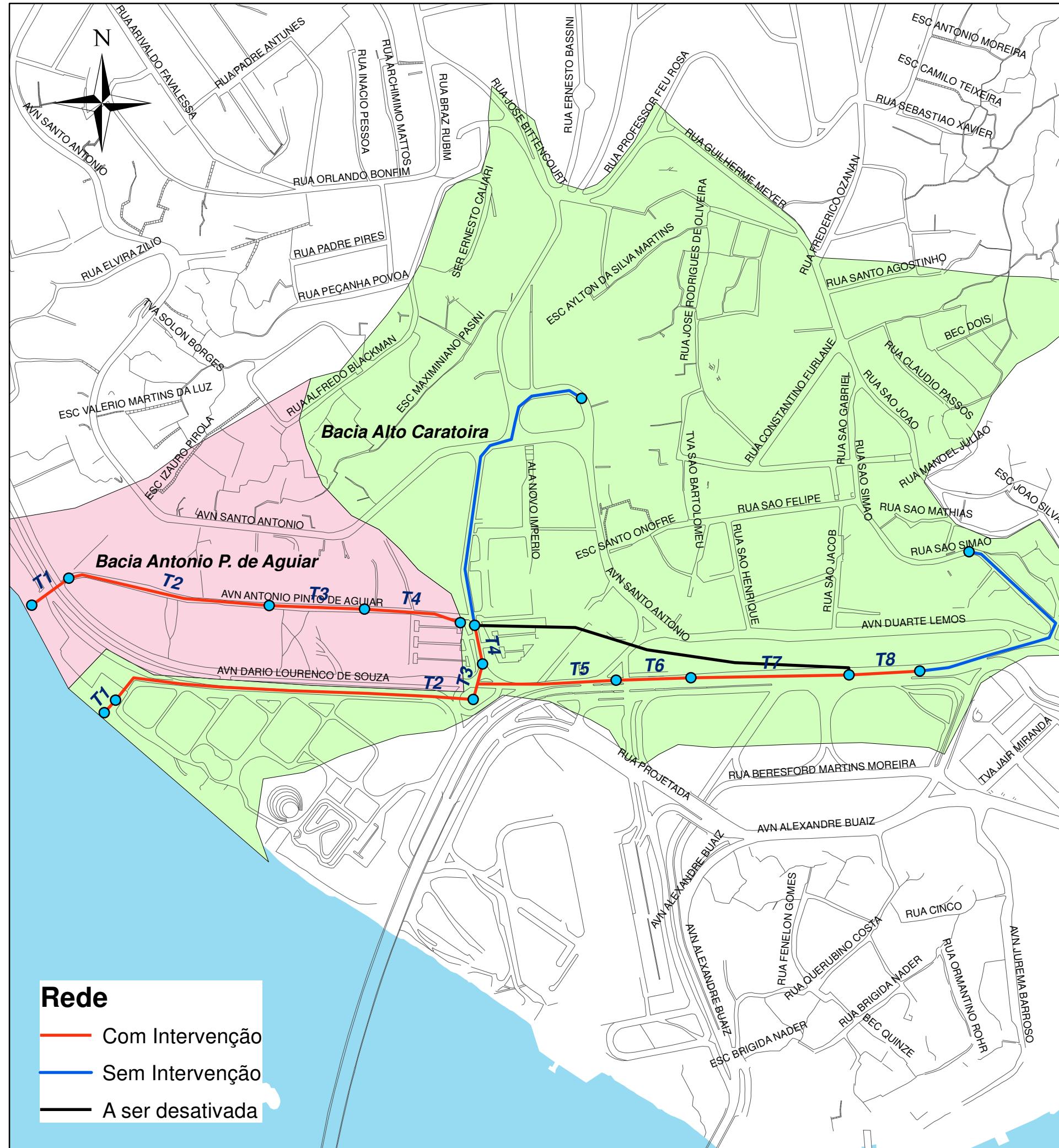


CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Antonio P. Aguiar e Alto Caratoíra



## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

BACIAS ANTÔNIO P. DE AGUIAR  
E ALTO CARATOÍRA

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



### Bacias de Santo Antônio (Bacias 43, 46, 47, 49 e 51)

No Bairro Santo Antônio foram estudadas 5 bacias de drenagem: José Ramos Filho, Horácio dos Santos, José Veloso, Manoel S. Mello e Travessa Santuário. Foram identificadas quatro áreas alagáveis nessas bacias, sendo que as soluções para cada área estão demonstradas a seguir:

**1 - Área inundável nº 01:** Rodovia Serafim Derenzi, entre a Rua Soldado Manoel Furtado e a Travessa João Oliveira.

Solução: instalação de tubo de concreto Ø 1,00 m com lançamento na galeria existente da Rua Soldado Manoel Furtado.

**2 - Área inundável nº 02:** Rodovia Serafim Derenzi, entre as ruas Aleacyr Porto e Ernesto Bassini.

Solução: Instalação de tubo de concreto Ø 0,80 m, com lançamento na galeria existente na Rua Ernesto Bassini.

Observação: é necessário o reservatório a montante do lançamento descrito acima para compatibilizar a capacidade da galeria da Rua Ernesto Bassini com as vazões de 25 anos de período de retorno.

**3 - Área inundável nº 03:** Toda a extensão da Travessa Lindolfo, desde o início na Rodovia Serafim Derenzi até o lançamento no mar.

Solução: Instalação de galeria retangular de 0,80 m de base e altura variável com lançamento no mar.

**4 - Área inundável nº 04:** Rua José Ramos Costa Filho, início na esquina com a Rua Aderbal Athaíde Guimarães até o mar.

Solução: 2 alternativas.

4.1 - Alternativa 1: Desapropriação de 52 residências de população de baixa renda, instalação de praça aterrada e galeria de retangular 1,00 x 1,00 m

4.2 - Alternativa 2: Instalação de EBAP com capacidade de 0,82 m<sup>3</sup>/s no ponto baixo mais galeria circular de 0,80 m e retangular de 1,00 x 1,00 m



CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Santo Antônio OP1

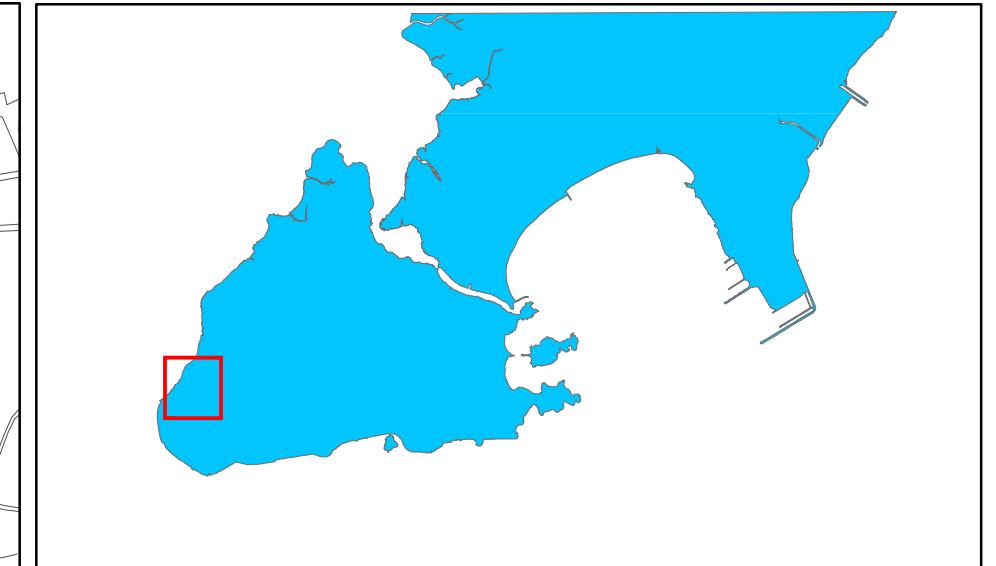
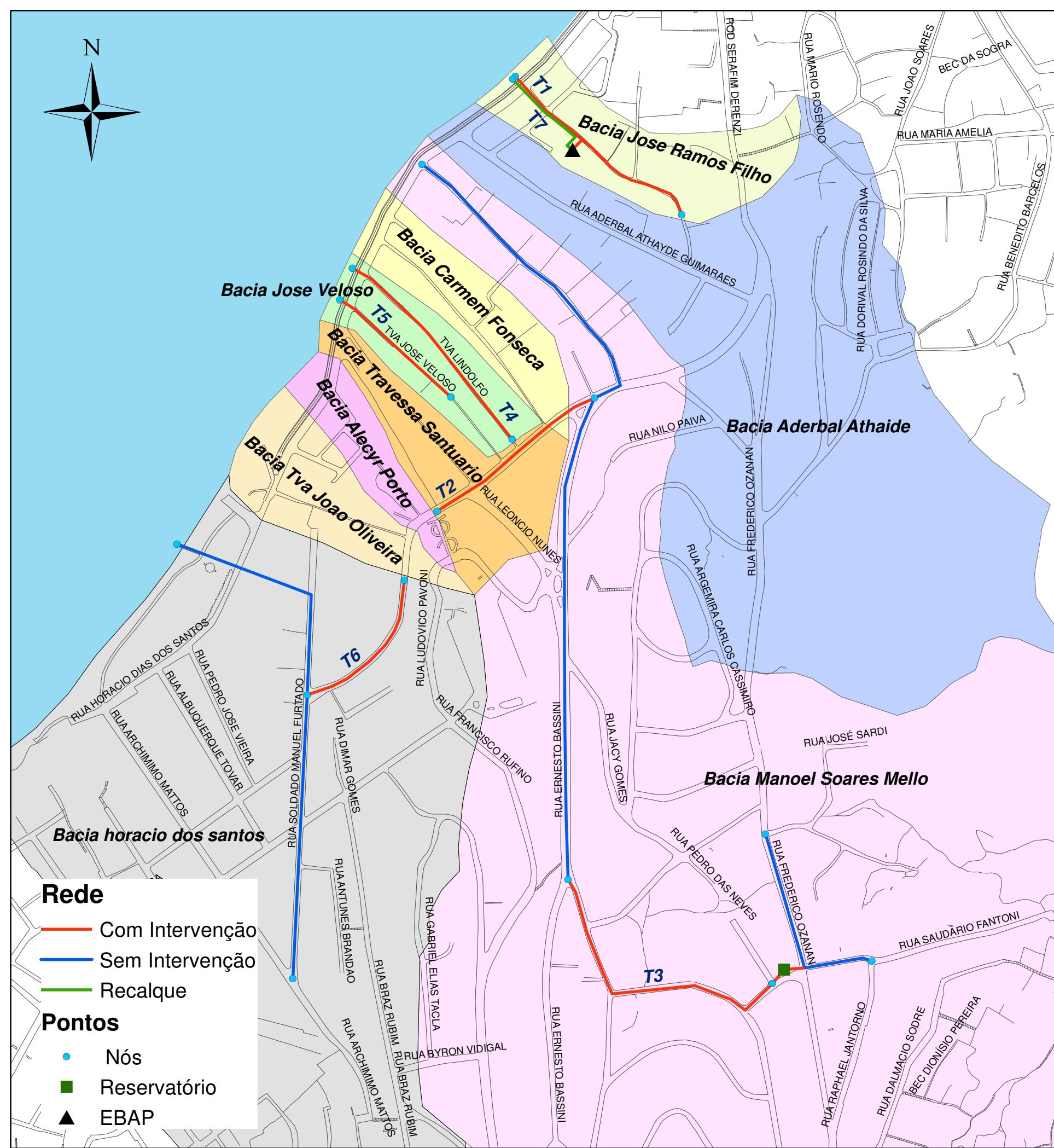


CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Santo Antônio OP2



BACIAS SANTO ANTÔNIO			
TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
1	Substituição	Gal 0,77 x 0,43 i variável	Gal 1,00 x 1,00 i 0,0025 m/m
2	Execução	-	Ø 0,80 i 0,0020 m/m
3	Substituição	Ø 1,00* i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0020 m/m
4	Execução	-	Gal 0,80 x H variável i 0,0020 m/m
5	Substituição	Gal 0,80 x 0,50 i variável	Gal 0,60 x H variável i 0,0020 m/m
6	Execução	-	Ø 1,00 i 0,0025 m/m
7		-	Ø 0,90

\* Seção dupla

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIAS DE SANTO ANTÔNIO OPÇÃO 2

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacias da Rua da Galeria e 8 de Junho (Bacias 55 e 56)

### Diagnóstico

O diagnóstico hidráulico hidrológico das bacias da Rua da Galeria e 8 de junho indicou que as galerias do sistema de drenagem principal das duas bacias têm capacidade aproximadamente compatível para 10 anos de período de retorno. Além disso, existem problemas de pavimentação, de manutenção e limpeza da micro-drenagem na Rua do Canal, de terrenos implantados abaixo do nível da maré e que existe grande influência do nível d'água das galerias principais nas galerias da Rua do Canal.

### Prognóstico

Foram estudadas duas opções para solucionar os problemas das bacias em questão:

- ? Solução 1: Sem a implantação da estação de bombeamento de águas pluviais
- ? Solução 2: Com a implantação da estação de bombeamento de águas pluviais

A solução 1 tem por princípio ampliar a capacidade do sistema de drenagem para o tempo de retorno de 25 anos através de galerias que desviam o fluxo d'água diretamente para o mar, mantendo nas galerias existentes somente as vazões que as mesmas são capazes de conduzir.

Além disso, foram tomadas medidas localizadas na Rua do Canal onde o sistema de drenagem teve que ser readequado em função das cotas baixas de implantação da rua.

Nessa solução todo o sistema funciona por gravidade, mas existem terrenos implantados abaixo do nível da maré que não poderiam funcionar por gravidade (terrenos da Rua Itabira). Por isso, propôs-se a reurbanização dessa área.

A solução 2 tem por princípio não fazer intervenções nas residências implantadas e, por isso, é necessária a implantação de um dique para isolamento da maré com 1.322 metros de comprimento, a construção de uma estação de bombeamento dotada de comportas com capacidade de 24,3 m<sup>3</sup>/s e a construção de galerias para a interligação das galerias das ruas 8 de Junho e da Galeria até a estação.

Além disso, na solução 2 são necessárias as mesmas intervenções da solução 1 para a ampliação da capacidade do sistema de drenagem para o tempo de retorno de 25 anos.



CONSORCIO

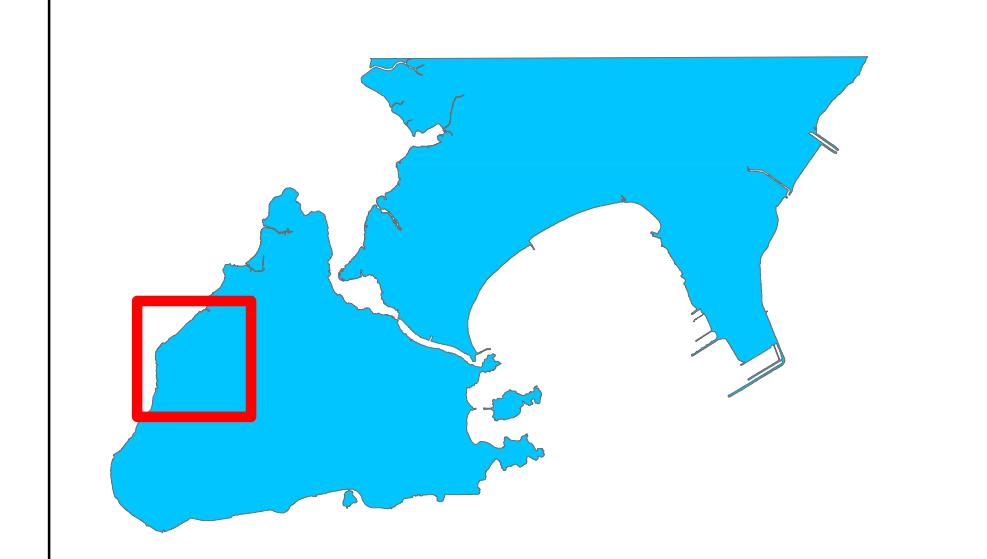
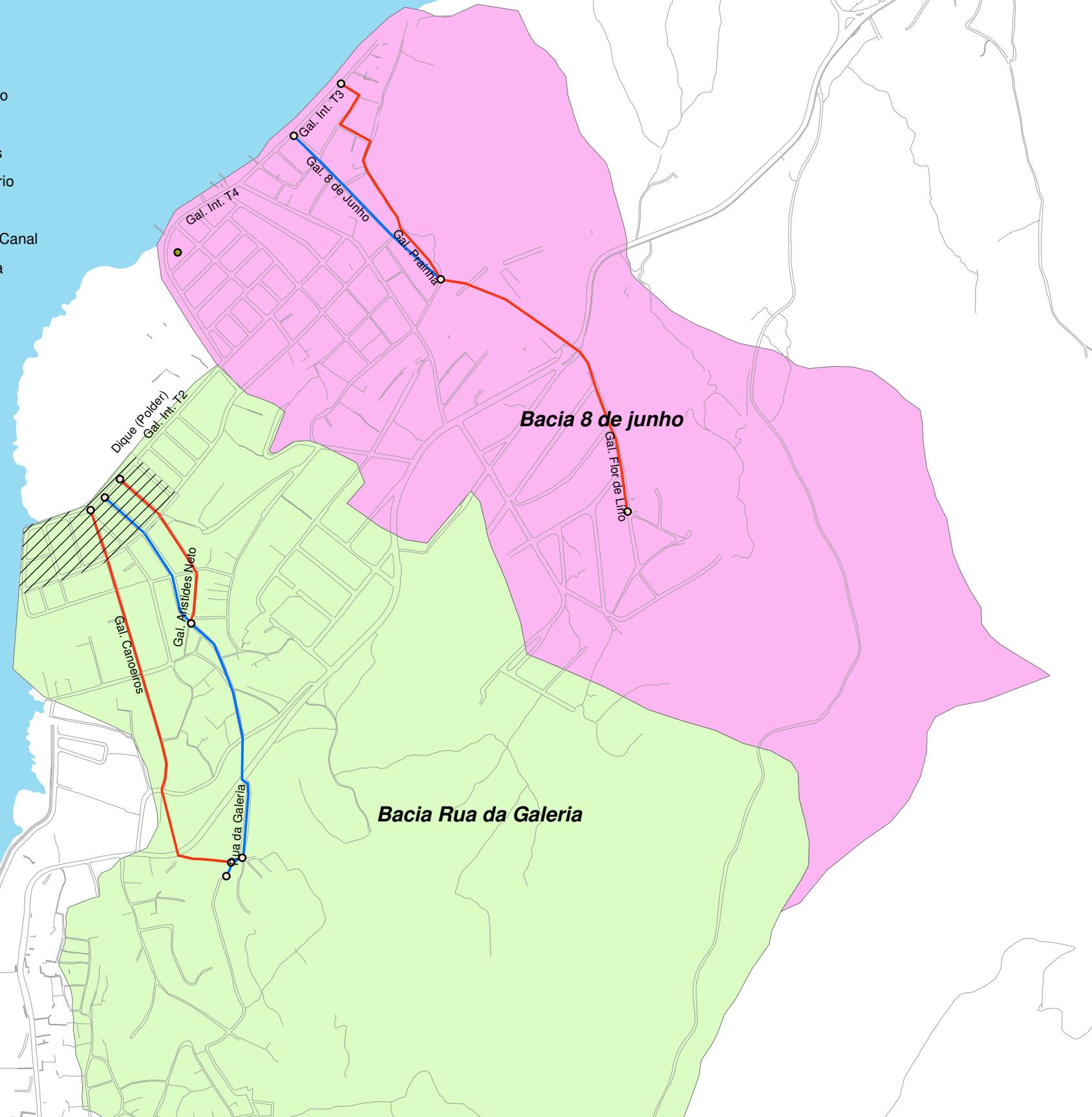
**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

## Desenho Inhanguetá 1

**Legenda**

- Gal. 8 de Junho
- Gal. A. Neto
- Gal. Canoeiros
- Gal. Flor de Lírio
- Gal. Prainha
- Read. Rua do Canal
- Rua da Galeria



INTERVENÇÕES					
Galeria	b (m)	h (m)	i (m/m)	L (m)	Q (m³/s)
Rua da Prainha	3,00	1,50	0,0010	425,00	4,1
Flor de Lírio	3,00	1,00	Var.	228,00	7,0
	2,00	1,00	Var.	476,00	7,0
Aristides Neto	1,50	1,00	Var.	147,00	7,0
	2,00	2,00	0,0015	298,00	4,3
Canoeiros	2,00	1,50	0,0010	740,00	2,7

Reurbanização da área abaixo da maré

**PLANO DIRETOR DE  
DRENAGEM URBANA  
BACIAS 8 DE JUNHO E DA RUA  
DA GALERIA SEM A IMPLANTAÇÃO  
DA ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO**

**VITÓRIA - 2008**

**CONSÓRCIO**

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Inhanguetá 2



## Bacia Santos Reis (Bacia 58)

### Diagnóstico

A Bacia Santos Reis foi dividida em duas sub-bacias: Rua dos Navegantes e Serafim Derenzi. As vazões de pico da rede foram avaliadas quanto à situação futura, utilizando-se um coeficiente de escoamento superficial (C) majorado de 0,61 (atual) para 0,66 (futuro), representando o possível incremento de urbanização na área da bacia.

As capacidades de escoamento da rede foram calculadas com base no cadastro realizado para a bacia e nos critérios e parâmetros estabelecidos no Relatório R 1.1, e confrontadas com a vazão de pico de 10 anos para a condição futura.

Na rede localizada na sub-bacia Rua dos Navegantes, excetuando-se os trechos com declividade negativa, a maior capacidade atinge 2,72 m<sup>3</sup>/s. Dessa forma, nenhum dos trechos suporta a vazão de pico futura de 10 anos (3,49 m<sup>3</sup>/s).

Quanto à sub-bacia Serafim Derenzi, todos os trechos apresentam capacidade compatível com a vazão de pico para 10 anos de período de retorno (1,41m<sup>3</sup>/s), não necessitando de intervenções.

### Prognóstico

Com base no diagnóstico, estudou-se como alternativa para a solução do sistema de drenagem a alteração da seção transversal da rede, a partir da substituição dos tubos de concreto por galerias celulares e a mudança de declividades dos trechos. As intervenções serão aplicadas apenas à sub-bacia Rua dos Navegantes, já que a Sub-bacia Serafim Derenzi não apresenta trechos sub-dimensionados.

Adotou-se no dimensionamento o período de retorno de 10 anos, já que a rede localiza-se em ruas de fluxo reduzido. O curso da galeria proposta deverá manter o traçado atual da rede, seguindo sempre o curso da rua.

Tabela 3.10 – Capacidade após intervenções x Vazão de pico (m<sup>3</sup>/s)

Trecho	Capacidade antes das intervenções	$Q_p$ 10 anos
T1	2,35	3,23
T2	0,51	3,05
T3	1,08	2,25
T4	0,45	1,51



## Bacia Natalino de Freitas Neves (Bacia 59)

### Diagnóstico

As capacidades de escoamento dos trechos foram calculadas com base no cadastro realizado para a bacia e nos critérios e parâmetros estabelecidos no Relatório R 1.1. Os trechos T1 e T2 apresentaram capacidades de 0,69 e 0,32 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Os demais trechos possuem declividades negativas. A vazão de pico na saída da bacia é de 1,24 m<sup>3</sup>/s.

Dessa forma, constatou-se que a rede existente não suporta as vazões de pico. Além disso, a cota de topo na saída da tubulação é inferior à cota do nível da maré de 10 % da curva de permanência, implicando no funcionamento da rede sob pressão.

### Prognóstico

Indicou-se como alternativa para a solução do sistema de drenagem a alteração da seção transversal da rede, a partir da substituição dos tubos de concreto por galerias, e a mudança de declividades dos trechos, a fim de elevar a cota de lançamento. Assim, em todos os trechos a tubulação de concreto de diâmetro igual a 0,60 deverá ser substituída por outra de diâmetro igual a 1,20 m. Sugere-se declividade de 0,0018 m/m, a partir da cota de fundo original de 0,013 m a montante do trecho T4. Com esta intervenção a capacidade da rede passa a ser de 1,17 m<sup>3</sup>/s, suportando a vazão de pico para um período de retorno de 10 anos que é de 0,94 m<sup>3</sup>/s.

## Bacia da Chácara (Bacia 60)

### Diagnóstico

Através do diagnóstico hidráulico e hidrológico constatou-se que a capacidade de escoamento da rede é inferior às vazões de pico. Além disso, a cota de topo da saída da tubulação é inferior à cota do nível da maré (10 % de permanência), fazendo com que a rede funcione sob pressão.

### Prognóstico

Com base no diagnóstico, estudou-se como alternativa para a solução do sistema de drenagem a alteração da seção transversal da rede, a partir da substituição dos tubos de concreto por galerias celulares, e a mudança de declividades dos trechos, a fim de elevar a cota de lançamento.

Tabela 3.11 – Capacidade inicial x Após intervenções ( $m^3/s$ )

Trecho	Capacidade Inicial	$Q_{p\ 25\ anos}$
T1	0,58	
T2	0,58	1,71
T3	0,29	

### Bacia Wilson Toledo (Bacia 61)

#### Diagnóstico

Para a análise hidrológica a bacia Wilson Toledo foi dividida em sete sub-bacias. Das sete sub-bacias delimitadas somente quatro (SB1, SB2, SB3 e SB5) contribuem efetivamente para a galeria principal na Rua Wilson Toledo, as outras três (SB4, SB6 e SB7) possuem lançamento diretamente no mar.

As vazões foram calculadas para a precipitação com duração de 30 minutos e para os períodos de retorno de 10 e 25 anos

De posse das vazões foi feito o cálculo de capacidade da galeria principal da bacia. Utilizou-se o *Standard Step Method* para a simulação da galeria com a vazão de pico máxima na bacia ( $12\ m^3/s$ ). Foi observado na simulação que a galeria tem capacidade para transportar a vazão de pico para o período de retorno de 25 anos.

Sendo assim, os problemas de alagamento na bacia não ocorrem por falta de capacidade da galeria principal da Rua Wilson Toledo.

Segundo a pesquisa de opinião pública as áreas inundáveis da bacia Wilson Toledo estão localizadas na Rua 60 e na Rua Osvaldo Barbosa da Silva. A rede coletora da Rua 60 drena a sub-bacia 4 e a rede coletora da Rua Osvaldo Barbosa da Silva é uma rede secundária (lança na galeria principal) da bacia Wilson Toledo.

A Rua 60 é formada por galerias tubulares de concreto com diâmetro de 0,60 m. Observa-se pelo cadastro que dois trechos têm declividades negativas o que restringe o transporte da vazão de pico.

A rede de drenagem da Rua Osvaldo Barbosa da Silva é formada por tubos de concreto de diâmetro de 0,60 m. Essa rede também apresenta trechos com declividades negativas e, além disso, a Rua Osvaldo Barbosa da Silva tem cotas mais baixas (cerca de 40 cm) que a Rua



Wilson Toledo. Esse fato causa o afogamento das galerias da Rua Osvaldo Barbosa, o que dificulta o escoamento das águas pluviais.

### Prognóstico

Os problemas levantados para a bacia Wilson Toledo foram as ruas 60 e Osvaldo Barbosa da Silva.

Conforme diagnosticado, o problema da Rua 60 é a falta de capacidade de escoamento das galerias existentes devido à declividades negativas. Por isso, propõe-se a substituição dos trechos por diâmetros maiores e com declividades corretas.

Pelo fato de as cotas de terreno da Rua Osvaldo Barbosa da Silva estarem abaixo das cotas da Rua Wilson Toledo fica inviável manter a rede da Rua Osvaldo Barbosa da Silva interligada à galeria principal da Rua Wilson Toledo. Sendo assim as águas precipitadas na Rua Osvaldo Barbosa da Silva devem ser desviadas para outra bacia.

Em análise ao cadastro e ao arruamento do local foi identificado que é possível modificar o caminhamento da drenagem, que atualmente lança na Rua Wilson Toledo, para a Rua Apóstolo São Paulo. Com essa modificação a Rua Osvaldo Barbosa da Silva passaria a ser parte da sub-bacia 6. No entanto, a galeria da saída da sub-bacia 6 passa por baixo das casas. Por isso, optou-se por lançar toda a nova rede a ser executada na rede na Rua Vinte e Três de Abril. Assim as sub-bacias 6, 7 e parte da sub-bacia 3 passam a ser apenas uma sub-bacia.

A partir das modificações descritas foi realizada uma nova simulação para a sub-bacia 6. A sub-bacia foi dividida em três novas sub-bacias para avaliar as principais contribuições.

A seguir foram simuladas pelo método racional as vazões para o período de retorno de 10 anos. A Tabela 3.12 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3.12 – Resultados das simulações para a SB6

Sub-Bacia	Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	Tempo de concentração (min)	C	Q <sub>p 10 anos</sub> (m <sup>3</sup> /s)
SB6.1	0,07	22,64	0,90	1,51
SB6.2	0,03	24,13	0,90	0,55
SB6.3	0,07	22,47	0,90	1,45
Total	0,17	24,13	0,90	3,43

Assim, todas as galerias foram redimensionadas para atender às novas vazões calculadas.

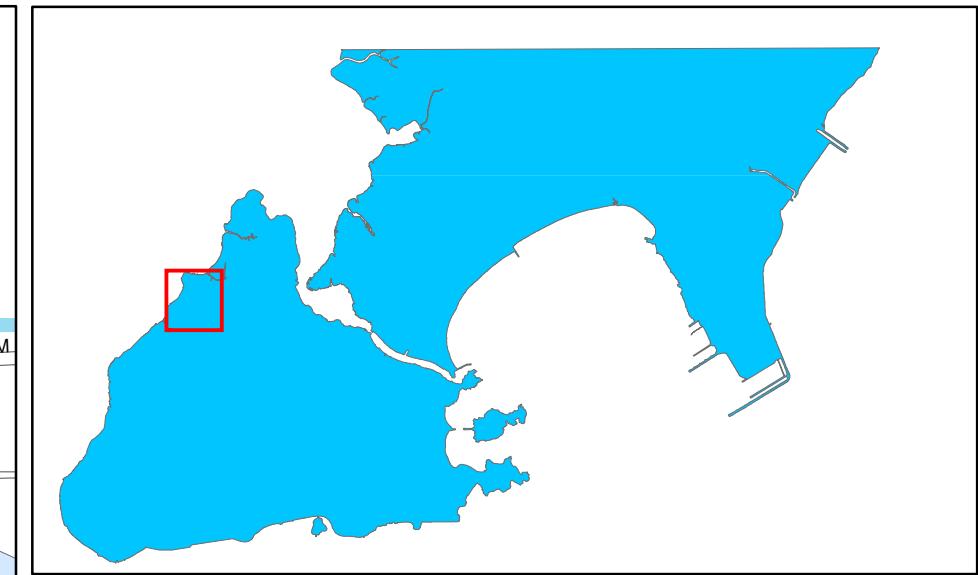


CONSÓRCIO

**Etep**

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Santos Reis, da Chácara, Natalino de Freitas e  
Wilson Toledo



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
BACIA SANTOS REIS			
1			Gal 2,50 x 1,00 i 0,0022 m/m
2			Gal 2,50 x 1,00 i 0,0020 m/m
3			Gal 2,00 x 1,00 i 0,0020 m/m
4			Gal 1,50 x 1,00 i 0,0020 m/m
BACIA NATALINO DE FREITAS			
1	Substituição	Ø 0,80 seção dupla i variável	Ø 1,20 i 0,0018 m/m
BACIA DA CHACARA			
1			Ø 0,60 i 0,0176 m/m
2			Gal 1,50 x 1,00 i 0,0025 m/m
3			Ø 0,60 i 0,0176 m/m
			Ø 1,20 i 0,0044 m/m
BACIA WILSON TOLEDO			
1	Execução	-	Gal 1,50 x 1,00 i 0,0020 m/m
2	Substituição	Ø 0,60 i variável	Ø 0,80 i 0,0037 m/m
3	Execução	-	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0020 m/m
4	Substituição	Ø 1,00 i variável	Gal 1,50 x 1,00 i 0,0018 m/m
5	Substituição	Ø 1,00 i variável	Gal 1,50 x 1,50 i 0,0032 m/m
6	Substituição	Ø 0,60 i variável	Ø 0,80 i 0,0029 m/m

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIAS SANTOS REIS, DA CHÁCARA, NATALINO DE FREITAS E WILSON TOLEDO

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia José Delazare (Bacia 77)

### Diagnóstico

A bacia José Delazare está inserida nos bairros Joana D'arc e Santa Martha. A bacia foi dividida em duas sub-bacias: sub-bacia Ozias Sarmento Rodrigues e Sub-bacia José Delazare. A sub-bacia Ozias Sarmento tem a rede principal passando pela Rua Ozias S. Rodrigues. Grande parte de sua área não possui edificações e apenas a parte próxima ao lançamento desta bacia é considerada como área inundável.

A Sub-bacia José Delazare tem grande parte de sua área considerada como inundável e a galeria principal passa pelas ruas Leopoldo Nunes Amaral e José Martins Delazare. Sua área é caracterizada por intensa ocupação por edificações.

As vazões de pico foram determinadas pelo método racional para os períodos de retorno de 10 e 25 anos.

A partir do cadastro foram determinadas as capacidades das galerias principais das sub-bacias José Delazare e Ozias Sarmento Rodrigues.

Na bacia José Delazare, verificou-se que a rede não suporta a vazão de pico do hidrograma tanto para o período de retorno de 10 anos ( $1,04 \text{ m}^3/\text{s}$ ) quanto para 25 ( $1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ ) anos. Essa rede é formada por tubulações de 0,60 e 0,80 metros de diâmetro e necessita de intervenções.

Para a galeria da sub-bacia Ozias Sarmento Rodrigues foi realizado o cálculo do remanso, por meio do *Standard Step Method*, no trecho final da galeria, abrangendo cerca de 300 metros a montante da saída para o mar. Através da simulação, observa-se que a galeria em questão possui capacidade para transportar a vazão de pico para o período de retorno de 25 anos ( $8,79 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Sendo assim, a galeria da sub-bacia Ozias Sarmento Rodrigues não necessita de intervenções.

### Prognóstico

Conforme diagnóstico realizado, a sub-bacia José Delazare possui pequena capacidade em relação às vazões de pico dos hidrogramas calculados. Portanto, o prognóstico dessa sub-bacia teve como foco a ampliação da capacidade da rede de drenagem.

Propõe-se a substituição da rede existente por uma nova rede com as características descritas na Tabela 3.13 a seguir.



Tabela 3.13 – Características da rede proposta.

Trecho	Extensão (m)	I (m/m)	Dim (m)	
			B ou Ø	h
T1	49	Var.	0,80	-
T2	254	Var.	1,20	-
T3	45	0,0098	1,00	1,00
T4	309	0,0084	1,50	1,00

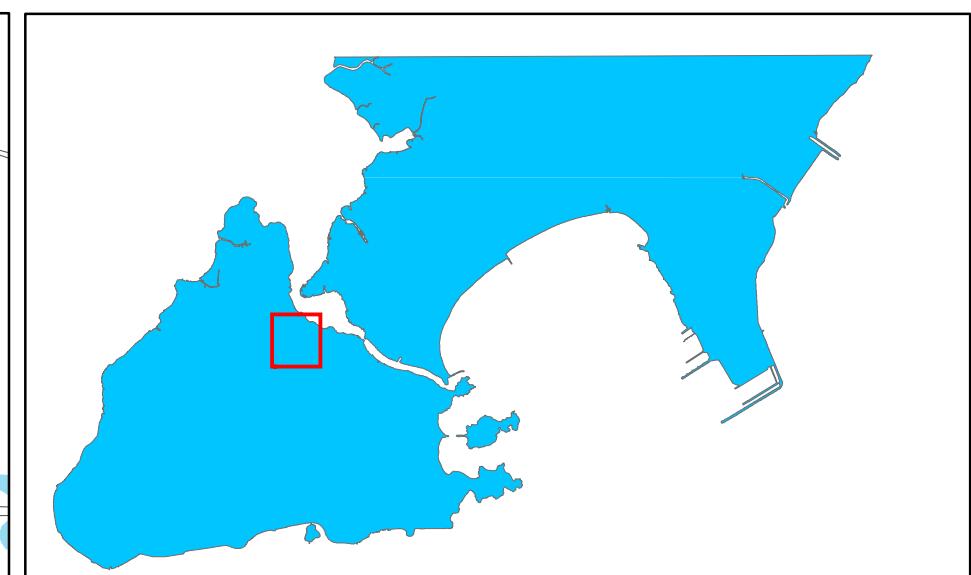
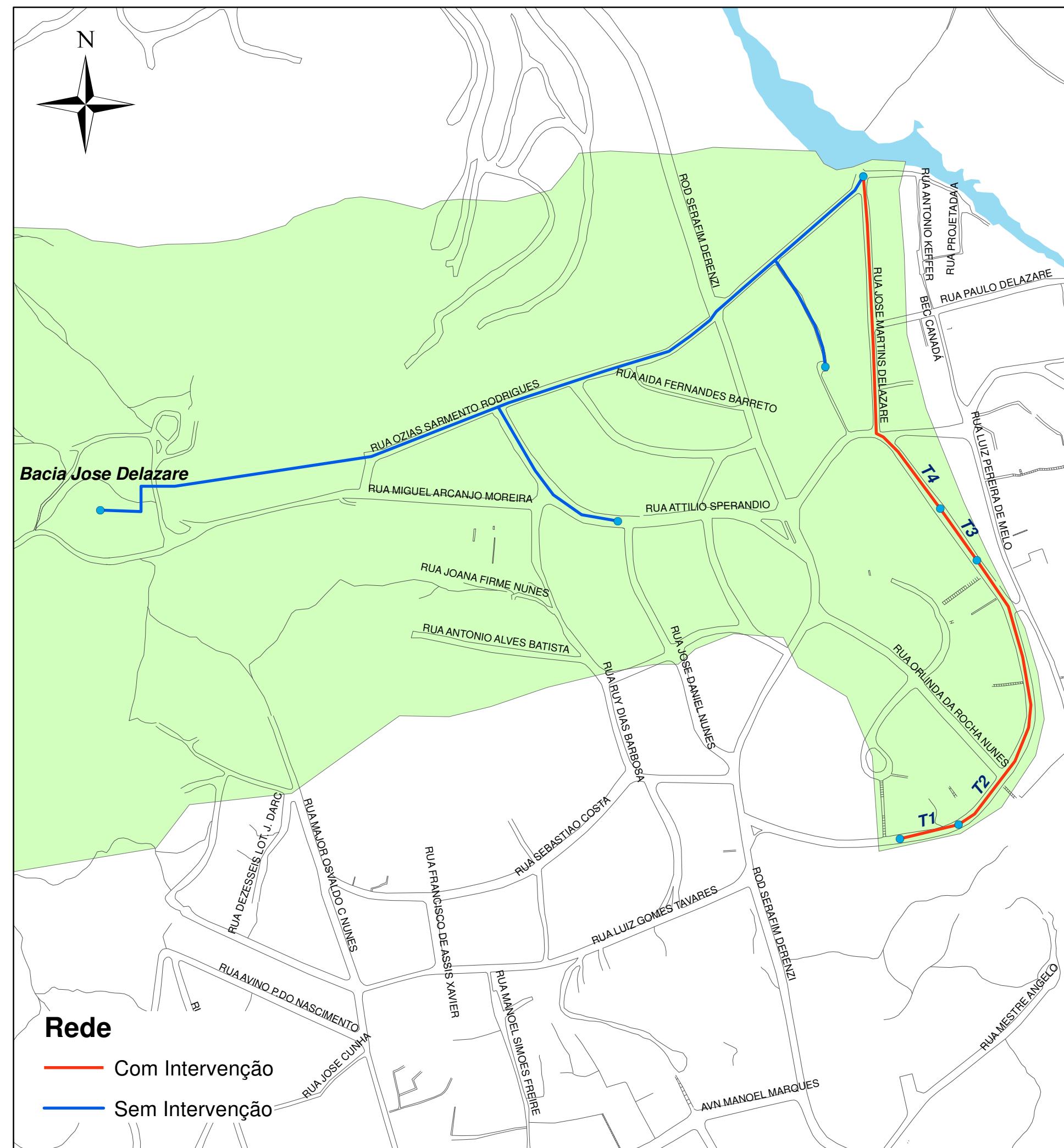


CONSÓRCIO

**Etep**

 **ENGECORPS**  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho José Delazare



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
BACIA JOSÉ DELAZARE			
1	Substituição	Ø 0,60 e Ø 0,80 i 0,0022 m/m	Ø 0,80 i 0,0076 m/m
2		Ø 0,60 i variável	Ø 1,20 i variável
3		Ø 0,60 i 0,0073 m/m	Gal 1,00 x 1,00 i 0,0098 m/m
4		Ø 0,60 i variável	Gal 1,50 x 1,00 i variável

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

### BACIA JOSÉ DELAZARE

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## Bacia Fernando Duarte Rabelo (Bacia 91)

### Diagnóstico

O estudo da bacia Fernando Duarte Rabelo foi iniciado a partir estudo do projeto executivo desenvolvido para o Bairro República. O referido projeto foi desenvolvido considerando os critérios e parâmetros do atual caderno de encargos da PMV o que difere dos critérios utilizados neste estudo. Além disso, quando do estudo desta bacia pelo PDDU o projeto já se encontrava finalizado e a obra em processo de captação de recursos, por isso, foi considerado como um cadastro para a análise.

Além do projeto executivo desenvolvido para o Bairro República existe ainda o projeto desenvolvido pela Infraero que lança as águas pluviais provenientes de parte da área do Aeroporto na bacia em estudo. No entanto, esse projeto está em revisão e, segundo orientações da PMV, esta área deve ser eliminada da análise da bacia, pois a Infraero seria obrigada a fazer uma nova galeria na Avenida Fernando Duarte Rabelo para transportar toda a vazão proveniente do aeroporto até o mangue (exultório da bacia).

Foram simuladas as vazões para a precipitação de 60 minutos de duração e períodos de retorno de 10 e 25 anos.

Através do *Standard Step Method* foi realizada a simulação hidráulica da galeria da Avenida Fernando Duarte Rabelo com a influência da maré. As vazões de capacidade variaram de 6,5 a 7,1 m<sup>3</sup>/s. Observa-se que as vazões de capacidade da galeria são muito inferiores às vazões de pico dos hidrogramas tanto para o período de retorno de 10 anos (17,8 a 18,4 m<sup>3</sup>/s) quanto para 25 anos (23,5 a 24,3 m<sup>3</sup>/s).

As galerias da Avenida Adalberto Simão Nader foram projetadas (Projeto executivo PMV) para transportar a vazão de 4,0 m<sup>3</sup>/s, no entanto, considerando os critérios e parâmetros de PDDU, a vazão máxima transportada pela galeria é de 3,8 m<sup>3</sup>/s.

Observa-se que as vazões calculadas pelo projeto executivo para as bacias do Bairro República são muito inferiores às vazões calculadas neste estudo. Por isso, as galerias projetadas estão com as capacidades bastante inferiores às necessárias para o tempo de retorno de 25 anos.

De uma maneira geral observa-se que todas as galerias da bacia estudada estão com capacidades inferiores às vazões de pico para os períodos de retorno de 10 e 25 anos. Logo



fica constatado que o principal problema da bacia é a baixa capacidade do sistema de drenagem existente.

### Prognóstico

Tendo em vista que as vazões de pico dos hidrogramas calculados são superiores às vazões de capacidade das galerias existentes foram estudadas duas alternativas para a bacia:

- ? **Alternativa 1:** ampliação da capacidade da galeria da Avenida Adalberto Simão Nader para transportar a vazão do Bairro República para um reservatório com função de amortecer o pico do hidrograma até os valores compatíveis com as capacidades das galerias de jusante;
- ? **Alternativa 2:** implantar as mesmas intervenções da alternativa 1 combinadas com a ampliação da capacidade da galeria da Avenida Fernando Duarte Rabelo para diminuir o volume do reservatório de detenção.

Observa-se que em ambas alternativas é necessário transportar toda a vazão do Bairro República para a Avenida Adalberto Simão Nader, o que não é possível com as galerias do projeto executivo desenvolvido para o bairro. Por isso, recomenda-se que após a ampliação da capacidade da Adalberto Simão Nader e a implantação do reservatório do Aeroporto seja feita a ampliação da capacidade das galerias projetadas para o Bairro República.

O modelo hidrológico simulado para as alternativas 1 e 2 foi o mesmo, sendo que a vazão desviada para o reservatório na alternativa 2 é menor que a vazão desviada na alternativa 1. Isso se deve à ampliação da capacidade do trecho final na alternativa 2.

Tendo em vista a pequena diferença entre as vazões para os coeficientes atual e futuro, todas as intervenções foram calculadas considerando o cenário futuro da ocupação do solo.



CONSELHO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

Desenho Fernando D. Rabelo



## Bacia Aeroporto 1 (Bacia 96)

### Diagnóstico

A bacia do aeroporto 1 apresenta projetos executivos desenvolvidos para toda sua área. O projeto desenvolvido pela Infraero foi elaborado com critérios e parâmetros diferentes dos adotados pela PMV e estão em fase de execução da obra. No entanto, o projeto lança toda a vazão proveniente da bacia diretamente para o mangue, não interferindo na área urbana do município. Para a parte urbana da bacia (Bairro Jardim Camburi) a PMV desenvolveu um projeto executivo que modifica toda a drenagem do bairro.

Na sub-bacia do Aeroporto considerou-se uma área impermeável de 0,69 km<sup>2</sup> obtida através dos projetos de implantação da Infraero.

Foram simuladas as vazões para as precipitações de 120 e 180 minutos de duração, períodos de retorno de 10 e 25 anos e coeficiente atual e futuro. Como o coeficiente atual e o coeficiente futuro são muito próximos os resultados obtidos foram os mesmos. Os resultados obtidos estão demonstrados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Vazões dos elementos da bacia Aeroporto 1

Elemento hidrológico	Atual e Futuro			
	100 min	100 min	180 min	180 min
	$Q_p$ 10 anos	$Q_p$ 25 anos	$Q_p$ 10 anos	$Q_p$ 25 anos
SB Jardim Camburi	4,7	6,1	5,7	7,7
SB Aeroporto	7,1	9,2	8,3	10,5
Saída da bacia	11,1	14,1	13,1	16,8

Obs.: vazões em m<sup>3</sup>/s

Observa-se que as vazões obtidas pelo projeto de Jardim Camburi (5,6 m<sup>3</sup>/s) para o tempo de retorno de 10 anos são superiores às vazões obtidas no atual estudo. As vazões obtidas pelo projeto para o tempo de retorno de 10 anos correspondem às vazões obtidas para o tempo de 25 anos neste estudo. Tal fato ocorreu, principalmente, devido à metodologia de cálculo do tempo de concentração.

Como as vazões obtidas no projeto estão compatíveis com as vazões calculadas neste estudo, não serão necessárias intervenções nesta sub-bacia.



## Bacia Jardim Camburi (Bacia 97)

### Diagnóstico

A bacia Jardim Camburi sofreu algumas modificações, de acordo com o projeto executivo da PMV apresentado para o bairro.

A principal modificação foi a retirada dos lançamentos existentes na praia de Camburi e a construção de um coletor para captar as águas desses lançamentos na Avenida Dante Michelini, tendo seu lançamento único na Avenida Dante Michelini próxima a esquina com a Avenida Munir Hilal.

A bacia Jardim Camburi foi dividida em quatro sub-bacias: José Celso Cláudio, Carlos Martins, Fortunato Gagno e Paschoal del Maestro.

Foram simuladas as vazões para o período de retorno de 25 anos e precipitação de 60 minutos de duração.

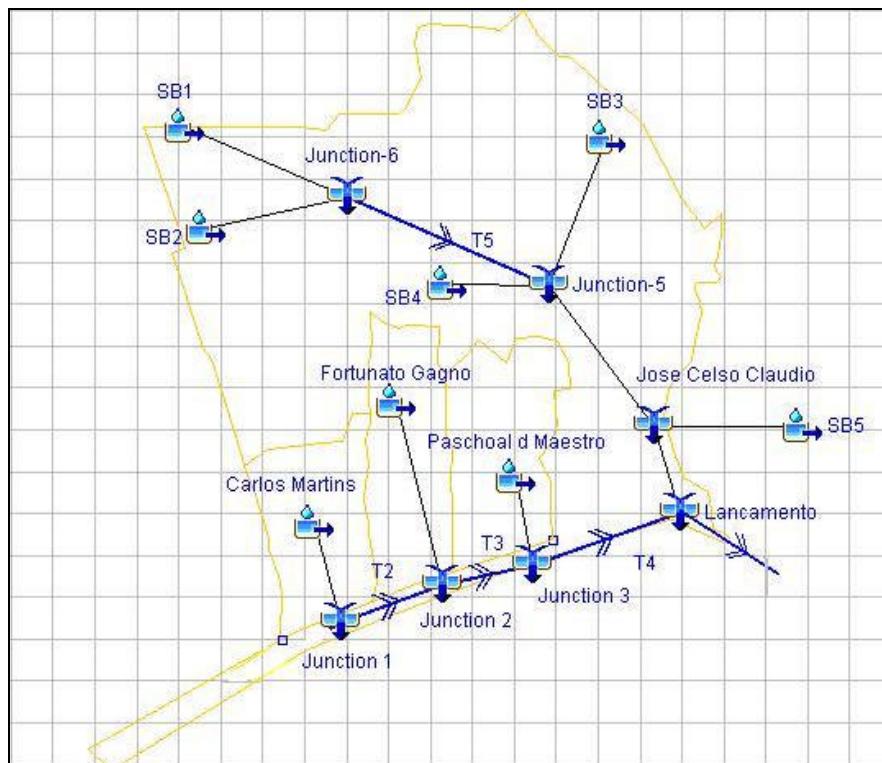


Figura 3.4 – Modelo Hidrológico da bacia Jardim Camburi



Tabela 3.15 – Vazões da bacia Jardim Camburi

Elemento Hidrológico	Capacidade (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>pico 25 anos</sub> (m <sup>3</sup> /s)
T2	1,2	1,9
T3	3,0	3,9
T4	4,0	6,0
Galeria José Celso Cláudio	2,0	15,7
Lançamento	11,0	21,6

Foi realizada a simulação hidráulica da galeria com a influência da maré onde se concluiu que o coletor projetado, localizado na Avenida Dante Michelini, não tem capacidade suficiente para transportar toda a vazão de pico da bacia Jardim Camburi.

Além disso, verificou-se que a capacidade da galeria José Celso Cláudio (2,0 m<sup>3</sup>/s) é bem inferior à vazão de pico calculada (15,7 m<sup>3</sup>/s), sendo necessárias modificações para tornar o sistema compatível.

### Prognóstico

Como o projeto desenvolvido para o bairro Jardim Camburi utilizou critérios e parâmetros diferentes dos adotados neste estudo, o coletor projetado da Avenida Dante Michelini não suporta as vazões de pico da bacia para o período de retorno considerado (25 anos). Por isso, deverão ser realizadas intervenções neste local.

Para compatibilizar as vazões na galeria da Avenida José Celso Cláudio será necessária a execução de dois desvios, já que a vazão de pico é muito superior a capacidade da galeria e a rua onde a rede está localizada é de tráfego intenso e de difícil ampliação.

A galeria José Celso Cláudio recebe as contribuições das SB1, SB2, SB3, SB4 e SB5, somando uma vazão de pico igual a 15,7 m<sup>3</sup>/s. Para diminuir as contribuições nessa rede, que possui capacidade igual a 2,0 m<sup>3</sup>/s, foram estudados dois desvios:

O primeiro desviará as vazões da galeria da Rua Italina Pereira Mota a partir do encontro com a Rua Wellington de Freitas (SB1 e SB2, Q=8,6 m<sup>3</sup>/s) para uma galeria na Rua Pedro Busatto e ligará no coletor da Avenida Dante Michelini.

O segundo desvio seria executado na esquina da Avenida José Celso Cláudio com a Rua Odineir de Freitas Castro. A vazão total desviada corresponde à vazão da SB4 (Q=6,9 m<sup>3</sup>/s).

Essa vazão será transportada por uma galeria na Rua Odineir de Freitas Castro e Rua José de Anchieta Fontana até a galeria da Avenida Dante Michelini.



Com estes desvios a contribuição que chegará à galeria José Celso Cláudio será apenas a SB3, que gera uma vazão de pico de 1,5 m<sup>3</sup>/s. Como a capacidade da galeria é superior a essa vazão, não serão necessárias modificações nesta rede.

Com estas modificações, a vazão de pico na saída da bacia Jardim Camburi será igual a 20,2 m<sup>3</sup>/s.

Tabela 3.16 - Intervenções propostas para a Bacia Jardim Camburi

Trecho	Localização	Seção (m)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Declividade (m/m)	Comprimento (m)
T1	Av. Dante Michelini	4,50 x 1,50	9,2	0,0017	180
T2	Av. Dante Michelini	3,00 x 1,50	5,0	0,0018	153
T3	Av. Dante Michelini	2,50 x 1,50	2,0	0,0008	127
T4	Av. Dante Michelini	1,50 x 1,00	0,9	0,0010	246
T5	Av. Dante Michelini	Ø 1,00	0,7	0,0018	256
T6	R. José A. Fontana	2,50 x 1,50	6,9	0,0040	657
T7	R. Pedro Busatto	3,50 x 2,00	8,6	0,0011	762

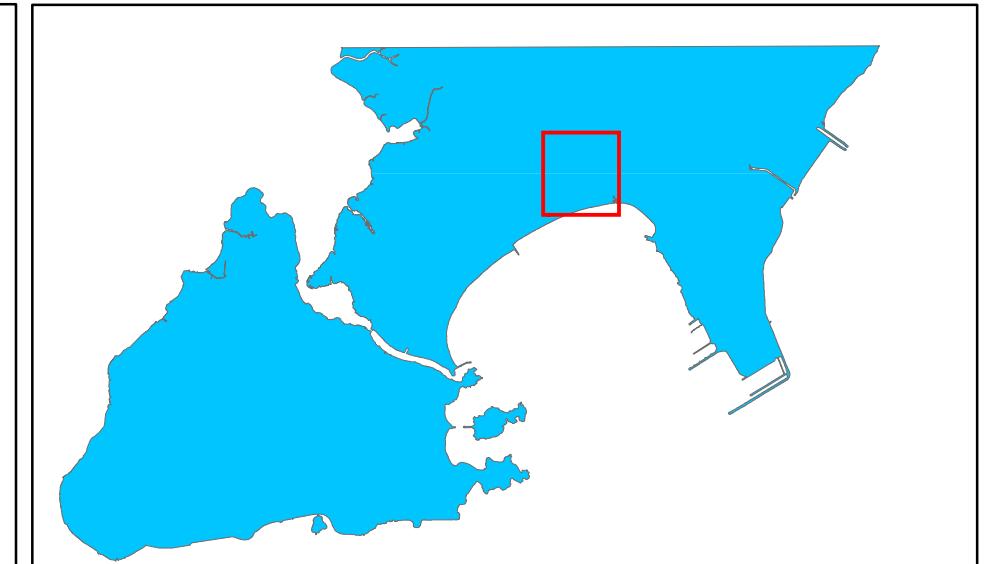


CONSORCIO

 Etep

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

## Desenho Jardim Camburi



TRECHOS	INTERVENÇÃO	ANTERIOR	PÓS-INTERVENÇÃO
<b>BACIA JARDIM CAMBURI</b>			
1*	Complementação	Gal 5,00 x 1,50 i 0,0017 m/m	Gal 4,50 x 1,50 i 0,0017 m/m
2*		Gal 5,00 x 1,50 i 0,0018 m/m	Gal 3,00 x 1,50 i 0,0018 m/m
3*		Gal 3,40 x 1,30 i 0,0008 m/m	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0008 m/m
4*		Gal 2,40 x 1,30 i 0,0010 m/m	Gal 1,50 x 1,00 i 0,0010 m/m
5*		Gal 1,30 x 1,30 i 0,0010 m/m	Ø 1,00 i 0,0018 m/m
6*		Ø 1,20 i 0,0018 m/m	Ø 1,00 i 0,0018 m/m
7	Execução	-	Gal 2,50 x 1,50 i 0,0040 m/m
8	Nenhuma	Gal 2,00 x 1,30 i variável	-
9	Execução	-	Gal 3,50 x 2,00 i 0,0011 m/m

\* Seção dupla

## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA BACIA JARDIM CAMBURI

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## 4 – MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS

### 4.1 – MEDIDAS DE CARÁTER EDUCATIVO

#### **Programa de Educação Ambiental (PEA)**

O objetivo do PEA é propor ações educativas e informar os moradores de Vitória, oferecendo-lhes conceitos básicos e mobilizando sua vontade de alterar comportamentos, visando à redução dos processos erosivos, à destinação adequada do lixo e esgoto, à redução dos impactos da urbanização sobre os sistemas de drenagem locais e à prevenção de moléstias relacionadas ao saneamento.

O PEA estará fundamentado no conceito de desenvolvimento sustentável e nos dados levantados pelo PDDU e terá suas linhas de ação baseadas nas premissas de Respeito às realidades locais, coletivas e individuais; econômicas, e sócio-culturais; Mensurabilidade de resultados; e Simplicidade e objetividade.

A implantação ocorrerá em “ciclos” de 2 anos, desenvolvidos em 4 etapas:

- ? Preparação: definição de prioridades, pesquisa, preparação e avaliação do material, preparação de lideranças;
- ? Desenvolvimento: implantação, geração de dados e acompanhamento;
- ? Avaliação: cada ciclo deverá ser avaliado semestralmente;
- ? Correções: adição de novas metas e prioridades.

O público-alvo será dividido em dois grandes grupos: GRUPO A: Alunos da 5<sup>a</sup> série ao final do ensino fundamental (11 a 15 anos), matriculados na rede de ensino da cidade; GRUPO B: Jovens e adultos (acima de 16 anos), com ênfase naqueles que participam de entidades e projetos coletivos. Em ambos os grupos procurar-se-á aproveitar suas características de multiplicadores, de forma a disseminar os conteúdos veiculados pelo Programa.

O grupo A deverá ser subdividido em dois: o subgrupo dos docentes/orientadores pedagógicos/diretores e o subgrupo dos alunos. No caso do primeiro subgrupo, estimado em 480 docentes, será realizado o seminário “PDDU, escolas e meio ambiente”, por meio do qual serão apresentados o PDDU e o PEA, ressaltando a relevância da participação da rede escolar nas atividades programadas. Além disso, serão organizadas mesas-redondas e realizados semestralmente *workshops* de capacitação profissional, que abordem os temas a serem trabalhados e discutam atividades didáticas que utilizem o material. Para o subgrupo de



aproximadamente 26901 alunos, serão distribuídas publicações nas datas comemorativas listadas a seguir.

Quadro 4.1 – Datas de distribuição das publicações e temas abordados

Sem.	Data Comemorativa	Tema
1°	22/03 Dia da água	Drenagem Urbana e Abastecimento de Água
	05/06 Dia do Meio Ambiente	Drenagem Urbana e Preservação de Áreas Verdes
2°	27/08 Dia da Limpeza Urbana	Resíduos: O Conceito dos “Quatro R’s”
	21/09 Dia da Árvore	Vegetação e Estabilidade de Encostas
3°	22/04 Dia da Terra	Drenagem Urbana, Assoreamento dos Rios, Córregos e Represas; Abastecimento de Água
	22/05 Dia Internacional da Biodiversidade	Degradação do Ambiente e Vetores de Transmissão de Doenças
4°	20/09 Dia Internacional da Limpeza das Praias	Destinação de Resíduos, Contaminação das Praias e Saúde Pública
	16/10 Dia Mundial da Alimentação	Drenagem Urbana, qualidade da água, manipulação de alimentos e saúde pública

Para cada uma destas publicações deverá ser elaborado um “livro de atividades do professor”, que contenha sugestões de aproveitamento do material por todas as disciplinas.

Para o grupo B, serão adotadas técnicas de comunicação de massa, tais como inserções nas Emissoras de Rádio e TV, confecção e afixação de cartazes em locais de grande movimento de público, distribuição de “folders” e folhetos educativos nos mesmos locais. As campanhas serão realizadas nas mesmas épocas e datas selecionadas para as escolas, e com os mesmos temas.

Os custos estimados para cada ciclo do PEA estão relacionados no quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Resumo das estimativas de custos para cada ciclo do PEA

Atividade	Valor total (R\$)
Seminários para professores	30.000,00
Livro de Atividades para Professores	8.000,00
Cartilhas	134.292,93
Cartazes	14.400,00
Folder	35.864,00
Panfletos	23.442,48
Campanha de Rádio	184.000,00
Campanha de TV	478.778,64
<b>Total</b>	<b>908.778,05</b>



#### 4.2 – PROGRAMA DE MONITORAMENTO HIDROLÓGICO

O monitoramento hidrológico do Sistema de Macrodrenagem deverá considerar a implantação de estações automáticas de medição de chuva, cota e vazão, visando:

- ? Possibilitar a compreensão do funcionamento hidrológico e hidráulico do sistema de macrodrenagem;
- ? Permitir a calibração e a validação de modelos matemáticos de simulação;
- ? Permitir o diagnóstico permanente do sistema de drenagem;
- ? Permitir o monitoramento futuro de eventos pluviométricos em tempo real.

A implantação de um monitoramento hidrológico é composta de várias etapas, descritas a seguir, as quais devem ser concebidas de maneira integrada:

? Definição dos locais para instalação: Deve ser realizada através de visitas de campo, visando verificar a adequação técnica e a segurança dos locais, considerando também a extensão territorial, a tipologia do canal, as características do sistema de macrodrenagem, a disponibilidade de área, a vulnerabilidade e existência de infra-estrutura e o acesso em períodos de inundação, dentre outros.

? Definição dos tipos de equipamentos: São escolhidos em função do local de instalação.

? Definição da forma de transmissão e recepção de dados: O sistema de transmissão deve ser capaz de transmitir informações com pequenos intervalos de tempo. Deve-se analisar a transmissão de dados por telefonia fixa, móvel, rádio e satélite, sob o ponto de vista da viabilidade técnica e financeira.

? Concepção, implantação e operação do banco de dados: O Banco de Dados Hidrológicos (BDH) deve ser constituído de infra-estrutura computacional com capacidade de processamento compatível com o volume de informações e com a plataforma adotada. Deve ter a função de arquivar dados de medição e dados históricos de manutenção, calcular índices e editar relatórios e histogramas sobre a fidedignidade das estações, realizar análise da consistência e validação dos dados, dentre outros.

? Aquisição dos equipamentos: Deve ser executada apoiando-se em um Termo de Referência, no qual serão estabelecidas as diretrizes para contratação do fornecimento e instalação dos equipamentos.



? Implantação das estações de monitoramento: Deverão ser elaborados projetos básicos e executivos, além de levantamento topográfico e investigações geotécnicas quando necessárias.

? Operação das estações: Deve-se analisar o funcionamento global e sistêmico das estações de monitoramento, observando a coleta, armazenamento, transmissão, recepção, consistência e manipulação de dados na Estação Central de Operação, provenientes de todos os equipamentos componentes da rede de monitoramento hidrológico.

? Tratamento e análise dos dados: Os dados gerados pelas estações devem ser enviados para uma central de operação projetada para reunir e armazenar todos os dados coletados da rede, além de possibilitar o gerenciamento do Programa e a alimentação de um banco de dados hidrológicos. Esta Estação Central deve reunir todos os dados coletados no sistema de monitoramento no BDH, analisar e realizar o processamento básico dos mesmos e gerenciar o sistema de monitoramento, coordenando todas as atividades envolvidas no processo até o arquivamento eletrônico da documentação consolidada e disponível para os estudos hidrológicos decorrentes;

? Manutenção preventiva e corretiva das estações: O Programa de manutenção deverá conter todos os procedimentos de manutenção e a freqüência das intervenções de campo, incluindo atividades de manutenção preventiva e corretiva.

? Treinamento: Ao final da implantação do programa de monitoramento, deverá acontecer a elaboração e implantação de um programa de treinamento dos profissionais integrantes da área responsável pelo monitoramento hidrológico, com o intuito de capacitá-los à operação e manutenção das estações, utilização e atualização do BDH.

## 5 – GESTÃO ATUAL E PROPOSTA PARA A NOVA GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

### 5.1 – GESTÃO ATUAL DO SISTEMA DE DRENAGEM

Verificou-se, através da Constituição Estadual do Estado do Espírito Santo e da Lei Orgânica do Município de Vitória, que o município tem a atribuição inquestionável de organizar (gerir) e prestar (executar) os serviços públicos de interesse local como o serviço de drenagem pluvial, sendo esta uma atribuição legal e intransferível.

Pelas Leis Municipais 4.239/1995, 5.939/2003, 6.529/2006 e 6.800/2006 a Secretaria Municipal de Obras da Prefeitura de Vitória tem competência e atribuição para gerir o assunto drenagem



urbana dentro do Município, atribuições essas que são o seu planejamento, a sua implantação, a sua manutenção e operação e, por conseguinte, a sua gestão.

O Departamento de Saneamento da Cidade da Secretaria Municipal de Serviços tinha em suas atribuições a gestão da drenagem pluvial através das Leis 4.825/1999 e 5.939/2003. Neste período a Secretaria de Serviços e a Secretaria de Obras foram os gestores da drenagem urbana. Estas leis foram revogadas no ano de 2006.

As Administrações Regionais ou Gerências Regionais, em conformidade com as Leis 6.529/2006 e 6.551/2006 e Decreto 13.110/2006 compõem atualmente a estrutura organizacional da Secretaria Municipal de Obras. Pela Legislação vigente são as atuais unidades que tem as atribuições para realizar a gestão da drenagem no Município de Vitória.

A Companhia de Desenvolvimento da Cidade – CDV recebeu pelo Decreto Municipal 11.796 de 03 de dezembro de 2003 as atribuições do Departamento de Saneamento da Cidade, incorporadas posteriormente pela Lei 5.948 de julho de 2003 que modificou as atribuições da CDV. Até o presente ano não houve modificação desta lei, sendo assim, esta empresa municipal tem também a atribuição de gerir a drenagem pluvial do Município de Vitória.

As atribuições da Secretaria Extraordinária de Projetos Especiais abrangem o planejamento, a coordenação, a execução e a avaliação da drenagem urbana, o que vem a ser uma gestão de serviços públicos como o da drenagem. Pela Lei 6.800/2006 temos que esta Secretaria Municipal também pode gerir, dentro do Município de Vitória, o assunto drenagem urbana.

Conclui-se, pelas bases jurídicas, que atualmente a gestão da drenagem pode ser realizada por dois órgãos da administração direta e um órgão da administração indireta. Apesar dessa superposição de atribuições legais, quem efetivamente gerencia a drenagem atualmente é a Secretaria Municipal de Obras da administração direta. Os outros órgãos são a Secretaria Extraordinária de Projetos e Obras Especiais da administração direta e a Companhia de Desenvolvimento de Vitória da administração indireta.

## 5.2 – PROPOSTA PARA A NOVA GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

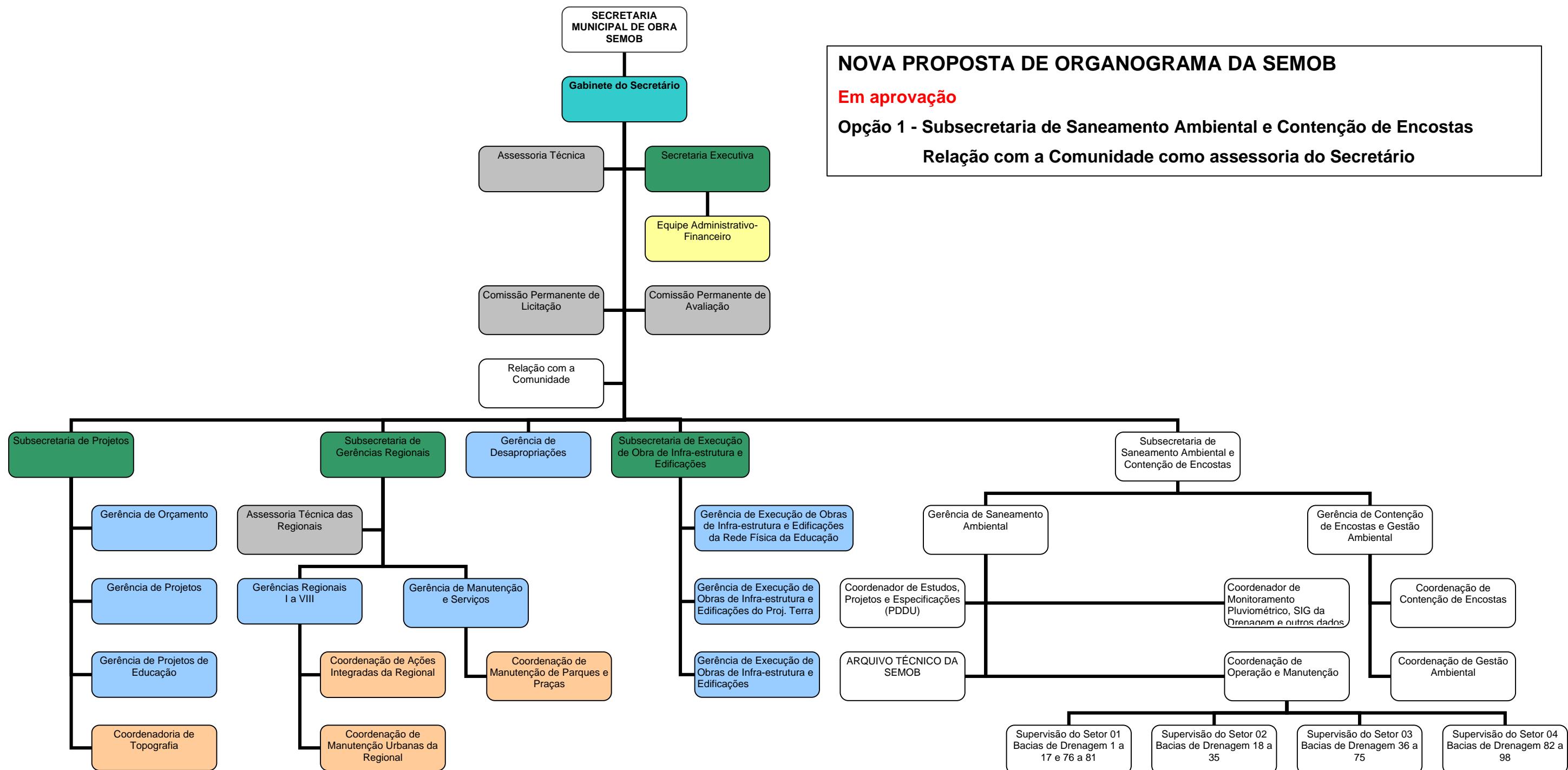
As atribuições legais existentes deverão ser modificadas e a estrutura não legal deverá ser excluída.

Os órgãos que deverão ter atribuição para a gestão da drenagem dentro do município deverão ser somente a SEMOB e a CDV, sendo retirada a SEPE. A CDV não terá a sua estrutura



modificada, nem as atuais atribuições. A SEMOB deverá ter sua estrutura e atuais atribuições modificadas.

Após apresentação de uma proposta preliminar por parte do Consórcio, chegou-se, por meio de discussões com a equipe da SEMOB, à NOVA estrutura para a gestão do sistema de drenagem, apresentada no organograma a seguir.





Nesta estrutura, cria-se uma nova sub-secretaria, denominada Sub-secretaria de Saneamento Ambiental e Contenção de Encostas, com duas gerências subordinadas. Em uma destas gerências, a alocação das bacias de drenagem sob supervisão de cada setor foi efetuada de acordo com os limites das regionais administrativas e está representada na próxima página, sob a forma de mapa. Além disso, designa-se também um setor de relação com a comunidade, como assessoria do Secretário.

Dentre as principais mudanças advindas, têm-se:

- ? Esvaziamento das atribuições da Gerência Regional;
- ? Exclusão das atribuições legais da SEPE;
- ? Centralização do assunto drenagem pluvial em uma única unidade administrativa;
- ? Responsabilidade de realizar a fiscalização e orientações dos projetos e estudos segundo o PDDU;
- ? Apoio às obras de drenagem no município;
- ? Centralização de toda a documentação sobre drenagem no município;
- ? Possibilidade de terceirização da estrutura proposta;

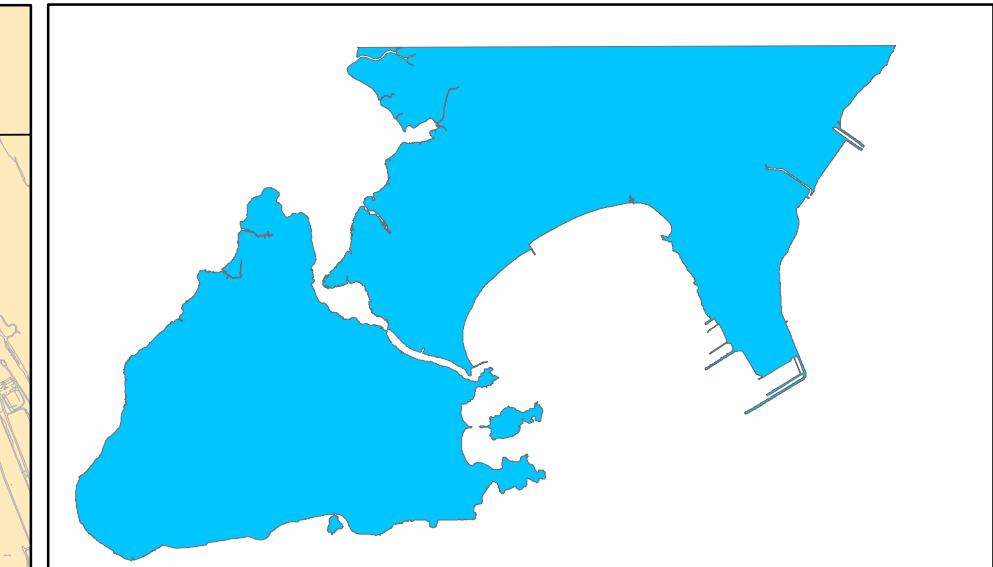
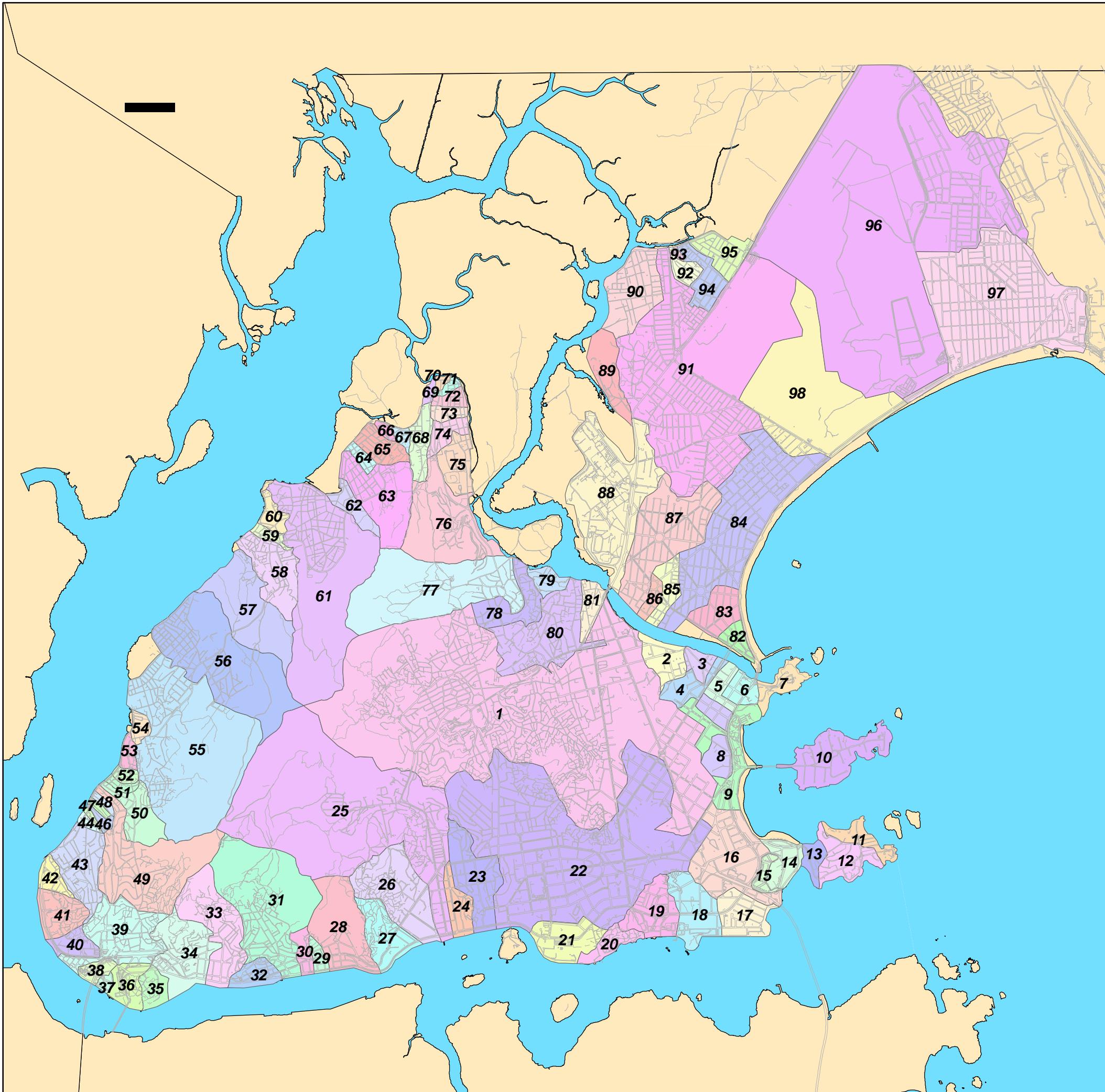


CONSELHO

CONSORCIO  
**Etep**

 ENGECORPS  
Corporação Engenheiros Consultores Ltda.

Mapa bacias/regional administrativa



## PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

### BACIAS DE DRENAGEM

VITÓRIA - 2008

CONSÓRCIO

**Etep**

**ENGECORPS**  
Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.



## 6 – ESTIMATIVA DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E DESPESAS DE OPERAÇÃO

### 6.1 – CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS

A partir do diagnóstico hidráulico e hidrológico do sistema de drenagem e do detalhamento das medidas estruturais selecionadas foram elaboradas planilhas orçamentárias para a estimativa de custos de cada intervenção proposta. Os custos unitários foram obtidos a partir de planilhas de referência dos seguintes órgãos: DER/ES, CESAN e LABOR/UFES.

Utilizou-se um BDI (Bonificação de Despesas Indiretas) de 35 % sobre os custos unitários de referência.

O Quadro 6.1 demonstra o resumo dos custos por bacia de drenagem de acordo com os três grupos de medidas estruturais anteriormente descritas.



Quadro 6.1 – Custos de implantação das medidas estruturais por bacia de drenagem

Bacia	Custos (R\$)			
	Galerias	Reservatórios	Outras obras	Total
Cândido Portinari	18.411.000,00	39.879.000,00	-	58.290.000,00
Inhanguetá	8.858.000,00	-	9.107.000,00	17.965.000,00
Guilherme Serrano	1.191.000,00	-	-	1.191.000,00
Moacir Strauch	277.000,00	-	-	277.000,00
Ponte Ayrton Senna	885.000,00	-	-	885.000,00
Aleixo Neto	1.049.000,00	-	-	1.049.000,00
Joaquim Lírio	1.352.000,00	-	-	1.352.000,00
Praça dos Namorados	5.193.000,00	-	-	5.193.000,00
Saturnino de Brito	2.699.000,00	-	3.877.000,00	6.576.000,00
Fernando D. Rabelo	5.188.000,00	14.250.000,00	-	19.438.000,00
Wilson Toledo	2.949.000,00	-	-	2.949.000,00
José Delazare	1.661.000,00	-	-	1.661.000,00
Vila Rubim	2.904.000,00	-	-	2.904.000,00
Parque Moscoso	3.347.000,00	-	-	3.347.000,00
Des. José Vicente	940.000,00	-	-	940.000,00
Jardim Camburi	9.485.000,00	-	-	9.485.000,00
Dom Bosco	3.745.000,00	-	-	3.745.000,00
Bento Ferreira	7.270.000,00	32.035.000,00	4.821.000,00	44.126.000,00
Alberto Santos	352.000,00	-	-	352.000,00
da Chácara	403.000,00	-	-	403.000,00
Natalino de F. Neves	310.000,00	-	-	310.000,00
Santos Reis	1.553.000,00	-	-	1.553.000,00
João Santos Filho	2.501.000,00	-	-	2.501.000,00
Maria de Lourdes Garcia	4.140.000,00	-	-	4.140.000,00
Antônio P. Aguiar	1.776.000,00	-	-	1.776.000,00
Alto Caratoíra	4.266.000,00	-	-	4.266.000,00
Paulino Muller	13.507.000,00	21.723.000,00	-	35.230.000,00
Santo Antônio	4.142.000,00	3.285.000,00	3.904.000,00	11.330.000,00
<b>Total geral</b>	<b>110.354.000,00</b>	<b>111.171.000,00</b>	<b>21.709.000,00</b>	<b>243.234.000,00</b>



Através do Quadro 6.2 observa-se que as intervenções de galerias representam 46 % do total de recursos estimados e os reservatórios representam praticamente o mesmo percentual. As outras intervenções representam somente 9 % do total.

Quadro 6.2 – Resumo geral das intervenções

<b>Tipo de Intervenção</b>	<b>Custo (R\$)</b>	<b>% Total</b>
Galerias	110.354.000,00	45%
Reservatórios	111.171.000,00	46%
Outras obras	21.709.000,00	9%
<b>Total</b>	<b>243.234.000,00</b>	<b>100%</b>

## 6.2 – CUSTOS DE MANUTENÇÃO E OPERAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

O Quadro 6.3 resume a estimativa dos custos de manutenção e operação do sistema de drenagem.

Quadro 6.3 – Resumo geral dos custos de manutenção e operação

<b>Item</b>	<b>Descrição</b>	<b>Valor (R\$)</b>
<b>1</b>	<b>Manutenção e operação das EBAPs (Previsão anual)</b>	<b>1.760.000,00</b>
<b>2</b>	<b>Limpeza e remoção de sedimentos e outros materiais</b>	<b>15.449.000,00</b>
2.1	Limpeza Mecânica dos PVs	147.000,00
2.2	Limpeza mecânica de galerias retangulares	1.697.000,00
2.3	Limpeza mecânica do canal da Av. Leitão da Silva	2.353.000,00
2.4	Limpeza manual de galerias	11.252.000,00
<b>3</b>	<b>Recuperação estrutural</b>	<b>566.000,00</b>
3.1	Recuperação de PVs	43.000,00
3.2	Recuperação de placas das galerias retangulares	224.000,00
3.3	Recuperação da galeria da Rua José Farias	299.000,00
<b>4</b>	<b>Recuperação de redes de drenagem</b>	<b>9.387.000,00</b>
4.1	Redes estranguladas	8.766.000,00
4.2	Recuperação de redes sob edificações	621.000,00
<b>5</b>	<b>Administração da inspeção, operação e manutenção do sistema de drenagem das regionais / bacias (Previsão anual)</b>	<b>2.340.000,00</b>



## 7 – PLANO DE OBRAS DO PDDU

A identificação e seleção das alternativas de engenharia teve por objetivo básico indicar as bacias de drenagem nas quais a implantação das medidas estruturais concebidas mostra-se prioritária. Trata-se, portanto, de definir prioridades, de modo a orientar a programação de investimentos da Prefeitura Municipal, espacial e temporalmente.

Para isso, optou-se pela utilização de um modelo multicriterial como ferramenta de apoio à decisão, por se mostrar o mais adequado em face das características sistêmicas do estudo.

Objetivamente, para o projeto em questão, a meta principal a ser alcançada a partir da aplicação de um método multicriterial de apoio à decisão é a de hierarquização das bacias de drenagem que carecem de intervenções mais urgentes, em face da análise de cada um dos critérios predefinidos.

Assim, cabe definir critérios que, além de incorporarem aspectos técnico-econômicos, integrantes dos estudos típicos de Engenharia, tenham potencial para inserir a variável sócio-ambiental na matriz decisória.

Uma vez definidos os critérios de avaliação, os passos metodológicos previstos compreendem:

1. Determinação do peso de cada critério, considerando sempre uma visão interdisciplinar do problema;
2. Determinação da função de utilidade global de cada alternativa, usando a fórmula:

$$F_i = \sum_{j \neq i}^n P_j \cdot U_{ji}$$

Onde:

$F_i$ : utilidade global da alternativa  $i$

$P_j$ : peso do critério  $j$ , normalizado

$U_{ij}$ : nota de desempenho do critério (ou atributo  $j$ ) na alternativa  $i$  frente ao critério considerado

3. Escolha da alternativa prioritária de acordo com o valor da utilidade global

No caso presente, quanto maior for o valor da Função Utilidade Global (F), mais urgente será a implantação das intervenções, visto que a referida Função é representativa de aspectos que caracterizam níveis de prioridade das soluções para o sistema de drenagem em pauta.



Quadro 7.1 – Pesos estabelecidos para aplicação do SAD

<b>Critérios Técnicos e Econômicos</b>	<b>Pesos</b>
1. Custo/Área Inundada	0,25
2. Freqüência de alagamentos	0,20
3. Prejuízo/m <sup>2</sup>	0,20
4. Influência da maré no sistema de drenagem	0,25
5. Cobertura por rede de esgotamento sanitário	0,05
6. Potencial de erosão e assoreamento da bacia	0,05
<b>Total</b>	<b>1,00</b>
<b>Critérios Sócio-Ambientais</b>	<b>Pesos</b>
7. Incidência de doenças de veiculação hídrica na bacia de drenagem	0,05
8. Percepção da população quanto aos pontos de alagamento da bacia	0,30
9. Tempo de execução das obras = transtornos para a população	0,25
10. Nível de reivindicação popular	0,40
<b>Total</b>	<b>1,00</b>

Para cada critério estabelecido, realizou-se uma classificação das bacias com intervenções propostas. Primeiramente foi estabelecida uma classificação qualitativa para agrupar as bacias em classes e, após, uma avaliação quantitativa (nota). A avaliação quantitativa foi realizada de forma que a situação mais crítica recebe a maior nota e as situações menos críticas recebem notas menores de acordo com a escala adotada para o critério.

Evidentemente, tal procedimento leva à indicação das bacias em que a execução das intervenções possui caráter prioritário.

Após a aplicação do modelo as bacias foram classificadas em ordem decrescente segundo a função de utilidade da bacia  $F_i$  e reagrupadas em uma nova classificação:

- ? Prioridade alta:  $F_i$  entre 1,62 e 1,87;
- ? Prioridade média:  $F_i$  entre 1,36 e 1,61;
- ? Prioridade baixa:  $F_i$  entre 1,10 e 1,35.



Quadro 7.2 – Hierarquização das bacias

<b>BACIA</b>	<b><math>F_i</math></b>	<b>Prioridade</b>	<b>BACIA</b>	<b><math>F_i</math></b>	<b>Prioridade</b>
Candido Portinari	1,76	Alta	da Chácara	1,32	Baixa
Parque Moscoso	1,68	Alta	Maria de Lourdes Garcia	1,31	Baixa
Fernando D. Rabelo	1,67	Alta	Saturnino de Brito	1,31	Baixa
Jardim Camburi	1,67	Alta	Joaquim Lírio	1,31	Baixa
Ponte Ayrton Senna	1,60	Média	Natalino de Freitas Neves	1,31	Baixa
8 de junho	1,54	Média	Alto Caratoira	1,26	Baixa
Paulino Muller	1,50	Média	Santos Reis	1,23	Baixa
Rua da Galeria	1,47	Média	Antonio P. de Aguiar	1,22	Baixa
João Santos Filho	1,46	Média	Alberto de O. Santos	1,20	Baixa
Praça dos Namorados	1,44	Média	Guilherme Serrano	1,20	Baixa
Aleixo Neto	1,42	Média	Wilson Toledo	1,19	Baixa
Bento Ferreira	1,41	Média	Des. José Vicente	1,18	Baixa
Dom Bosco	1,41	Média	Moacir Strauch	1,16	Baixa
Vila Rubim	1,39	Média	José Delazare	1,13	Baixa
Santo Antônio	1,37	Média			

No entanto, a PMV através do orçamento participativo estabeleceu como prioridade os bairros de Inhanguetá e Praia do Canto. Por esse motivo a classificação apontada pelo modelo multicriterial foi modificada para atender ao planejamento já realizado pela PMV.

Assim as bacias da Praia do Canto (Guilherme Serrano, Moacir Strauch, Ponte Ayrton Senna, Aleixo Neto, Joaquim Lírio, Saturnino de Brito e Praça dos Namorados) e as bacias de Inhanguetá (8 de Junho e Rua da Galeria) foram colocadas após a bacia Cândido Portinari.



Quadro 7.3 – Nova classificação das bacias

Ordem	BACIA	Ordem	BACIA
1	Candido Portinari	16	Bento Ferreira
2	8 de junho	17	Dom Bosco
3	Rua da Galeria	18	Vila Rubim
4	Ponte Ayrton Senna	19	Santo Antônio
5	Praça dos Namorados	20	da Chácara
6	Aleixo Neto	21	Maria de Lourdes Garcia
7	Saturnino de Brito	22	Natalino de Freitas Neves
8	Joaquim Lírio	23	Alto Caratoira
9	Parque Moscoso	24	Santos Reis
10	Fernando D. Rabelo	25	Antonio P. de Aguiar
11	Jardim Camburi	26	Alberto de O. Santos
12	Guilherme Serrano	27	Wilson Toledo
13	Moacir Strauch	28	Des. José Vicente
14	Paulino Muller	29	José Delazare
15	João Santos Filho		

A partir da definição da ordem de execução das intervenções e dos custos estimados foi elaborado um cronograma de obras (Quadro 7.4) de tal forma que o desembolso anual fosse de aproximadamente 35 milhões de reais.



Quadro 3.4.3 – Cronograma de obras do PDDU

<b>Bacia</b>	<b>Duração (meses)</b>	<b>Custo total (R\$)</b>	<b>DESEMBOLSO ANUAL (R\$)</b>						
			<b>Ano 1</b>	<b>Ano 2</b>	<b>Ano 3</b>	<b>Ano 4</b>	<b>Ano 5</b>	<b>Ano 6</b>	<b>Ano 7</b>
Candido Portinari	52	58.290.000,00	13.451.538,46	13.451.538,46	13.451.538,46	13.451.538,46	4.483.846,15		
Inhanguetá	24	17.965.000,00	8.982.500,00	8.982.500,00					
Ponte Ayrton Senna	12	885.000,00	885.000,00						
Praça dos Namorados	12	5.193.000,00	5.193.000,00						
Aleixo Neto	6	1.049.000,00	1.049.000,00						
Saturnino de Brito	18	6.576.000,00	4.384.000,00	2.192.000,00					
Joaquim Lírio	6	1.352.000,00	1.352.000,00						
Parque Moscoso	18	3.347.000,00		2.231.333,33	1.115.666,67				
Fernando Duarte Rabelo	24	19.438.000,00		9.719.000,00	9.719.000,00				
Jardim Camburi	12	9.485.000,00			9.485.000,00				
Paulino Muller	35	35.230.000,00				12.078.857,14	12.078.857,14	11.072.285,71	
João Santos Filho	12	2.501.000,00				2.501.000,00			
Bento Ferreira	48	44.126.000,00				11.031.500,00	11.031.500,00	11.031.500,00	11.031.500,00
Dom Bosco	8	3.745.000,00					3.745.000,00		
Vila Rubim	7	2.904.000,00					2.904.000,00		
Santo Antônio	24	11.330.000,00						5.665.000,00	5.665.000,00
Bacia da Chácara	4	403.000,00						403.000,00	
Maria de Lourdes Garcia	11	4.140.000,00						4.140.000,00	
Natalino de Freitas Neves	4	310.000,00						310.000,00	
Alto Caratoíra	11	4.266.000,00						4.266.000,00	
Santos Reis	9	1.553.000,00							1.553.000,00
Antônio Pinto de Aguiar	12	1.776.000,00							1.776.000,00



Quadro 3.4.3 – Cronograma de obras do PDDU – Cont.

<b>Bacia</b>	<b>Duração (meses)</b>	<b>Custo total (R\$)</b>	<b>DESEMBOLSO ANUAL (R\$)</b>						
			<b>Ano 1</b>	<b>Ano 2</b>	<b>Ano 3</b>	<b>Ano 4</b>	<b>Ano 5</b>	<b>Ano 6</b>	<b>Ano 7</b>
Alberto Santos	2	352.000,00							352.000,00
Guilherme Serrano	6	1.191.000,00							1.191.000,00
Wilson Toledo	6	2.949.000,00							2.949.000,00
Desembargador José Vicente	4	940.000,00							940.000,00
Moacir Strauch	6	277.000,00							277.000,00
José Delazare	6	1.661.000,00							1.661.000,00
<b>Total</b>	<b>84</b>	<b>243.234.000,00</b>	<b>35.297.038,46</b>	<b>36.576.371,79</b>	<b>33.771.205,13</b>	<b>39.062.895,60</b>	<b>34.243.203,30</b>	<b>36.887.785,71</b>	<b>27.395.500,00</b>



## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FLATER, D. **XTide**. <http://www.flaterco.com/xtide>. 04/07/2005.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil**. Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 1957.

SARMENTO, R. **Altura x duração x freqüência das chuvas intensas no estado do Espírito Santo**. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 1985.

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. (Orgs.) **Avaliação e controle da drenagem urbana**. Editora da Universidade/UFRGS/ABRH, Porto Alegre, 2000.

## 9 – DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA DO PDDU

R 1.1 – PLANEJAMENTO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

R 1.2 – LEVANTAMENTO E TRATAMENTO DE INFORMAÇÕES

R 1.3 – EXECUÇÃO DO CADASTRO TOPOGRÁFICO E DIAGNÓSTICO DO SISTEMA DE DRENAGEM

R 1.4 – PESQUISA DE OPINIÃO PÚBLICA

R 2.1 – DIAGNÓSTICO E ANÁLISE INTEGRADA DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

R 2.2 – SIMULAÇÕES, PROGNÓSTICO E SELEÇÃO DAS INTERVENÇÕES

R 3.1 – MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS E ESTRUTURAIS

R 3.2 – ESTIMATIVA DE CUSTO DAS INTERVENÇÕES PROPOSTAS

R 3.3 – ENTREGA E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO PDDU