PREFEITURA MUNICIPAL DE ITANHAÉM
Estância Balneária

PLANO DIRETOR DE MACRO DRENAGEM

Volume III – Estudos Hidráulicos e Proposição de Alternativas

Com suporte do:

Fundo Estadual de Recursos Hídricos

Revisão Final
Dezembro/2001

Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
2001

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 3

1.1. Apresentação 3

1.2. Objetivos dos Estudos Hidráulicos e Proposição de Alternativas 3

1.3. Estrutura dos Estudos Desenvolvidos 4

1.4. Este Documento 4

2. CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIAGNÓSTICO 5

2.1. Objetivos e Princípios 5

2.2. Padrões e Critérios de Projeto 6
2.2.1. Vazões de Projeto 7
2.2.2. Restrições de Projeto 7
2.2.3. Principais Dispositivos e Obras Empregados em Drenagem Urbana 8

2.3. Análise Hidráulica 12
2.3.1. Equações Básicas - escoamentos permanentes e não permanentes 13
2.3.2. Interpretação física da equação do escoamento permanente 15
2.3.3. Solução Numérica 17
2.3.4. Caracterização das Seções Transversais 19

2.4. Pré-Dimensionamento de Canais de Drenagem 21

3. DIAGNÓSTICO DO SISTEMA ATUAL E PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS . 23

3.1. Metodologia 23

3.2. Porção da Orla 26

3.3. Bacia 1 – Rios Paraná-Mirim e Piaçaguera 27
3.3.1. Preliminares 27
3.3.2. Verificação da Situação Atual 30
3.3.3. Alternativas de Solução 31

3.4. Bacia 2 - Rio do Poço 34
3.4.1. Preliminares 34
3.4.2. Verificação do Projeto Internave 38
3.4.3. Alternativas de Complementação do Projeto Internave 47
3.4.4. Verificação da Situação Atual 53
3.4.5. Alternativa de Solução 54

3.5. Bacia 3 – Ribeirão Bicudo 60
3.5.1. Preliminares 60
3.5.2. Verificação da Situação atual 62
3.5.3. Alternativas de Solução 63

3.6. Bacia 4 - Rio Cabuçu 68
3.6.1. Preliminares 68

3.6.2. Verificação da Situação Atual 69
3.6.3. Alternativas de Solução 69

3.7. Bacia 5 - Rio Campininha 72
3.7.1. Preliminares 72
3.7.2. Verificação do Projeto Internave 74
3.7.3. Verificação da Situação Atual 80
3.7.4. Alternativa de Solução 81

3.8. Bacia 6 - Ribeirão Guapurá 84
3.8.1. Preliminares 84
3.8.2. Análise da Situação Atual 84
3.8.3. Alternativa de Solução 85

3.9. Bacia 7 – Ribeirão Montevídeo 88
3.9.1. Preliminares 88
3.9.2. Verificação da Situação Atual 88
3.9.2.1. Jardim Suarão Interior 88
3.9.2.2. Nossa Senhora do Sion 89
3.9.2.3. Nova Itanhaém Interior 90
3.9.2.4. Calha do Ribeirão Montevídeo 90
3.9.3. Alternativas de Solução 91
3.9.3.1. Jardim Suarão Interior 91
3.9.3.2. Nova Itanhaém e Nossa Senhora do Sion 93
3.9.3.3. Calha do Ribeirão Montevídeo 96

3.10. Bacia 8 – Rio Cambuituva 98
3.10.1. Preliminares 98
3.10.2. Verificação da Situação Atual 98
3.10.2.1. Verde Mar 98
3.10.2.2. Bairro Loty 99
3.10.2.3. Calha do Rio Cambuituva 99
3.10.3. Alternativa de Solução 99
3.10.3.1. Verde Mar e Jardim Suarão Interior 100
3.10.3.2. Bairro Loty 102
3.10.3.3. Calha do Rio Cambuituva 106

3.11. Outras Bacias 108
3.11.1. Drenagem do Bairro Oásis e do Aeroporto 108
3.11.1.1. Preliminares 108
3.11.1.2. Análise da Situação Atual 108
3.11.1.3. Alternativa de Solução 109
3.11.2. Drenagem dos Bairros Mosteiro e Ivoty 111
3.11.2.1. Preliminares 111
3.11.2.2. Análise da Situação Atual 111
3.11.2.3. Alternativa de Solução 111
3.11.3. Orla Norte 113
3.11.3.1. Preliminares 113
3.11.3.2. Análise da Situação Atual 113
3.11.3.3. Alternativa de Solução 113

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 117

1. Introdução

1.1. Apresentação

Na seqüência das atividades propostas para o desenvolvimento do Plano Diretor de Macro-Drenagem da Estância Balneária de Itanhaém, após o estabelecimento de uma base de dados, sua análise e consistência e o processamento destes dados através de estudos básicos, sobrevem a etapa de análise hidráulica do sistema de macro-drenagem, para elaboração do seu diagnóstico e a proposição de alternativas. Estas atividades suportarão a seleção das melhores alternativas sob o ponto de vista sócio-econômico-financeiro, elaboração de projetos institucionais e as recomendações não estruturais.

Assim sendo, apresenta-se neste volume a terceira etapa dos trabalhos, correspondente aos estudos hidráulicos, determinação da capacidade de condução de vazões do sistema e a elaboração de alternativas para encaminhamento dos problemas e a formulação de sua soluções.

Da conclusão destes estudos, resultarão alternativas a serem cotejadas sob o aspecto de custo de implantação e detalhamento das soluções finais, a serem apresentadas na próxima etapa.

1.2. Objetivos dos Estudos Hidráulicos e Proposição de Alternativas

A partir do mapa-chave de vazões, apresentado nos estudos hidrológicos, Volume II, Tomo I, o sistema de macro-drenagem foi dividido em nove bacias. Para cada estrutura de macro-drenagem presente nestas bacias, foram determinadas as capacidades de condução de vazões e elaboradas proposições de ampliação, modificação ou mesmo de reestruturação em função da ocupação urbana presente.

Esta análise obedeceu a critérios técnicos objetivos, tais como os parâmetros de projeto usuais para canalizações de drenagem, mas também levou em consideração as posturas da administração municipal, as necessidades urbanísticas das áreas, sejam existentes ou planejadas e ainda conceitos de sustentabilidade do sistema de drenagem. Desta forma, sempre que possível, foram propostas soluções compreendendo canalizações abertas, seguindo uma escala de complexidade para as obras que vão desde o canal natural escavado e protegido com vegetação até os canais e pontes de concreto.

Para os projetos já existentes, como a canalização dos Rios do Poço e Campininha, foram desenvolvidos estudos de forma a verificar o enquadramento daqueles projetos nos objetivos e diretrizes seguidos nestes estudos.

1.3. Estrutura dos Estudos Desenvolvidos

Os estudos desenvolvidos seguem estrutura abaixo:

Definição dos Critérios Hidráulicos de Verificação e Projeto	Metodologia de Análise e Simulação
	Velocidades Máximas admissíveis
	Borda Livre
	Forma das Seções
	Tipos de Revestimentos
Classificação em Sub-bacias	Divisão do município em sub-bacias agregadas em função de sua vocação e compartilhamento das soluções
Diagnóstico do Sistema Existente	Determinação da Capacidade de descarga de cada componente
Proposição de Alternativas	Planejamento das soluções
	Dimensionamento das Estruturas necessárias

1.4. Este Documento

Este documento apresenta o desenvolvimento dos estudos hidráulicos para diagnóstico do sistema de drenagem atual, proposição e dimensionamento de soluções alternativas, a serem cotejadas e priorizadas na etapa posterior dos estudos do Plano Diretor de Macro-Drenagem da Estância Balneária de Itanhaém

Os produtos finais apresentados consistem nas alternativas de soluções estruturas a serem agregadas ao conjunto de medidas não estruturais e institucionais que comporão o conjunto de recomendações finais deste plano.

2. Critérios de Análise e Diagnóstico

2.1. Objetivos e Princípios

Dentro do contexto de desenvolvimento de uma região, a implantação de um sistema de macro-drenagem urbana deve ser orientado, pelos seguintes objetivos principais:

- reduzir a exposição da população e das propriedades ao risco de inundações;
- reduzir sistematicamente o nível de danos causados pelas inundações;
- preservar as várzeas não urbanizadas;
- assegurar que as medidas corretivas sejam compatíveis com as metas e objetivos da região;
- minimizar os problemas de erosão e sedimentação;
- proteger a qualidade ambiental e o bem-estar social;
- promover a utilização das várzeas para atividades de lazer e contemplação.

Os princípios que devem nortear os programas de drenagem urbana são os seguintes:

- sistema de drenagem é parte do sistema ambiental urbano que pode ser considerado parte da infra-estrutura urbana ou como um meio para alcançar metas e objetivos mais abrangentes.
- A urbanização tem potencial para aumentar o volume e as vazões do escoamento superficial direto. A influência da ocupação de novas áreas deve ser analisada no contexto da bacia hidrográfica na qual estão inseridas, de modo a se efetuarem os ajustes necessários para minimizar a criação de problemas de inundações.
- As várzeas são áreas de armazenamento natural. As várzeas fazem parte dos cursos naturais, tanto quanto a sua calha principal. Por esta razão, em geomorfologia a várzea também recebe a denominação de leito maior ou secundário.
- As funções de um curso d'água e de sua várzea associada são a coleta, armazenamento e veiculação das vazões de cheias. Essas funções não podem ser relegadas a um plano secundário em favor de outros usos que se possa imaginar para as várzeas, sem a adoção de medidas compensatórias onerosas. As várzeas têm a potencialidade de contribuir para a melhoria da qualidade da água e do ar, a manutenção de espaços abertos, a preservação de ecossistemas importantes e acomodação de redes de sistemas urbanos adequadamente planejados.
- Drenagem é um problema de destinação de espaço Se o armazenamento natural é reduzido pela urbanização ou outros usos do solo sem as adequadas medidas compensatórias, as águas das cheias buscarão outros espaços para seu trânsito, podendo atingir locais em que isso não seja desejável. O primeiro passo para a utilização de espaços urbanos é providenciar meios necessários para o armazenamento das águas quando de grandes enchentes. As áreas para esse

fim podem ser planejadas de modo a incorporar valores estéticos locais, assim como espaços para uso recreativo.

- Medidas de controle de poluição. Ao se tratar as águas do escoamento superficial direto de uma área urbana, deve ser dada atenção aos aspectos da qualidade dessas águas. Estes, por sua vez, estão relacionados com as práticas de limpeza das ruas, coleta e remoção de lixos e detritos urbanos, ligação clandestina de esgotos na rede de galerias, coleta e tratamento de esgoto e regulamentação do movimento de terras em áreas de desenvolvimento, tendo em vista o controle de erosão e, conseqüente, carga de sedimentos. O controle da poluição das águas é essencial para que sejam alcançados os benefícios potenciais que podem oferecer os cursos d'água urbanos e suas várzeas.

2.2. Padrões e Critérios de Projeto

O desenvolvimento de padrões e critérios de projeto para as obras de drenagem urbana tem como principal objetivo a consolidação de diretrizes a serem seguidas quando da elaboração de projetos de drenagem, além das principais restrições existentes para cada um dos problemas específicos, que deverão constituir as condições de contorno a serem consideradas no projeto.

Dentre os principais aspectos básicos a serem considerados ressaltam-se:

- contribuições ao canal principal;
- identificação dos pontos baixos;
- obstruções por pontes;
- travessias de tubulações e outros;
- estrangulamento da calha ou seção do canal;
- sistema de drenagem lateral;
- benfeitorias e edificações importantes; e
- restrições a jusante.

São consideradas além desta condições para implantação dos canais propriamente dito, os aspectos relativos a espaços disponíveis para execução do canal, a existência de faixas viárias por ao menos um dos lados para propiciar a manutenção e conservação do talude e uma forma de traçado o mais retilíneo que propicie menor atrito e melhor forma de contenção para as linhas d'água nas enchentes.

No item a seguir são apresentados os critérios hidráulicos a serem observados quando da análise do desempenho das estruturas de drenagem existentes bem como daquelas em fase de elaboração do projeto.

2.2.1. Vazões de Projeto

Os critérios hidráulicos para o dimensionamento de obras de drenagem adotam como referência a vazão correspondente a um determinado período de retorno que, para o caso de canalização de sistema de macro-drenagem, é de 25 anos, considerando-se o horizonte de ocupação futura. As vazões correspondentes ao período de retorno de 50 anos são usadas na verificação das dimensões da obras, e dos efeitos de maré.

Para as obras emergenciais, foram elaboradas proposições e alternativas considerando vazões correspondente aos períodos de retorno de 10 anos, com horizonte de ocupação atual.

2.2.2. Restrições de Projeto

Os projetos de canalizações de córregos envolvem uma série de dados básicos e condições físicas de contorno no desenvolvimento destas obras. A seguir são apresentados alguns dos principais aspectos que devem ser considerados no projeto de obras de drenagem.

- Contribuição ao Canal Principal

Deverá ser analisado com cuidado, para as condições de vazões excepcionais as sobrelevações localizadas do nível d'água. Sua concepção é condicionada ao espaço disponível, muitas vezes restrito. Deve-se buscar a forma mais racional de compatibilização destes condicionantes.

- Identificação dos Pontos Baixos

É conveniente efetuar a identificação de todos os pontos baixos ao longo das duas margens do curso d'água, de modo a ser possível estabelecer os correspondentes perfis longitudinais que deverão orientar o arranjo básico a ser adotado para o projeto do canal ou galeria.

Nos casos em que seja impraticável manter a linha d'água de projeto do canal abaixo de um ou mais pontos baixos marginais, é necessário conceber soluções particulares de drenagem dos mesmos que deverão ser tratadas separadamente, seja mediante condutos paralelos ao canal principal até um ponto mais baixo a jusante, seja mediante conduto descarregando diretamente no canal, porém dotado de "flap gate" na saída ou, em último caso, um sistema localizado de drenagem por bombeamento.

- Obstruções por Pontes

Nos casos em que as pontes constituem restrições ao escoamento é conveniente verificar a possibilidade de melhorias, tais como: adequação hidrodinâmica de pilares, alteamento de tabuleiro e proteção dos encontros das pontes.

- Travessias de Tubulações e Outros

As travessias mais freqüentemente são aquelas que atuam como suporte de adutoras, oleodutos, gasodutos, etc. As intervenções possíveis de serem efetuadas para melhoria das condições de escoamento são semelhantes ao caso das pontes.

- Estrangulamento da Calha ou Seção do Canal

Pode ocorrer estrangulamentos do curso d'água causado por construções muito próximas ao leito que implicam em limitações sérias para a veiculação das vazões máximas desejáveis.

Nesses casos, mesmo concebendo soluções de canal ou galeria, as capacidades máximas possíveis podem estar aquém das necessidades reais. Nestas situações com restrições, a busca de soluções pode envolver um conduto de reforço, o desvio de vazões a montante para outro local ou, eventualmente, a implantação de reservatórios de detenção a montante.

- Sistema de Drenagem Lateral

Num trecho de curso d'água a canalizar é também de grande importância a análise de todo o sistema de drenagem lateral, que se refere à microdrenagem, e nos pontos de desemboque de condutos de médio porte como o caso de galerias.

Neste sentido é necessário compatibilizar altimetricamente as características do canal a projetar com os diferentes condutos afluentes, de modo a garantir as condições de escoamento desses condutos.

- Benfeitorias e Edificações Importantes

Ocorrem muitas vezes a presença de benfeitorias e edificações importantes situadas nas margens de um dado curso d'água que, embora não constituam propriamente restrições à obra de canalização podem ter um certo peso no arranjo geral das obras de canalização, pela sua vinculação com a configuração do sistema viário local.

- Restrições a Jusante

É importante nos projetos de canalização apresentar eventuais restrições a jusante do trecho a canalizar, que podem limitar as vazões que venham a ser veiculadas pelo trecho objeto de estudo. Em tais casos a necessidade de criar reservatórios de detenção a montante pode ser uma imposição a ser considerada no projeto.

2.2.3. Principais Dispositivos e Obras Empregados em Drenagem Urbana

- **Canais Abertos**

Na concepção geral de obras de drenagem urbana, a adoção de canais abertos em projetos é uma solução cogitada como primeira possibilidade pelas seguintes principais razões:

1) possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto mesmo com prejuízo da borda livre;

2) facilidade de manutenção e limpeza;

3) possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;

4) possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível; e

5) maior facilidade para ampliações futuras caso seja necessário.

Os canais abertos apresentam, por outro lado, restrições à sua implantação em situações em que os espaços disponíveis sejam reduzidos, como é o caso de áreas de grande concentração urbana.

A escolha do tipo de seção transversal de um canal a ser projetado depende de fatores, como o espaço disponível para implantação, as características do solo de apoio, a declividade e condições de operação.

A configuração ótima de um canal de drenagem urbana é a *seção trapezoidal escavada com taludes gramados*, pela sua simplicidade de execução e manutenção, assim como pelo menor custo de implantação. O canal escavado, por admitir velocidades máximas reduzidas, exige maior espaço para sua implantação, assim como declividades menores.

Uma da vantagens dos canais escavados consiste em permitirem futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservarem faixas maiores para futuras intervenções que se façam necessárias.

Os canais escavados constituem uma alternativa adequada para cursos d'água de áreas em processo de urbanização e para as quais sejam previsíveis incrementos futuros das vazões de escoamento superficial.

Quando o espaço disponível para implantação do canal é limitado, o canal revestido inevitável para garantir maiores velocidades de escoamento é preferido, inclusive por necessitar de seções menores.
Na prática de projeto de canais urbanos é comum conceber canais visando apenas a veiculação de vazões de cheias, o que leva a sérios problemas de assoreamento e deposição de detritos para condições de operação de vazões de média intensidade, também conhecidas como vazões formativas ou modeladoras, que são as mais freqüentes.

Esses canais, sejam eles trapezoidais ou retangulares, normalmente têm fundos largos e incompatíveis com as vazões médias menores. É comum ocorrer a formação de pequenos leitos meandrados. Para evitar tais problemas, a solução

recomendável é adoção de seções mistas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões médias em sub-leitos menores em condições adequadas de velocidade.

Nos canais trapezoidais escavados, é possível adotar um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto; e nos canais revestidos, sejam eles de seção trapezoidal ou retangular, é possível um fundo com configuração triangular, mediante simples rebaixo do fundo.

- **Galerias e Tubulações Fechadas**

Em projetos de drenagem urbana o uso de galerias de grandes dimensões são necessárias em áreas urbanizadas, devido a limitação de espaço e das restrições impostas pelo parcelamento do solo.

As galerias de grandes dimensões tem limitações que são as seguintes:

- As galerias tem capacidade de escoamento limitada, que é inferior à sua capacidade máxima quando em regime livre;
- Por serem fechadas, as galerias apresentam condições de manutenção mais difíceis que os canais abertos, sendo grande a probabilidade de assoreamento e deposição de detritos, que resultam sempre em perda de eficiência hidráulica;
- Em determinadas circunstâncias, as galerias exigem a adoção de seção transversal de células múltiplas. Este tipo de configuração de seção transversal apresenta vantagens sob o ponto de vista estrutural, mas em termos de desempenho hidráulico e de manutenção é muito problemática. O principal inconveniente de natureza hidráulica consiste no fato de ser necessária a introdução de "janelas" ao longo das paredes internas para que haja uma equalização de vazões entre as células. Essas "janelas", além de introduzir perdas localizadas não desprezíveis, constituem pontos de acúmulos de lixo e detritos. Além disso, as galerias de células múltiplas existentes mostram, invariavelmente a tendência de o escoamento das vazões menores se concentrar em apenas uma célula, com assoreamento mais acentuado nas demais, resultando em perda de eficiência na veiculação de vazões.

Pelas razões apontadas, é conveniente adotar galerias de célula única que permite, inclusive, prever o fundo para permitir a concentração das vazões menores em sua parte central.
Nos casos em que não é possível evitar a utilização de galerias de células múltiplas, julga-se razoável propor as recomendações a seguir com o propósito de melhorar a eficiência das mesmas, ou de pelo menos minimizar seus inconvenientes:

- Introduzir trechos em canal aberto que atuariam como elementos de homogeneização do fluxo d'água, situando-os principalmente nos locais de entrada das principais contribuições laterais, de modo a evitar a necessidade de janelas nas paredes internas dos tramos de galeria. Além da sua função

hidráulica, os trechos em canal aberto, constituiriam pontos de acesso para manutenção e limpeza em condições razoáveis de acesso;

- Nos casos de uso de galerias de células múltiplas é preferível optar por galeria de apenas duas células. Se for necessária a utilização de janelas de equalização, estas devem ser dimensionadas considerando as diferenças das afluências em cada célula, por trecho de galeria, que deverão transpassar de lado. Julga-se recomendável, no sentido de reduzir o problema de retenção de detritos nas janelas, que o bordo vertente das mesmas esteja situado de 0.7 a 0.8 da altura livre da galeria;
- Conforme já destacado, as galerias celulares, em virtude da necessidade de janelas nas suas paredes internas, possuem coeficiente de rugosidade global maior do que as galerias de células simples.

- **Reservatórios de Retenção**

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não é uma tradição no Brasil. A literatura técnica internacional mostra, contudo, que esse tipo de instalação vem sendo crescentemente utilizado praticamente em todos os países de primeiro mundo há mais de vinte anos.

Cabe destacar que, na fase inicial de desenvolvimento das obras de drenagem urbana, o princípio fundamental que norteava os projetos era o de garantir o rápido escoamento das águas. Com o crescimento das áreas urbanas, especialmente nas atuais metrópoles, os picos de cheias dos cursos d'água principais passaram a alcançar níveis extremamente elevados em relação às condições primitivas de ocupação, com graves problemas de inundação. Isso permitiu constatar que a filosofia de projeto de obras de drenagem deveria ser radicalmente alterada, no sentido de propiciar maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma dada bacia com o propósito de reduzir as vazões de pico excessivamente elevadas nos pontos mais a jusante da mesma.

A partir de então, os dispositivos de detenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana. Além do que já foi dito, acrescentam-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d'água receptores que, com isto, não tem a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, conforme ocorre nos projetos em que se contempla apenas as soluções de canalização.

A função básica dos dispositivos de armazenamento é a de retardar as águas precipitadas sobre uma dada área, de modo a contribuir para a redução das vazões de pico de cheias em pontos a jusante.

Os dispositivos de armazenamento compreendem dois tipos distintos que são os de *controle na fonte* e os de *controle a jusante*. Os dispositivos de *controle na fonte* são instalações de pequeno porte colocadas próximas ao local de origem do escoamento superficial de modo a permitir uma utilização mais eficiente da rede de drenagem a jusante.

Esse tipo de dispositivo possui grande flexibilidade em termos de escolha de local de implantação, apresenta possibilidade de padronização da instalação, permite uma melhoria das condições de drenagem a jusante, bem como do controle em tempo real das vazões. Permite, ainda, um incremento de capacidade de drenagem global do sistema. Por outro lado, dificulta o monitoramento e a manutenção destas pequenas unidades instaladas em grande número e em diferentes locais. Isto implica também em elevados custos de manutenção.

Os dispositivos de *controle a jusante*, por outro lado, envolvem um menor número de locais de armazenamento. As obras de armazenamento podem, por exemplo, estar localizadas no extremo de jusante de uma bacia de drenagem de porte apreciável, ou mesmo numa sub-bacia de porte também expressivo.

Esta modalidade de controle permite reduzir o custo de implantação em relação ao caso de grande número de pequenas instalações de controle na fonte e apresenta maior facilidade de operação e manutenção com custos mais reduzidos. Por outro lado, apresenta maior dificuldade para encontrar locais adequados para sua implantação, com custos de desapropriação mais elevados, além de encontrar uma maior resistência na opinião pública quando se trata de reservatórios de armazenamento ou barramentos de maior porte.

É necessário destacar que não há uma distinção clara entre os dois tipos de dispositivos mencionados, existindo dispositivos que se enquadram em ambos os tipos.

2.3. Análise Hidráulica

Dentro da engenharia hidráulica, a modelação matemática já comprovou ser indispensável nos campos específicos da hidráulica fluvial e drenagem urbana, principalmente quando o estudo das situações transitórias do escoamento é necessário.

Neste particular, o emprego dos modelos matemáticos associados a suportes informáticos que facilitam a entrada e manipulação de extensas quantidades de dados além da fácil obtenção de resultados, têm sido utilizados em todo o mundo com o objetivo de verificação e projeto de obras hidráulicas.
O escoamento permanente e não permanente nos canais artificiais ou naturais tem como objetivo a análise do funcionamento dos mesmos nas condições onde as grandezas hidráulicas variam ao longo do tempo e no espaço em função de um dado conjunto de dados de geometria e condições de extremidade.

Esta metodologia é largamente empregada no dimensionamento de redes de drenagem e esgotos, canais de irrigação e acesso à casas de força e outras aplicações dentro da engenharia hidráulica.

O escoamento em canais é definido como um problema unidimensional, no qual todas as características são associadas à dimensão de comprimento do conduto. Os aspectos relativos às particularidades das seções transversais são considerados na forma dos parâmetros hidro-geométricos das mesmas, como área e forma da seção transversal, rugosidade das paredes, declividade do trecho representado e distância entre as seções representativas.

Estas seções, nos casos genéricos podem ser naturais, sem forma geométrica notável, ou artificiais, assim definidas por terem forma regular e resultarem de processo construtivo empregado para sua obtenção.

O escoamento não permanente tem como característica a variação ao longo do tempo das condições de extremidade, que usualmente são hidrogramas de enchentes, limnigramas, equipamentos hidráulicos associados à esquemas operacionais, estações de bombeamento e etc.

Como produtos da análise do escoamento variado nos canais, podem ser obtidos os níveis de água para enchentes hipotéticas em função de diferentes condições operacionais da calha e dos efeitos introduzidos nas extremidades, tais como reservatórios, marés e estações elevatórias.

2.3.1. Equações Básicas - escoamentos permanentes e não permanentes

O escoamento genérico em condutos a nível livre pode ser bem modelado matematicamente através das célebres equações de Saint-Venant [1], que combinam a conservação da massa e da quantidade de movimento.

Tais equações foram apresentadas em meados do século XIX como insolúveis analiticamente e desde então inúmeros modelos matemáticos têm sido propostos para torná-las integráveis e portanto passíveis de serem aplicadas aos casos práticos. Estas equações são apresentadas a seguir:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B\,\frac{\partial y}{\partial t} = q \quad \textbf{Eq. 1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\beta\,\frac{Q^2}{A}\right) + g\,A\frac{dy}{dx} + gAS_f = q\,v\cos\gamma \quad \textbf{Eq. 2}$$

Estas equações consideram o caso mais amplo onde todos os parâmetros hidráulicos variam no tempo. A primeira equação representa simplesmente o balanço de massa sobre um volume de controle, e a segunda o balanço das forças externas sobre o volume de controle, por unidade de peso. As grandezas envolvidas representam:

x	→ Coordenada longitudinal
t	→ Tempo
Q	→ Vazão líquida
y	→ Cota do nível d'água
p	→ Perímetro molhado
A	→ Área molhada
B	→ Largura à superfície livre
β	→ Coeficiente de Quantidade de Movimento
q	→ Vazão líquida de contribuição lateral específica
S_f	→ Inclinação da linha de energia
v	→ Velocidade da contribuição lateral líquida
γ	→ Ângulo da contribuição lateral com o eixo do canal

A figura a seguir, indica o significado físico das variáveis relacionadas.

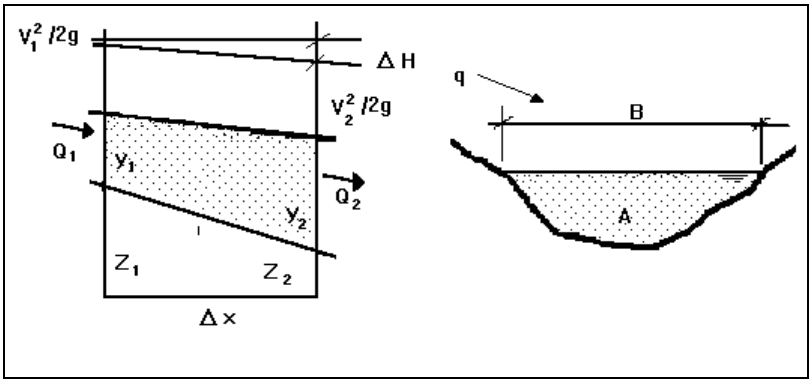


FIGURA 1 :DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE INTERESSE

O parâmetro S_f representa as perdas de carga, usualmente calculadas pela equação de Chézy, da forma:

$$S_f = Q \mid Q \mid K^{-2} \qquad \textbf{Eq. 3}$$

onde

$$K = \mathrm{C\ A}\ \sqrt{\mathrm{R_h}} \qquad \textbf{Eq. 4}$$

A equação 2 pode ser rescrita da forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q^2}{A}\frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} + gA\left(1-\beta F^2\right)\frac{\partial y}{\partial x} + - \beta\frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x}_{|y=const} + gA\,S_f = q\,v\cos\gamma \qquad \textbf{Eq. 5}$$

onde

$$F^2 = Q^2 B / gA^3 \qquad \textbf{Eq. 6}$$

é o quadrado do número de Froude do escoamento.

- **Caso particular do escoamento permanente**

Pode-se observar que a equação 5, quando simplificada com as hipóteses de regime permanente e sem contribuições laterais com quantidade de movimento, permite o cálculo genérico do escoamento permanente:

$$\underset{\downarrow 0}{\frac{\partial Q}{\partial t}} + \underset{\downarrow 0}{\frac{Q^2}{A}\frac{\partial \beta}{\partial x}} + 2\beta\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} + gA\left(1-\beta F^2\right)\underset{\downarrow (h-z)}{\frac{\partial y}{\partial x}} -$$

$$- \underset{\downarrow 0}{\beta\frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x}_{|y=const}} + \underset{\downarrow j}{gA}\quad S_f = \underset{\downarrow 0}{q\,v}\quad \cos\gamma$$

da qual resulta:

$$2\beta\frac{Q}{A}q + gA\left(1-\beta F_r^2\right)\frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f = 0 \qquad \textbf{Eq. 7}$$

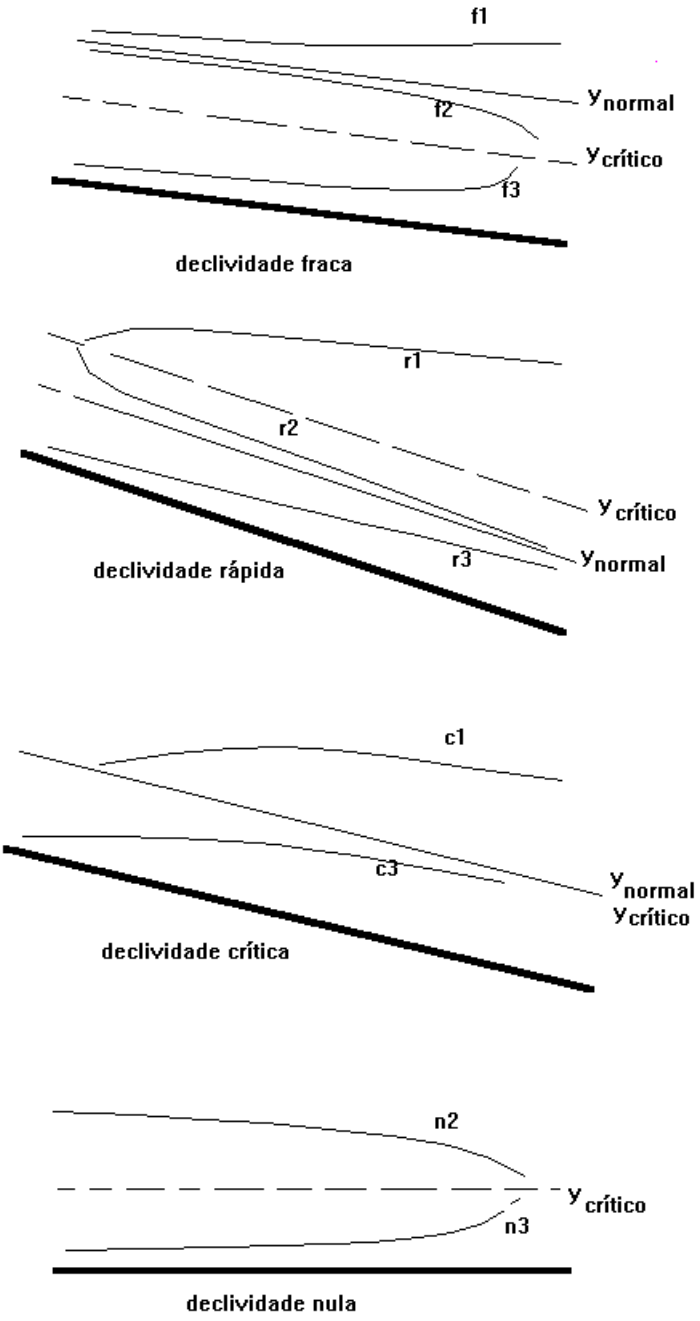
2.3.2. Interpretação física da equação do escoamento permanente

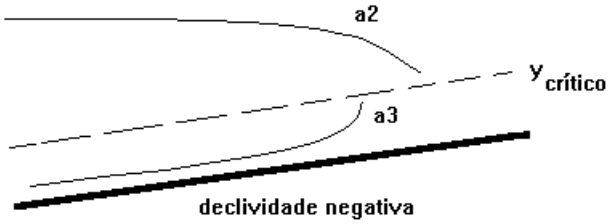
A solução da equação geral do escoamento permanente nos canais admite diferentes interpretações físicas, relacionadas às condições do escoamento (vazão e perdas de carga) e às condições geométricas (seção e declividade). Para sua interpretação classifica-se didaticamente os canais ou trechos de canais em cinco categorias, em função de sua declividade relativa: canais de declividade fraca, rápida, crítica, nula ou negativa.

Esta classificação é feita em função da posição relativa entre as profundidades notáveis normal e crítica, conforme conceituado a seguir:

1. Profundidade NORMAL: aquela associada ao escoamento em regime uniforme;
2. Profundidade CRÍTICA: associada ao escoamento com número de Froude unitário.

As figuras a seguir dão uma idéia dos perfis possíveis de linha d'água associados a cada tipo de canal ou trecho de canal.





As 12 curvas acima podem ser combinadas das mais variadas formas nos casos práticos, como pode ser visto em [6], resultando nas linhas d'água normalmente encontradas nos canais reais.

2.3.3. Solução Numérica

- **Escoamentos Permanentes**

As equações 1), 2) e 7 necessitam ser resolvidas para os casos de regime permanente, em todas as seções de interesse. Adota-se para tanto um método numérico de cálculo que permita o cômputo dos valores de y em cada ponto.

O método numérico aqui empregado se baseia na substituição das grandezas diferenciais da equação 7 por diferenças finitas, onde cada variável será substituída por seu valor médio ponderado no espaço da forma:

$$\frac{\partial \beta}{\partial x} = \frac{\beta_{i+1} + \beta_i}{\Delta x} \qquad \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{y_{i+1} + y_i}{\Delta x}$$

$$\bar{\beta} = \phi\beta_{i+1} + (1-\phi)\beta_i \qquad \overline{A} = \phi A_{i+1} + (1-\phi) A_i \qquad \textbf{Eq. 8}$$

$$\bar{F} = \phi F_{i+1} + (1-\phi) F_i \qquad \overline{S_f} = \phi S_{f_{i+1}} + (1-\phi) S_{f_i}$$

onde

$$F^2 = \frac{Q^2 B}{g A^3} \qquad \textbf{Eq. 9}$$

O parâmetro S_f pode ser estimado pela equação de Chèzy, pela expressão:

$$\bar{S_f} = \left(\phi \frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} + (1-\phi) \frac{Q_i^2}{K_i^2} \right) \qquad \textbf{Eq. 10}$$

onde: $\mathbf{K_i = C_i A_i \sqrt{R_{h_i}}}$

Substituindo os termos de 8, 9 e 10 em 7, obtemos uma equação da forma:

$$D_i y_{i+1} + B_i y_i = E_i \qquad \textbf{Eq. 11}$$

onde

$$D_i = g\frac{A_i}{\Delta x}\left(1 - F_i\right)$$
$$B_i = -D_i \qquad \textbf{Eq. 12}$$
$$E_i = q_i v_i - 2\frac{\bar{\beta}_i \bar{Q}_i q_i}{\bar{A}_i} - g\bar{A}_i \bar{S}_f - \frac{\bar{Q}_i^2}{\bar{A}_i}\left(\frac{\bar{\beta}_{i+1} + \bar{\beta}_i}{\Delta x}\right)$$

A equação 12, quando aplicada a um conjunto de n seções dá origem a um sistema de n-1 equações a n incógnitas em y. Admitindo-se uma condição de extremidade na primeira ou na última seção, obtém-se a solução do conjunto.

- **Algoritmo de Solução**

Para a obtenção dos valores de Y de cada seção, em cada instante de tempo deve-se efetuar um processo no qual são classificados os trechos de canais pelas suas declividades, conforme indicado no item anterior.

Para tanto são calculadas as profundidades normais e críticas de cada trecho entre duas seções, e determinados os tramos onde o escoamento é fluvial, ou seja, onde a profundidade da linha d'água é superior à profundidade crítica, e aqueles onde o escoamento e torrencial, cuja profundidade é portanto, inferior à crítica.

Nos tramos onde o escoamento é fluvial, realiza-se o cálculo de jusante para montante pois a profundidade à jusante é conhecida. O cálculo para os trechos com esta característica segue a fórmula de recorrência:

$$y_i = \frac{E_i - D_i y_{i+1}}{B_i} \qquad \textbf{Eq. 13}$$

Quando o trecho é torrencial, o cálculo é feito de montante para jusante, através da expressão:

$$y_{i+1} = \frac{E_i - B_i y_i}{D_i} \qquad \textbf{Eq. 14}$$

Nas seções onde é constatada a mudança do regime (torrencial-fluvial ou fluvial-torrencial), a compatibilidade do escoamento é verificada pelas expressões da profundidade crítica:

- Escoamento Fluvial $\rightarrow$ Torrencial

$$F_r^2 = \frac{Q^2 B(y)}{g\left(A(y)\right)^3} \qquad \textbf{Eq. 15}$$

- Escoamento Torrencial $\rightarrow$ Fluvial

$$\frac{y_f}{y_t} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{8F_r^2 + 1} - 1\right) \qquad \textbf{Eq. 16}$$

A equação acima, que é a expressão do ressalto hidráulico clássico permite também o posicionamento da mudança de regime, no ponto onde a mesma ocorre.

2.3.4. Caracterização das Seções Transversais

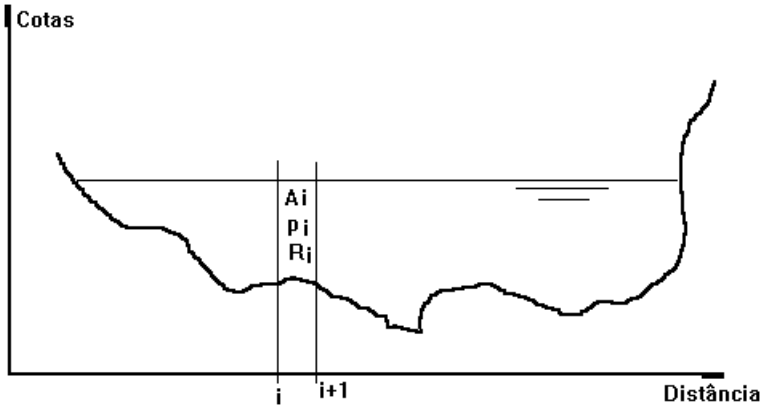
A discretização do rio ou canal para o cálculo do regime permanente ou variado é sempre feita através de seções transversais típicas. A escolha do número de seções deve atender ao critério de se representar o mais fielmente possível as variações do conduto, tanto em planta como em perfil. Uma maior acuracidade, para fins de estabilidade numérica pode ser obtida posteriormente com critérios de interpolação a cargo do próprio software de cálculo.

A escolha de um número pequeno de seções pode levar a erros físicos muito grandes e, por outro lado, um número muito elevado de seções provoca grande quantidade de cálculos, aumentando a propagação de erros numéricos. Vários autores têm citado que o espaçamento ideal de seções deve ser entre 10 e 20 vezes a largura da seção à superfície. Trechos sinuosos ou com grandes variações de fundo devem ser representados por seções menos espaçadas, que traduzam as influências dos alargamentos e estreitamentos bruscos, soleiras de fundo e outros controles.

- **Canais Naturais**

As seções transversais dos canais naturais devem ter seus parâmetros bem avaliados, para cada cota assumida pelo nível d'água. Representando-se as seções

através de pontos cartesianos, os parâmetros de interesse podem ser calculados através da subdivisão em lamelas verticais, como indica a figura a seguir:



As características hidrogeométricas são obtidas pelas seguintes expressões:

a) Área Molhada

$$A = \sum_{i+1}^{n} A_i \qquad \textbf{Eq. 17}$$

b) Perímetro Molhado

$$p = \sum_{i+1}^{n} p_i \qquad \textbf{Eq. 18}$$

b) Raio Hidráulico Composto

$$Q = \sum Q_i = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_f^{1/2} = \frac{1}{n} \sum A_i R_{h_i}^{2/3} S_f^{1/2}$$

$$R_h = \left[\frac{\sum A_i R_{h_i}^{2/3}}{A} \right]^{3/2} \qquad \textbf{Eq. 19}$$

c) Raio Hidráulico de Engelund

$$Q = \sum Q_i = C_i A_i R_h^{1/2} S_f^{1/2} = CAR_E^{1/2} S_f^{1/2}$$

$$R_E = \left[\frac{\sum C_i A_i R_{h_i}^{1/2}}{CA} \right]^2 \qquad \textbf{Eq. 20}$$

d) Coeficiente de Quantidade de Movimento

$$\beta = \frac{\sum A_i V_i^2}{AV^2}$$

$$\beta = \frac{\sum C_i R_{h_i} A_i}{C^2 R_E A} \qquad \textbf{Eq. 21}$$

- **Canais Artificiais**

Os canais artificiais podem ter suas características calculadas através dos elementos geométricos componentes da seção, como círculos, retângulos, trapézios e outras formas, como indicado em [9].

2.4. Pré-Dimensionamento de Canais de Drenagem

Os canais que formam o sistema de macro-drenagem de uma bacia podem ser pré-dimensionados adotando-se as seguintes hipóteses:

- Regime uniforme;
- Escoamento permanente;
- Seções prismáticas constantes em cada trecho;
- Características de cada seção transversal como: base, inclinação de taludes, tipo de revestimento e outros, conhecidas; e
- Condições de contorno, conhecidas

No pré-dimensionamento dos canais são adotados os critérios e parâmetros descritos a seguir:

- **Revestimento**

O revestimento dos canais de macro-drenagem segue a progressão escavado natural, escavado revestido com vegetação, revestimento em colchão de gabião e revestimento de concreto, em função das declividades e velocidades admissíveis, a saber;

- canal escavado com vegetação : 2,0 m/s
- canal escavado natural: 1.5 m/s
- canal revestido com colchão de gabião: 3,5 m/s
- canal revestido de concreto: 5,0 m/s
- canal pré-moldado de concreto ou moldado in situ: 6,0 m/s

- **Rugosidades**

Foi adotada para a rugosidade final do revestimento descrito um valor do coeficiente de Manning n em função da superfície de acabamento:

- canal escavado com vegetação : 0.024
- canal escavado natural: 0.022
- canal revestido com colchão de gabião: 0.027
- canal revestido de concreto: 0.020
- canal pré-moldado de concreto ou moldado in situ: 0.013

- **Forma da seção transversal**

Para as seções transversais de canais escavados em terra adotou-se taludes de 1 (vertical) : 2 (horizontal) em função da estabilidade do solo, mesmo com a previsão de revestimento.

- **Borda livre**

Adotou-se a borda livre dos canais fechados e abertos, em função do nível d'água máximo a ser atingido pela maré. Admitindo-se o dimensionamento feito pelo critério do regime permanente, a cota do Nível d'Água correspondente à profundidade normal resultante é definida em função do nível médio do mar, com probabilidade de ocorrência de 99,99%.

Este valor, para Itanhaém, a partir da curva de permanência dos níveis médios do mar, apresentada no Volume II, Tomo 1, é igual à 0,75 m, de acordo com a referência de Nível IGC.

A partir da curva de probabilidade de níveis máximos de maré, apresentada na mesma referência anterior, obtém-se para o nível máximo de maré, com permanência 98%, a cota 1,00 m, referência IGC. Desta forma a borda livre a ser adotada sobre a profundidade correspondente as vazões de TR=25 anos deverá ser de 0,25m

3. Diagnóstico do Sistema Atual e Proposição de Alternativas

3.1. Metodologia

Para o diagnóstico do sistema atual de macro-drenagem da Estância Balneária de Itanhaém, foram levantados dados e características dos principais macro-drenos e seus afluentes, localizados na região urbana do município, que correspondem aos rios Piaçaguera, Paraná-Mirim, do Poço, Bicudo, Guaú, Cabuçu, Campininha e Montevídeo, além da porção da orla.

A análise consistiu, inicialmente, no levantamento de aspectos relacionados com as condições físicas das calhas e na avaliação do funcionamento atual do sistema de drenagem, através da determinação da capacidade de descarga das estruturas.

Pôde-se observar que, de forma geral, os macro-drenos se apresentam em condições inadequadas de escoamento devido à insuficiência das seções hidráulicas atuais, situação que se agrava com a existência de problemas como:

- Assoreamento dos talvegues;
- Travessias e obras de transposições insuficientes;
- Elevada afluência de esgotos urbanos e de lixo;
- Obstruções e encalhes de sujeiras, devido ao lixo;
- Excesso de vegetação no fundo e no talude, contribuindo para a retenção de lixo e para a diminuição da velocidade do fluxo no leito do rio;
- Ocupação desordenada das regiões marginais;
- Estado inadequado de conservação e limpeza.

A situação destes macro-drenos tornar-se-á ainda mais crítica ao longo do horizonte de projeto, durante o qual se prevê um crescimento populacional e a conseqüente ocupação das áreas contribuintes, acarretando uma elevação no índice de impermeabilização do solo e o aumento das vazões de cheia.

Em função da deficiência constatada, procedeu-se ao pré-dimensionamento hidráulico das seções necessárias ao escoamento das vazões de projeto com período de retorno de 25 anos, permitindo a proposição de seções típicas a serem implantadas nos drenos existentes e a serem implantados. Os critérios e parâmetros de dimensionamento têm como principais componentes, além das vazões de projeto, a declividade média, a geometria da seção e o tipo de revestimento a ser empregado no canal projetado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja

trabalhos efetivos de conservação dos canais, com adequada freqüência de limpeza e de manutenção.

Quando foi detectado que o problema requer uma ação imediata, foram sugeridas soluções compostas por um conjunto de medidas e obras que, além do caráter emergencial de solucionar os pontos críticos de inundação, tem como objetivo a melhoria ampla das condições sanitárias para as áreas carentes de infra-estrutura urbana.

Nos casos em que o planejamento pode ser feito para direcionar o desenvolvimento futuro da área, foram concebidas proposições que tem como orientação a garantia da sustentabilidade ao longo do tempo.

Em termos gerais, as medidas disponíveis para intervenção do poder público no âmbito do sistema de drenagem se constituem em medidas estruturais e não estruturais.

As intervenções estruturais “são aquelas destinadas a reter, confinar, desviar ou escoar com maior rapidez e menores cotas o volume de enchentes, caracterizando-se pela construção de obras hidráulicas de grande porte, apresentando grande área de influência e envolvendo, freqüentemente, a aplicação maciça de capitais”.

As ações estruturais podem ser classificadas como medidas extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia de drenagem, como a avaliação da cobertura do solo na modificação de relação entre chuva e deflúvio. Já as medidas intensivas requerem ações diretamente na calha dos rios e podem agir de três maneiras:

- aumentando a capacidade de descarga dos rios;
- retardando o escoamento, com a construção de reservatórios ou bacias de amortecimento;
- desviando o escoamento, com descarga para outros rios ou diretamente para o mar.

As intervenções estruturais tem o caráter preventivo quando são observados os critérios e os princípios que norteiam a ocupação populacional, e executadas obras de drenagem que irão compor a infra-estrutura desta ocupação. Nos casos mais comuns, em que se verifica uma ocupação urbana desordenada, as ações estruturais surgem da necessidade de correção de um problema já existente, e assumem um caráter corretivo, sendo, portanto, imprescindíveis para a correção e proteção de certas áreas. São estas as medidas tradicionalmente mais divulgadas, solicitadas e empregadas, que podem necessitar muitas vezes de desapropriações de terras, relocação de habitações e execução de obras com restrições de dimensões ou de métodos construtivos.

As medidas não estruturais “são aquelas de caráter extensivo, com ações abrangendo toda a bacia, ou de natureza institucional, administrativa ou financeira, adotadas individualmente ou em grupo, espontaneamente ou por força de

legislação, destinada a atenuar os deflúvios ou adaptar os ocupantes das áreas potencialmente inundáveis para conviverem com a ocorrência periódica do fenômeno".

São, portanto, mediadas que não utilizam estruturas que alteram o regime de escoamento das águas da chuva. Destinam-se ao controle do uso e ocupação do solo e à diminuição da vulnerabilidade da população habitante nas áreas de risco aos efeitos das inundações, buscando alternativas para que a população passe a conviver melhor com o fenômeno natural das cheias e fique melhor preparada para absorver os impactos causados pelas inundações.

Apesar de a idéia ser antiga, as medidas não estruturais não têm tradição em nosso meio, sendo ainda pouco usuais. Não obstante, são aquelas que, por seu caráter preventivo, dispensam a alocação de enormes somas de recursos exigidas para a execução de grandes obras de contenção de enchentes como no caso geral das medidas estruturais. São ações que envolvem regras de disciplinamento, alcançadas pelo gerenciamento da bacia hidrográfica e da planície de inundação e pelo planejamento urbano e regional.

A inexistência do suporte de medidas não estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos. A utilização balanceada de investimentos, tanto em medidas estruturais quanto não estruturais, pode minimizar significativamente os prejuízos causados pelas inundações.

Algumas ações não estruturais, como a aquisição de terrenos para preservação, regulamentos, manual de práticas, seguro contra inundações, reassentamentos, alertas à população durante os eventos críticos, programas de prevenção e controle de erosão nos locais em construção, varrição de ruas e disposição adequada do lixo, programas de inspeção e manutenção, programas de contingências e programas de educação pública são capazes de melhorar de forma significativa o funcionamento e o desempenho do sistema de macro-drenagem.

As medidas não estruturais envolvem, muitas vezes, aspectos de natureza cultural, o que pode dificultar sua implantação a curto prazo. Assim, a conscientização e o envolvimento da população são indispensáveis para o sucesso de sua implantação.

Nos itens a seguir apresentadas a análise e a proposição de alternativas para planejamento do sistema de drenagem de Itanhaém.

3.2. Porção da Orla

A faixa oceânica da Estância Balneária de Itanhaém já conta com urbanização consolidada na maior parte dos bairros situados no intervalo compreendido entre Marrocos e Cibratel II. Estas obras específicas de drenagem foram concebidas para eliminar as descargas de base de vazões de drenagem que são direcionadas a rede de águas pluviais, mas que, na realidade conduzem esgotos domésticos .

Em regiões como os bairros Cibratel II e Tupy, estão sendo construídos interceptores que captam a drenagem superficial das vias e encaminham diretamente para o mar através de canais localizados a cada 800 ou 1.000 m. Estes canais tem ainda o objetivo de recuperar a balneabilidade das praias através da captação de água proveniente de canais de drenagem .

Esta solução deverá ser estendida à toda a porção da Orla e constará do quadro de proposições finais do plano.

3.3. Bacia 1 – Rios Paraná-Mirim e Piaçaguera

3.3.1. Preliminares

Estes dois afluentes que drenam a porção sul da parte litorânea do município constituem um sistema de drenagem isolado, abrangendo os bairros Jamaica e Gaivota. O Rio Paraná-Mirim segue praticamente paralelo à Av. do Telégrafo, desaguando no Rio Piaçaguera entre a Av. Novaro e Av. Central, quando então este segue o caminho por uma grande curva até o mar. A ilustração 1 em anexo apresenta a bacia de drenagem destes canais

Nascentes do Paraná-Mirim – Bairro Jamaica

Travessia Típica no Rio Paraná-Mirim

Rio Paraná-Mirim. Travessia da Av. Novaro

Rio Paraná-Mirim junto à foz com o Rio Piaçaguera, nas proximidades da Av. Central

Acidente com extravasamento do Rio Piaçaguera, no Balneário Gaivota, onde o leito invadiu as ruas encurtando o caminho até o mar

Foz do Rio Piaçaguera

A situação desta bacia se assemelha às demais do município, onde o curso d'água apresenta-se na forma de meandros e tem calha pouco delineada. A situação na barra e foz do Rio Piaçaguera, que para as altas vazões abandona o traçado original, cortando a distância pelas ruas do bairro Gaivota é preocupante, e deve ser tratada com prioridade.

As vazões determinadas nos estudos hidrológicos, nas principais seções e travessias estão indicadas na tabela abaixo:

TABELA 1- SEÇÕES CRÍTICAS E VAZÕES – RIO PARANÁ-MIRIM E PIAÇAGUERA

Localização	Nó	Vazões Atuais (m³/s)		Vazões de Projeto (2020) (m³/s)		Seção e Diâmetros Existentes (m)	Decl. (m/m)
		TR 10	Tr 25	Tr 10	Tr 25		
Rio Paraná-Mirim - Rua Antônio Fascino	2	4.25	6.09	5.22	7.22	1 ϕ 1.00	????
Rio Paraná-Mirim – Av. Brasil	3	9.93	14.26	12.28	16.97	1 ϕ1,00	????
Rio Piaçaguera – Av. Novaro	7	6.32	9.02	7.83	10.78	1 ϕ1,00	???
Rio Piaçaguera	4	20.83	29.78	25.92	35.74	natural	???
Foz Rio Piaçaguera	5	23.39	33.43	28.98	39.96	natural	????

3.3.2. Verificação da Situação Atual

O diagnóstico da situação atual foi efetuado admitindo-se que as travessias existentes apresentam uma capacidade mínima compatível com as condições usuais. O exame local das condições do Paraná-Mirim e do Piaçaguera indica inicialmente a falta de definição da calha e a ausência de manutenção no leito, para retirada de vegetação excessiva.

A tabela abaixo indica a estimativa aproximada capacidade hidráulica nas travessias existentes:

Local	Nó	Tipo	Quant	B ou D (m)	H (m)	n (Manning)	Decl (m)	Y/D	Q (m³/s)
Rio Paraná-Mirim - Rua Antônio Fascino	2	c	1	1.00	0.00	0.015	0.0100	0.95	2.23
Rio Paraná-Mirim – Av. Brasil	3	c	1	1.00	0.00	0.015	0.0100	0.95	2.23
Rio Piaçaguera – Av. Novaro	7	c	1	1.00	0.00	0.015	0.0100	0.95	2.23

A comparação entre as duas tabelas mostra que o canal precisa ser redimensionado para atender tanto a situação atual como a futura.

A grave situação ocorrida com o extravasamento e ruptura da margem indica que o canal também deverá ter sua seção fixada para garantir a capacidade de descarga necessária.

3.3.3. Alternativas de Solução

A solução mais indicada para os canais Paraná-Mirim e Piaçaguera consiste na fixação do leito, através de escavação da seção mínima recomendada, limpeza e manutenção das margens e implantação de travessias com a capacidade de descarga adequada às vazões previstas para a condição futura. De acordo com os critérios de projeto estabelecidos para o plano diretor de Itanhaém, onde possível foi mantida a seção natural, progredindo-se, quando necessário, para a utilização de revestimento granular, colchões, seções pré-moldadas de concreto e galerias moldadas *in-situ.*

As tabelas a seguir indicam as seções recomendadas, com os respectivos tipos de revestimento, declividades e também as travessias.

TABELA 2: RIO PARANÁ-MIRIM - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m^3/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua A - Rua Emília	680	0.001		3.10	T	1	0.6	2	0.018	1.025	0.25	1.14	8.70	canal de concreto
Travessia / Rua Emília	15	0.002		3.10	C	2	1.2		0.015	1.014	0.25	1.52	*	tubulação de concreto
Rua Emília - Rua 2	660	0.002	S2	7.22	T	1	1.5	2	0.018	1.083	0.25	1.82	9.90	canal de concreto
Travessia / Rua 2	15	0.002	S2	7.22	C	3	1.5		0.015	1.090	0.25	1.75	*	tubulação de concreto
Rua 2 - Rua das Palmeiras	730	0.002		11.50	T	1	2	2	0.018	1.253	0.25	2.04	11.10	canal de concreto
Travessia / Rua das Palmeiras	15	0.002		11.50	R	2	2	2	0.015	1.385	0.25	2.08	*	tubulação de concreto
Rua das Palmeiras - Av. Novaro/ Foz com o Piaçaguera	600	0.002	S3	16.97	T	1	3.5	2	0.018	1.272	0.25	2.21	12.60	canal de concreto
Travessia / Av. Novaro	20	0.002	S3	16.97	R	1	5	1.7	0.018	1.448	0.25	2.34	8.00	ponte de concreto

TABELA 3: RIO PIAÇAGUERA - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Até Av. 1	600	0.001		3.50	T	1	0.6	2	0.022	1.173	0.25	1.01	9.30	canal escavado em terra
Travessia / Av. 1	12	0.002		3.50	R	1	1.5	1.5	0.015	1.287	0.25	1.81	*	tubulação de concreto
Av. 1 - Av. Novaro	660	0.002	S7	10.80	T	1	2	2	0.018	1.216	0.25	2.00	10.90	canal de concreto
Travessia / A. Central	12	0.002	S7	10.80	R	1	4	1.55	0.018	1.281	0.25	2.11	7.00	ponte em concreto
Av. Novaro - Av. 1	510	0.002		30.20	T	1	6	2	0.018	1.387	0.25	2.48	15.60	canal de concreto
Travessia / Av. Central	12	0.002		30.20	R	1	8	1.75	0.018	1.455	0.25	2.59	11.00	ponte em concreto
Travessia / Av. 1	12	0.002		30.20	R	1	8	1.75	0.018	1.455	0.25	2.59	11.00	ponte em concreto
Trecho Av. 1 até curva	800	0.002	S4	35.74	T	1	7	2	0.018	1.419	0.25	2.56	16.70	canal de concreto
Trecho Curva até Foz	1400	0.001	S5	39.96	T	1	10	2	0.022	1.726	0.25	1.72	21.00	canal escavado em terra

3.4. Bacia 2 - Rio do Poço

3.4.1. Preliminares

A bacia do Rio do Poço drena uma grande porção da área urbana do município de Itanhaém, compreendendo os bairros Gaivota, Jamaica, Bopiranga, Tupy, Cibratel II e São Fernando Chácaras, e parte dos bairros Cibratel Chácaras, Corumbá e Belas Artes. Grande parte de sua bacia atravessa uma área bastante urbanizada, apresentando como conseqüências águas com elevada carga de poluição orgânica e assoreamento do leito. As travessias do rio sob a Rodovia SP-55 e sob a Estrada de Ferro Sorocabana apresentam-se bastante obstruídas e são insuficientes para as vazões decorrentes de chuvas intensas, sobretudo quando aliadas aos efeitos de maré. Sua porção final encontra-se em região de mangue, juntamente com a foz no Rio Guaú. A ilustração 2, em anexo, apresenta em planta o traçado do rio e sua bacia de drenagem.

As fotografias abaixo ilustram as condições atuais do Rio do Poço.

Seção típica do Rio do Poço próximo à nascente - Bairro Gaivota

Travessia sob a Rodovia SP-55 próximo à nascente, obstruída pela vegetação

Travessia sob rua, obstruída pela vegetação – Bairro Gaivota

Seção a montante da travessia da Estrada de Ferro Sorocabana

Ponte Ferroviária com escoamento afetado pela maré

Travessias afogadas pela maré

Travessia insuficiente, obstruída pela vegetação

Seção típica em área urbana

Tendo em vista os problemas de inundações gerados pelas precárias condições atuais de escoamento no leito, a Internave Engenharia realizou o Projeto Executivo das Obras do Rio do Poço, um projeto de regularização do curso d'água com o objetivo de adaptá-lo ao escoamento de vazões críticas de origem pluvial.

No Volume II – Tomo I deste estudo, foi apresentado o cálculo das vazões afluentes a diferentes pontos de interesse ao longo do Rio do Poço, associadas a sua probabilidade de ocorrência, partir da consideração de uma precipitação máxima sobre a bacia contribuinte. Foi também realizada a avaliação dos níveis máximos de maré e determinada a curva de permanência de marés, com a qual é possível estimar a probabilidade de ocorrência dos eventos críticos relacionados ao fenômeno.

Desta forma, será feita a seguir a verificação do Projeto Internave, a fim de avaliar sua adequação às condições críticas levantadas pelo Plano Diretor. Para tanto, serão consideradas as vazões afluentes calculadas no Plano Diretor para o horizonte 2020 e o nível de maré crítico junto à foz de 1.00 m (IBGE), com 99% de permanência.

3.4.2. Verificação do Projeto Internave

Para a regularização do leito do Rio do Poço, o Projeto Internave adotou, como geometria final de fim de plano, um canal de extensão 12100 m, revestido em concreto em sua maior parte, de seção trapezoidal, com larguras base variável de 8.0 a 23.0 m, e talude de inclinação 1V:2H ou 1V:3H, com declividades variáveis de 0.02 a 0.25%, partindo da foz na cota –3.40 m (IBGE). O canal foi dimensionado para vazões de 25 anos determinadas no projeto e para um nível de maré junto à foz de 0.98 m (IBGE). A tabela a seguir apresenta a geometria final adotada, bem como a linha d'água calculada nesta situação de projeto.

TABELA 4: PROJETO INTERNAVE - LINHA D'ÁGUA PARA A VAZÃO DE 25 ANOS COM GEOMETRIA FINAL ADOTADA E MARÉ COTA 0.98m.

Estaca	Progressiva	Base	Talude	Cota de Fundo (IBGE)	Cota NA (IBGE)	Vazão	Rugosidade	Altura da Seção
	(m)	(m)	(H:V)	(m)	(m)	(m^3/s)		(m)
605	0	8	2H/1V	6.36	8.44	35.84	0.035	2.5
600	100	8	2H/1V	6.2	8.3	36.14	0.035	2.6
595	200	8	2H/1V	6.04	8.15	36.44	0.035	2.7
590	300	8	2H/1V	5.89	8	36.74	0.035	2.3
585	400	8	2H/1V	5.73	7.85	37.05	0.035	2.3
580	500	8	2H/1V	5.58	7.7	37.35	0.035	2.3
575	600	8	2H/1V	5.42	7.56	37.65	0.035	2.3
570	700	8	2H/1V	5.26	7.41	37.95	0.035	2.3
565	800	8	2H/1V	5.11	7.24	38.73	0.035	2.3
560	900	8	2H/1V	4.95	7.07	39.51	0.035	2.3
555	1000	8	2H/1V	4.79	6.88	40.3	0.035	2.9
550	1100	8	2H/1V	4.64	6.66	41.08	0.035	2.2
545	1200	8	2H/1V	4.48	6.35	41.86	0.035	2
540	1300	8	2H/1V	4.33	5.84	42.64	0.035	2
535	1400	8	2H/1V	4.17	5.71	43.43	0.015	2
530	1500	8	2H/1V	4.01	5.6	44.21	0.015	2.4
525	1600	8	2H/1V	3.86	5.49	44.99	0.015	2.1

Estaca	Progressiva	Base	Talude	Cota de Fundo (IBGE)	Cota NA (IBGE)	Vazão	Rugosidade	Altura da Seção
	(m)	(m)	(H:V)	(m)	(m)	(m^3/s)		(m)
520	1700	8	2H/1V	3.7	5.44	45.07	0.015	2
515	1800	8	2H/1V	3.61	5.36	45.15	0.015	2.4
510	1900	8	2H/1V	3.53	5.27	45.24	0.015	2.7
505	2000	8	2H/1V	3.44	5.19	45.32	0.015	2.5
500	2100	8	2H/1V	3.36	5.1	45.4	0.015	2
495	2200	8	2H/1V	3.26	5.03	45.48	0.015	4
490	2300	8	2H/1V	3.19	4.93	45.57	0.015	2.2
485	2400	8	2H/1V	3.1	4.85	45.65	0.015	2.3
480	2500	8	2H/1V	3.01	4.77	45.73	0.015	3.2
475	2600	8	2H/1V	2.93	4.68	45.81	0.015	2.6
470	2700	8	2H/1V	2.84	4.6	45.9	0.015	3
465	2800	8	2H/1V	2.76	4.52	45.98	0.015	3
460	2900	8	2H/1V	2.67	4.43	46.06	0.015	3
455	3000	8	2H/1V	2.59	4.35	46.14	0.015	3.2
450	3100	8	2H/1V	2.5	4.26	46.23	0.015	2.6
445	3200	8	2H/1V	2.41	4.18	46.31	0.015	3.7
440	3300	8	2H/1V	2.33	4.09	46.39	0.015	2.7
435	3400	8	2H/1V	2.24	4.01	46.47	0.015	2.8
430	3500	8	2H/1V	2.16	3.92	46.56	0.015	2.7
425	3600	8	2H/1V	2.07	3.84	46.64	0.015	3
420	3700	8	2H/1V	1.99	3.75	46.72	0.015	3
415	3800	8	2H/1V	1.9	3.66	46.73	0.015	3
410	3900	8	2H/1V	1.81	3.58	46.74	0.015	3.7
405	4000	8	2H/1V	1.73	3.49	46.75	0.015	3.5
400	4100	8	2H/1V	1.64	3.41	46.76	0.015	3.1
395	4200	8	2H/1V	1.56	3.32	46.77	0.015	3.2
390	4300	8	2H/1V	1.47	3.24	46.78	0.015	3.5
385	4400	8	2H/1V	1.39	3.15	46.79	0.015	3.9
380	4500	8	2H/1V	1.3	3.06	46.8	0.015	3.5
375	4600	8	2H/1V	1.21	2.98	46.81	0.015	3.1
370	4700	8	2H/1V	1.13	2.89	46.82	0.015	3
365	4800	8	2H/1V	1.04	2.81	46.83	0.015	3.1
360	4900	8	2H/1V	0.96	2.72	46.84	0.015	3.6
355	5000	8	2H/1V	0.87	2.64	46.85	0.015	3.3
350	5100	8	2H/1V	0.79	2.55	46.86	0.015	3.3
345	5200	8	2H/1V	0.7	2.47	46.87	0.015	3.3
340	5300	8	2H/1V	0.61	2.4	46.88	0.015	3.4
335	5400	8	2H/1V	0.53	2.31	46.89	0.015	3.2
330	5500	8	2H/1V	0.44	2.23	46.9	0.015	3.1
325	5600	8	2H/1V	0.36	2.15	46.91	0.015	3.2
320	5700	8	2H/1V	0.27	2.08	46.92	0.015	3.4
315	5800	8	2H/1V	0.19	2.01	46.92	0.015	3.2
310	5900	8	2H/1V	0.1	1.94	46.92	0.015	4.2
305	6000	8	2H/1V	0.01	1.88	46.92	0.015	3.6
300	6100	8	2H/1V	-0.07	1.81	46.92	0.015	3.9
295	6200	8	2H/1V	-0.16	1.76	46.92	0.015	3.6
290	6300	8	2H/1V	-0.24	1.71	46.92	0.015	3.6
285	6400	8	2H/1V	-0.33	1.66	46.92	0.015	3.2
280	6500	8	2H/1V	-0.41	1.62	46.92	0.015	3.6
275	6600	8	2H/1V	-0.5	1.58	46.92	0.015	3
270	6700	8	2H/1V	-0.59	1.55	46.92	0.015	3.8

Estaca	Progressiva	Base	Talude	Cota de Fundo (IBGE)	Cota NA (IBGE)	Vazão	Rugosidade	Altura da Seção
	(m)	(m)	(H:V)	(m)	(m)	(m^3/s)		(m)
265	6800	8	2H/1V	-0.67	1.52	46.92	0.015	3.7
260	6900	8	2H/1V	-0.76	1.49	46.92	0.015	3.7
255	7000	8	2H/1V	-0.84	1.47	46.92	0.015	3.5
250	7100	8	2H/1V	-0.93	1.45	46.92	0.015	3.4
245	7200	8	2H/1V	-1.01	1.43	46.92	0.015	3.4
240	7300	10	2H/1V	-1.1	1.45	46.92	0.015	3.4
235	7400	10	2H/1V	-1.12	1.43	46.92	0.015	3
230	7500	10	2H/1V	-1.15	1.42	46.92	0.015	3.6
225	7600	10	2H/1V	-1.17	1.41	46.92	0.015	4
220	7700	10	2H/1V	-1.2	1.39	46.92	0.015	3.7
215	7800	10	2H/1V	-1.22	1.38	46.92	0.015	3.6
210	7900	10	2H/1V	-1.25	1.37	46.92	0.015	3.8
205	8000	10	2H/1V	-1.27	1.35	46.92	0.015	3.7
200	8100	10	2H/1V	-1.3	1.34	46.92	0.015	3.2
195	8200	10	2H/1V	-1.32	1.33	46.92	0.015	3.6
190	8300	10	2H/1V	-1.34	1.32	46.92	0.015	3.6
185	8400	10	2H/1V	-1.37	1.3	46.92	0.015	4
180	8500	10	2H/1V	-1.39	1.29	46.92	0.015	3.5
175	8600	10	2H/1V	-1.42	1.28	46.92	0.015	3.4
170	8700	10	2H/1V	-1.44	1.27	46.92	0.015	3.4
165	8800	10	2H/1V	-1.47	1.26	46.92	0.015	3.4
160	8900	10	2H/1V	-1.49	1.25	46.92	0.015	3.6
155	9000	10	2H/1V	-1.52	1.24	46.92	0.015	3.3
150	9100	10	2H/1V	-1.54	1.23	46.92	0.015	4
145	9200	12	2H/1V	-1.56	1.23	46.92	0.015	3.8
140	9300	12	2H/1V	-1.59	1.22	46.92	0.015	4
135	9400	12	2H/1V	-1.61	1.22	46.92	0.015	4.5
130	9500	12	2H/1V	-1.64	1.21	46.92	0.015	3.6
125	9600	12	2H/1V	-1.66	1.2	46.92	0.015	3.5
120	9700	12	2H/1V	-1.69	1.2	46.92	0.015	4.3
115	9800	12	2H/1V	-1.71	1.19	46.92	0.015	4
110	9900	12	2H/1V	-1.73	1.18	46.92	0.015	4.4
105	10000	12	2H/1V	-1.76	1.18	46.92	0.015	4.5
100	10100	12	2H/1V	-1.78	1.17	46.92	0.015	3.5
95	10200	12	2H/1V	-1.81	1.17	46.92	0.015	4.2
90	10300	12	2H/1V	-1.83	1.16	46.92	0.015	3.4
85	10400	10	3H/1V	-1.86	1.15	48.7	0.015	4
80	10500	10	3H/1V	-1.88	1.14	50.48	0.015	4
75	10600	10	3H/1V	-1.91	1.13	52.25	0.015	4
70	10700	10	3H/1V	-1.93	1.12	54.03	0.015	3.8
65	10800	10	3H/1V	-1.95	1.1	55.81	0.015	4
60	10900	10	3H/1V	-1.98	1.09	57.59	0.015	4
55	11000	10	3H/1V	-2	1.08	59.36	0.015	4
50	11100	13	3H/1V	-2.03	1.08	61.14	0.015	3.5
45	11200	13	3H/1V	-2.05	1.07	62.92	0.015	3.7
40	11300	16	3H/1V	-2.08	1.07	64.7	0.015	3.8
35	11400	23	3H/1V	-2.1	1.07	66.48	0.015	3.6
30	11500	23	3H/1V	-2.13	1.05	68.25	0.015	3.6
25	11600	23	3H/1V	-2.15	1.03	70.03	0.015	3.65
20	11700	23	3H/1V	-2.4	1.02	71.81	0.035	3.3
15	11800	23	3H/1V	-2.65	1	73.59	0.035	2.65

Estaca	Progressiva	Base	Talude	Cota de Fundo (IBGE)	Cota NA (IBGE)	Vazão	Rugosidade	Altura da Seção
	(m)	(m)	(H:V)	(m)	(m)	(m^3/s)		(m)
10	11900	23	3H/1V	-2.9	0.99	75.36	0.035	2.9
5	12000	23	3H/1V	-3.15	0.99	77.14	0.035	3.15
0	12100	23	3H/1V	-3.4	0.98	78.92	0.035	3.4

Podem ser identificados dez trechos típicos ao longo do canal, cujas características são resumidas na tabela abaixo.

TABELA 5: PROJETO INTERNAVE – CARACTERÍSTICAS DOS TRECHOS (GEOMETRIA FINAL ADOTADA).

Estaca inicial	Estaca final	Talude	Base	Rugosidade	Declividade
		(H:V)	(m)		%
605	520	2	8	0.035	0.16
520	485	2	8	0.015	0.16
485	240	2	8	0.015	0.08
240	150	2	10	0.015	0.02
150	90	2	12	0.015	0.02
90	55	3	10	0.015	0.02
55	45	3	13	0.015	0.02
45	40	3	16	0.015	0.02
40	25	3	23	0.015	0.02
25	0	3	23	0.035	0.25

No Plano Diretor de Macro-Drenagem, realizou-se a delimitação da bacia contribuinte do Rio do Poço e o cálculo das vazões afluentes a diversos pontos de interesse, conforme indicado na Ilustração 2. As vazões obtidas nestes pontos, associadas a diferentes períodos de retorno, são apresentadas na tabela a seguir. Cada um dos ponto de interesse corresponde a uma estaca do Projeto Internave, conforme mostrado abaixo.

TABELA 6: VAZÕES DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM - HORIZONTE 2020.

Ponto	Estaca INTERNAVE	Vazão TR = 10 anos	Vazão TR = 25 anos	Vazão TR = 50 anos
		(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
S16	605	12.13	17.51	21.95
S12	590	20.10	28.12	34.66
S13	530	20.52	28.71	35.38
S19	445	24.19	33.52	41.16
S20	340	59.22	83.22	102.95
S189	300	69.61	97.76	121.01
S15	260	83.79	117.57	145.35
S27	130	95.79	133.36	164.12
S28	80	98.01	136.28	167.59
S43	15	101.28	140.38	172.32
S41	0	118.03	161.47	197.37

Desta forma, pôde-se identificar as vazões calculadas pelo Plano Diretor que solicitam o canal em cada um dos trechos descritos. O esquema unifilar apresentado a seguir resume as características dos trechos e as respectivas vazões solicitantes.

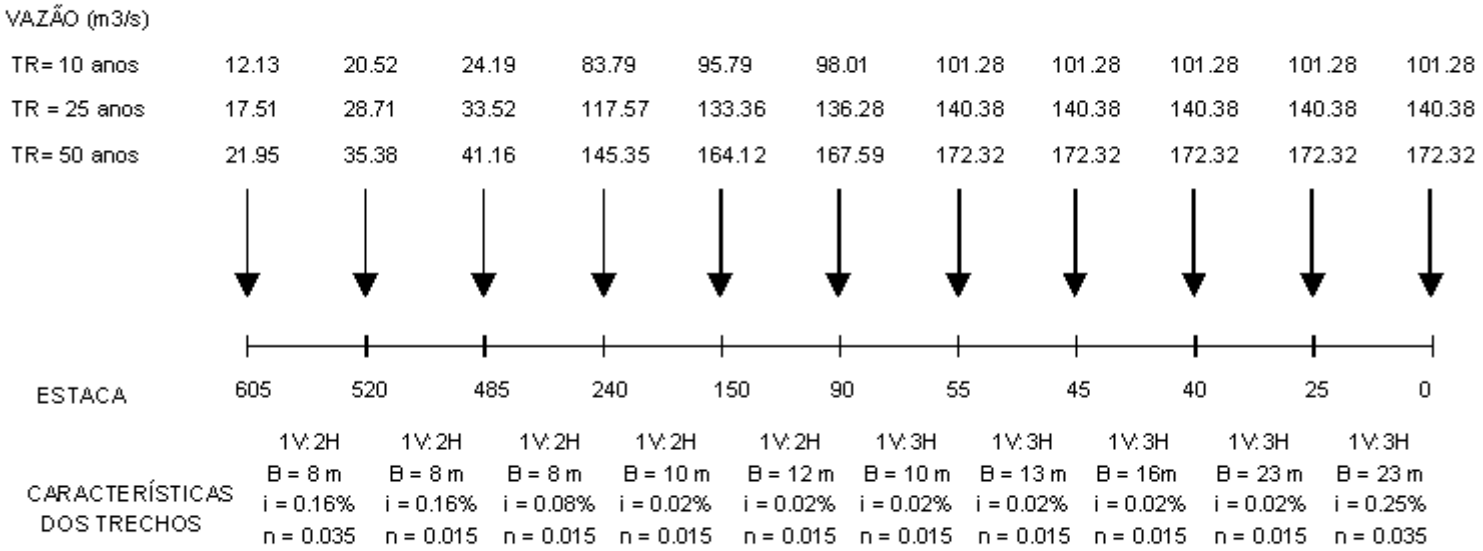


FIGURA 2 : ESQUEMA UNIFILAR – TRECHOS DO RIO DO POÇO.

A partir destes dados, procedeu-se a determinação das linhas d'água correspondentes às vazões de período de retorno 10, 25 e 50 anos para o horizonte de projeto 2020, com o nível de maré crítico junto à foz de 1.00 m (IBGE). Os resultados obtidos são apresentados na tabela a seguir.

TABELA 7: LINHAS D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM - HORIZONTE 2020.

Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 10 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)
0	6.360	7.476	7.726	7.905
170	6.094	7.210	7.460	7.639
340	5.828	6.944	7.194	7.373
510	5.562	6.678	6.928	7.107
680	5.296	6.412	6.662	6.841
850	5.030	6.146	6.396	6.575
1020	4.764	5.880	6.130	6.308
1190	4.498	5.615	5.864	6.041
1360	4.232	5.352	5.599	5.773
1530	3.966	5.093	5.334	5.504
1700	3.700	4.845	5.070	5.229
1770	3.640	4.722	4.941	5.097
1840	3.580	4.664	4.884	5.041
1910	3.520	4.607	4.827	4.985
1980	3.460	4.550	4.772	4.930
2050	3.400	4.495	4.717	4.877
2120	3.340	4.440	4.664	4.824
2190	3.280	4.387	4.612	4.773
2260	3.220	4.336	4.561	4.723
2330	3.160	4.287	4.513	4.675
2400	3.100	4.240	4.466	4.629
2690	2.851	4.023	4.251	4.418
2980	2.602	3.776	4.008	4.183
3270	2.353	3.530	3.773	3.962
3560	2.104	3.291	3.556	3.768
3850	1.855	3.070	3.369	3.608
4140	1.606	2.882	3.223	3.486
4430	1.357	2.740	3.117	3.399
4720	1.108	2.644	3.044	3.338
5010	0.859	2.584	2.996	3.296
5300	0.610	2.545	2.964	3.267
5500	0.439	2.487	2.911	3.217
5700	0.268	2.383	2.814	3.126
5900	0.097	2.293	2.731	3.046
6100	-0.074	2.219	2.660	2.978
6300	-0.245	2.159	2.601	2.920
6500	-0.416	2.110	2.551	2.871
6700	-0.587	2.070	2.510	2.830
6900	-0.758	2.039	2.477	2.796
7100	-0.929	2.013	2.449	2.767
7300	-1.100	1.993	2.426	2.743
7480	-1.144	1.954	2.380	2.693
7660	-1.188	1.900	2.315	2.623
7840	-1.232	1.845	2.249	2.551

Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 10 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)
8020	-1.276	1.789	2.181	2.475
8200	-1.320	1.732	2.110	2.397
8380	-1.364	1.674	2.037	2.315
8560	-1.408	1.615	1.960	2.229
8740	-1.452	1.555	1.881	2.139
8920	-1.496	1.493	1.796	2.042
9100	-1.540	1.429	1.707	1.937
9220	-1.569	1.446	1.737	1.977
9340	-1.598	1.407	1.682	1.913
9460	-1.627	1.368	1.626	1.846
9580	-1.656	1.328	1.567	1.775
9700	-1.685	1.288	1.506	1.700
9820	-1.714	1.247	1.442	1.620
9940	-1.743	1.205	1.374	1.533
10060	-1.772	1.163	1.302	1.438
10180	-1.801	1.119	1.225	1.332
10300	-1.830	1.075	1.142	1.210
10370	-1.847	1.146	1.274	1.400
10440	-1.864	1.133	1.251	1.370
10510	-1.881	1.119	1.228	1.339
10580	-1.898	1.106	1.204	1.307
10650	-1.915	1.093	1.181	1.275
10720	-1.932	1.080	1.157	1.242
10790	-1.949	1.066	1.133	1.208
10860	-1.966	1.053	1.109	1.173
10930	-1.983	1.040	1.084	1.138
11000	-2.000	1.027	1.059	1.101
11020	-2.005	0.994	0.992	0.996
11040	-2.010	0.988	0.981	0.979
11060	-2.015	0.983	0.970	0.961
11080	-2.020	0.978	0.959	0.943
11100	-2.025	0.972	0.948	0.924
11120	-2.030	0.967	0.937	0.905
11140	-2.035	0.962	0.925	0.886
11160	-2.040	0.956	0.914	0.866
11180	-2.045	0.951	0.902	0.846
11200	-2.050	0.946	0.891	0.825
11210	-2.053	0.985	0.973	0.962
11220	-2.056	0.984	0.969	0.956
11230	-2.059	0.982	0.966	0.951
11240	-2.062	0.980	0.963	0.945
11250	-2.065	0.979	0.959	0.939
11260	-2.068	0.977	0.956	0.934
11270	-2.071	0.975	0.952	0.928
11280	-2.074	0.974	0.949	0.923
11290	-2.077	0.972	0.945	0.917
11300	-2.080	0.970	0.942	0.911
11330	-2.087	0.992	0.986	0.981
11360	-2.094	0.988	0.979	0.970
11390	-2.101	0.985	0.971	0.958
11420	-2.108	0.981	0.964	0.946

Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 10 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)
11450	-2.115	0.978	0.957	0.935
11480	-2.122	0.974	0.949	0.923
11510	-2.129	0.970	0.942	0.911
11540	-2.136	0.967	0.935	0.899
11570	-2.143	0.963	0.928	0.887
11600	-2.150	0.960	0.920	0.875
11650	-2.275	0.991	0.983	0.974
11700	-2.400	0.993	0.986	0.978
11750	-2.525	0.994	0.988	0.982
11800	-2.650	0.995	0.990	0.986
11850	-2.775	0.996	0.992	0.989
11900	-2.900	0.997	0.994	0.991
11950	-3.025	0.998	0.996	0.994
12000	-3.150	0.999	0.997	0.996
12050	-3.275	0.999	0.999	0.998
12100	-3.400	1.000	1.000	1.000

As figuras abaixo ilustram a posição destas linhas d'água com relação ao canal projetado pela Internave. Observa-se que o canal é adequado à vazão de período de retorno 10 anos. Para a vazão de 25 anos, nas condições analisadas neste plano, não se verifica a existência de uma borda livre satisfatória, sobretudo no trecho próximo à progressiva 8000 m, e para a vazão de 50 anos nota-se a o extravasamento da calha neste mesmo trecho.

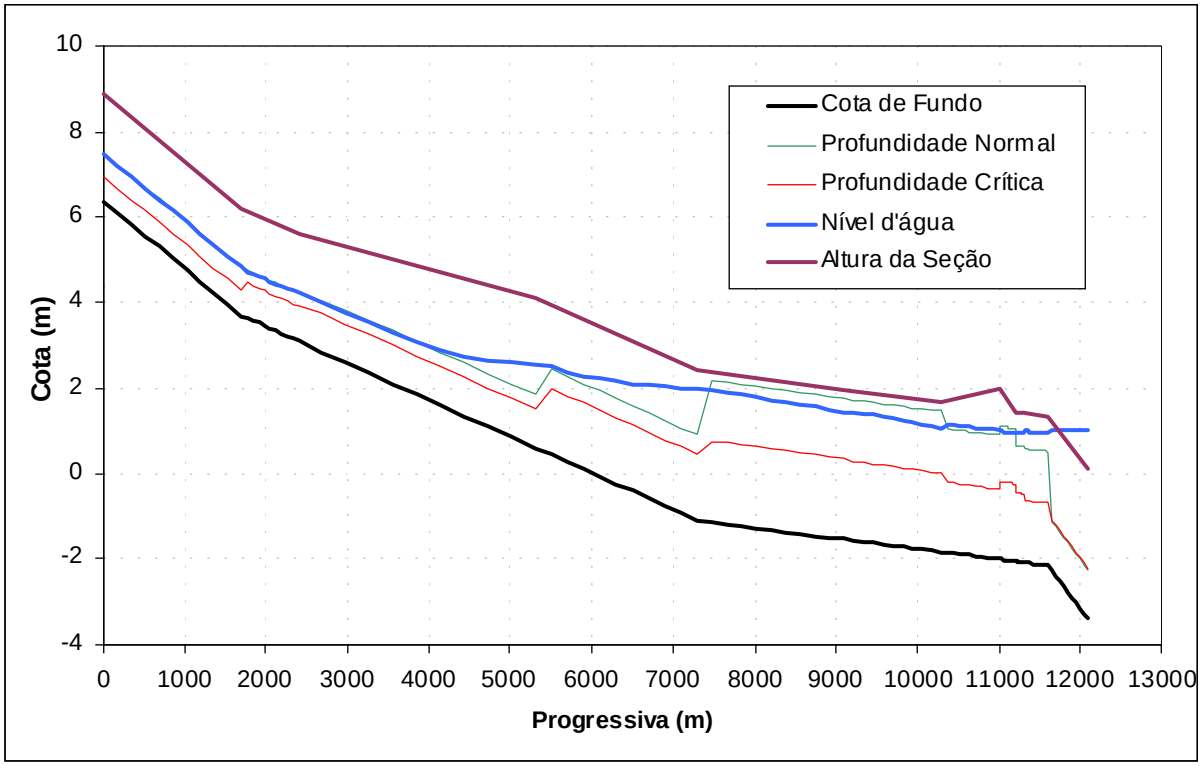


FIGURA 3 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 10 ANOS / HORIZONTE 2020.

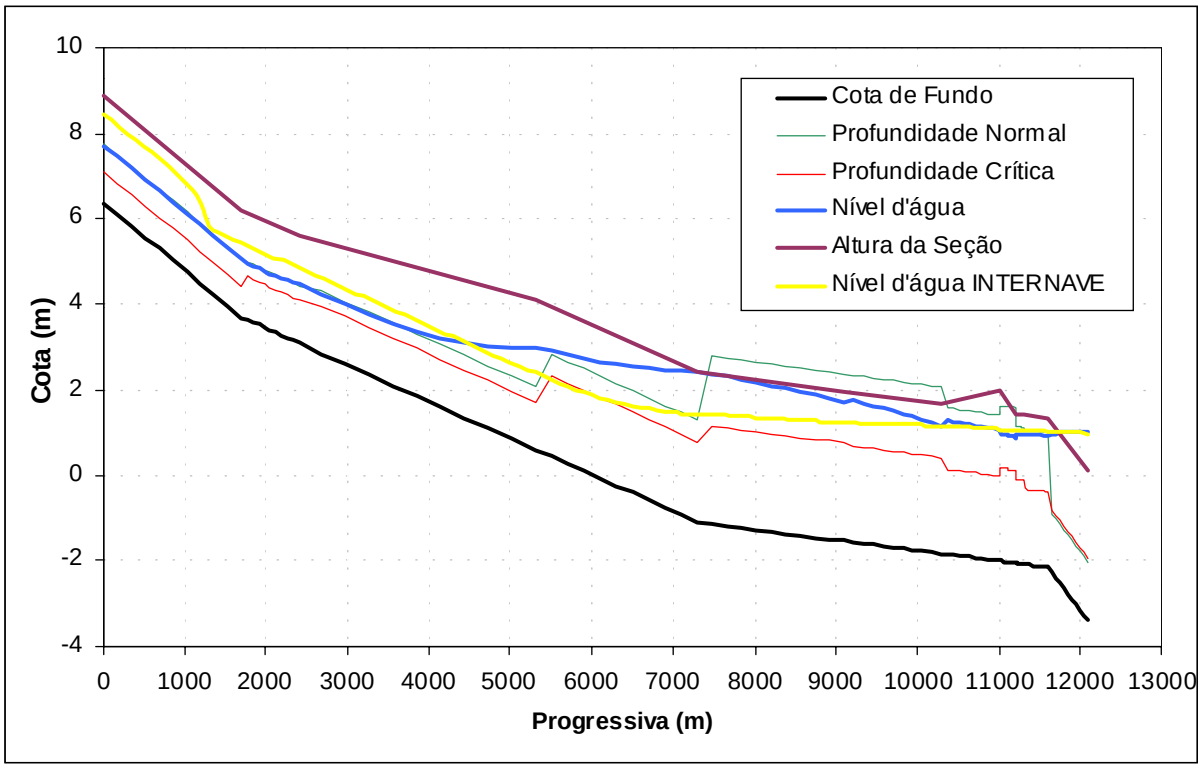


FIGURA 4 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020.

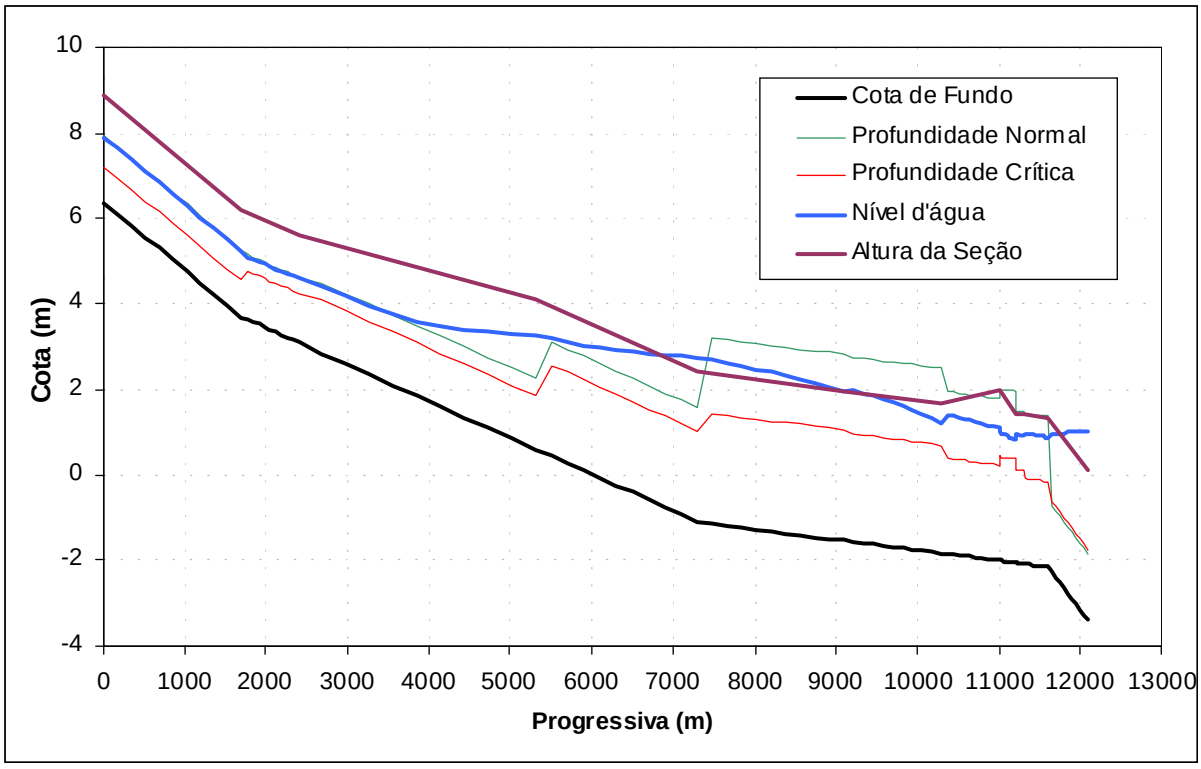


FIGURA 5 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 50 ANOS / HORIZONTE 2020.

3.4.3. Alternativas de Complementação do Projeto Internave

Para atender às condições críticas de chuvas e marés identificadas no Plano Diretor, são propostas e avaliadas duas alternativas de complementação deste projeto, a saber:

- Alternativa I: Drenagem dos canais “Cibratel Chácaras” (correspondente aos nós S192-S193 na Ilustração 2) e “São Fernando Chácaras” (correspondente aos nós S190-S191 na Ilustração 2) para o interior, com descarga no Rio Cabuçu;

- Alternativa II: Construção de um canal extravasor com 30m^3/s de capacidade, na Avenida das Palmeiras (entre os nós S20 e S189 na Ilustração 2), limitando os Bairros Bopiranga e Tupy.

Novamente, procedeu-se a simulação hidrológica e a determinação das linhas d’água verificadas ao longo do Rio do Poço nas situações correspondentes a cada alternativa analisada, considerando-se as vazões de período de retorno 25 e 50 anos para o horizonte de projeto 2020 e o nível de maré crítico junto à foz de 1.00 m (IBGE). Os resultados obtidos são apresentados na tabela a seguir.

TABELA 8: LINHAS D’ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM PARA AS ALTERNATIVAS ANALISADAS – HORIZONTE 2020.

		Alternativa I		Alternativa II	
Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	6.360	7.726	7.905	7.726	7.905
170	6.094	7.460	7.639	7.460	7.639
340	5.828	7.194	7.373	7.194	7.373
510	5.562	6.928	7.107	6.928	7.107
680	5.296	6.662	6.841	6.662	6.841
850	5.030	6.396	6.575	6.396	6.575
1020	4.764	6.130	6.308	6.130	6.308
1190	4.498	5.864	6.041	5.864	6.041
1360	4.232	5.599	5.773	5.599	5.773
1530	3.966	5.334	5.503	5.334	5.503
1700	3.700	5.070	5.229	5.070	5.229
1770	3.640	4.941	5.097	4.941	5.097
1840	3.580	4.884	5.040	4.884	5.040
1910	3.520	4.827	4.984	4.827	4.984
1980	3.460	4.772	4.929	4.772	4.929
2050	3.400	4.717	4.875	4.717	4.875
2120	3.340	4.663	4.823	4.663	4.823
2190	3.280	4.611	4.771	4.611	4.771
2260	3.220	4.561	4.721	4.561	4.721
2330	3.160	4.512	4.673	4.512	4.673
2400	3.100	4.466	4.627	4.465	4.627

		Alternativa I		Alternativa II	
Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
2690	2.851	4.249	4.414	4.249	4.414
2980	2.602	4.004	4.175	4.004	4.175
3270	2.353	3.766	3.946	3.764	3.946
3560	2.104	3.541	3.737	3.538	3.737
3850	1.855	3.341	3.559	3.335	3.559
4140	1.606	3.178	3.419	3.168	3.418
4430	1.357	3.057	3.315	3.043	3.314
4720	1.108	2.972	3.242	2.955	3.241
5010	0.859	2.916	3.191	2.897	3.190
5300	0.610	2.878	3.157	2.857	3.156
5500	0.439	2.816	3.097	2.792	3.096
5700	0.268	2.697	2.981	2.666	2.980
5900	0.097	2.590	2.877	2.552	2.876
6100	-0.074	2.498	2.786	2.451	2.784
6300	-0.245	2.418	2.707	2.364	2.705
6500	-0.416	2.351	2.639	2.290	2.637
6700	-0.587	2.295	2.581	2.228	2.579
6900	-0.758	2.248	2.533	2.176	2.530
7100	-0.929	2.209	2.492	2.133	2.489
7300	-1.100	2.178	2.457	2.098	2.454
7480	-1.144	2.129	2.404	2.048	2.401
7660	-1.188	2.072	2.341	1.995	2.339
7840	-1.232	2.014	2.276	1.940	2.276
8020	-1.276	1.954	2.210	1.885	2.211
8200	-1.320	1.894	2.142	1.829	2.144
8380	-1.364	1.832	2.071	1.772	2.076
8560	-1.408	1.768	1.998	1.714	2.005
8740	-1.452	1.703	1.922	1.655	1.931
8920	-1.496	1.635	1.842	1.595	1.854
9100	-1.540	1.566	1.759	1.533	1.773
9220	-1.569	1.588	1.789	1.553	1.803
9340	-1.598	1.541	1.732	1.508	1.747
9460	-1.627	1.493	1.674	1.463	1.688
9580	-1.656	1.444	1.613	1.417	1.626
9700	-1.685	1.393	1.549	1.370	1.562
9820	-1.714	1.340	1.481	1.321	1.494
9940	-1.743	1.286	1.410	1.271	1.423
10060	-1.772	1.230	1.334	1.219	1.346
10180	-1.801	1.171	1.251	1.165	1.263
10300	-1.830	1.109	1.162	1.110	1.173
10370	-1.847	1.210	1.306	1.204	1.321
10440	-1.864	1.191	1.281	1.186	1.295
10510	-1.881	1.173	1.256	1.168	1.269
10580	-1.898	1.154	1.230	1.150	1.243
10650	-1.915	1.136	1.204	1.132	1.216
10720	-1.932	1.117	1.178	1.114	1.188
10790	-1.949	1.099	1.152	1.096	1.161
10860	-1.966	1.080	1.125	1.078	1.133
10930	-1.983	1.061	1.097	1.060	1.104
11000	-2.000	1.042	1.070	1.042	1.075

		Alternativa I		Alternativa II	
Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
11020	-2.005	0.992	0.992	0.992	0.993
11040	-2.010	0.984	0.980	0.984	0.979
11060	-2.015	0.976	0.967	0.976	0.965
11080	-2.020	0.968	0.954	0.968	0.951
11100	-2.025	0.960	0.941	0.959	0.937
11120	-2.030	0.951	0.928	0.951	0.923
11140	-2.035	0.943	0.914	0.943	0.908
11160	-2.040	0.935	0.901	0.934	0.893
11180	-2.045	0.927	0.887	0.926	0.878
11200	-2.050	0.918	0.873	0.918	0.863
11210	-2.053	0.979	0.970	0.979	0.968
11220	-2.056	0.976	0.966	0.976	0.963
11230	-2.059	0.974	0.962	0.973	0.959
11240	-2.062	0.971	0.958	0.971	0.955
11250	-2.065	0.969	0.954	0.968	0.950
11260	-2.068	0.966	0.950	0.966	0.946
11270	-2.071	0.963	0.946	0.963	0.942
11280	-2.074	0.961	0.942	0.961	0.937
11290	-2.077	0.958	0.938	0.958	0.933
11300	-2.080	0.956	0.934	0.956	0.929
11330	-2.087	0.989	0.984	0.989	0.984
11360	-2.094	0.983	0.976	0.983	0.974
11390	-2.101	0.978	0.967	0.978	0.965
11420	-2.108	0.972	0.959	0.972	0.956
11450	-2.115	0.967	0.951	0.967	0.947
11480	-2.122	0.961	0.942	0.961	0.938
11510	-2.129	0.956	0.934	0.956	0.929
11540	-2.136	0.951	0.925	0.950	0.919
11570	-2.143	0.945	0.917	0.945	0.910
11600	-2.150	0.940	0.908	0.940	0.901
11650	-2.275	0.987	0.980	0.987	0.979
11700	-2.400	0.989	0.984	0.989	0.982
11750	-2.525	0.991	0.987	0.991	0.986
11800	-2.650	0.993	0.989	0.993	0.988
11850	-2.775	0.994	0.991	0.994	0.991
11900	-2.900	0.996	0.993	0.996	0.993
11950	-3.025	0.997	0.995	0.997	0.995
12000	-3.150	0.998	0.997	0.998	0.997
12050	-3.275	0.999	0.999	0.999	0.998
12100	-3.400	1.000	1.000	1.000	1.000

As figuras abaixo ilustram a posição destas linhas d'água com relação ao canal projetado pela Internave. Observa-se que ambas as alternativas são satisfatórias, uma vez que tornam o canal projetado adequado às vazões de 25 anos com folga e às vazões de 50 anos sem folga. As alternativas fornecem resultados praticamente equivalentes do ponto de vista hidráulico, sendo que a Alternativa II apresenta linha uma d'água um pouco abaixo da apresentada pela Alternativa I, com diferença máxima de 8.1 cm, para a vazão de 25 anos.

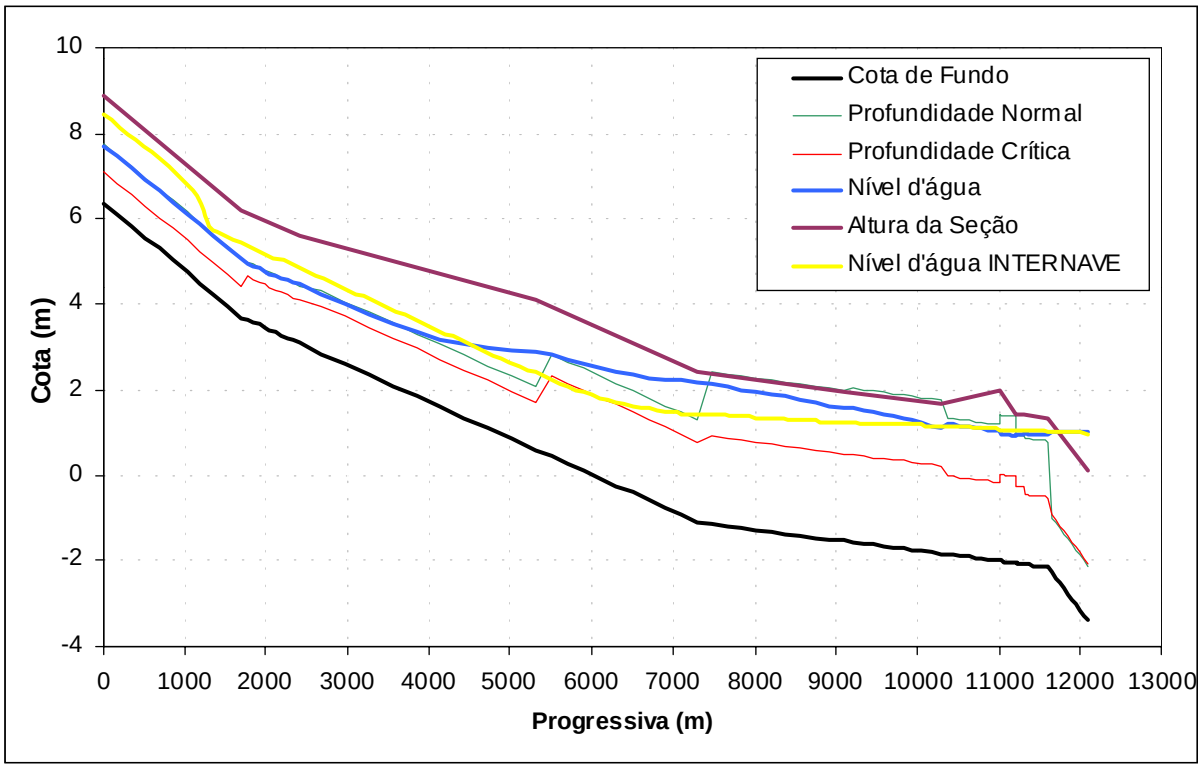


FIGURA 6 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM PARA A ALTERNATIVA I TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020.

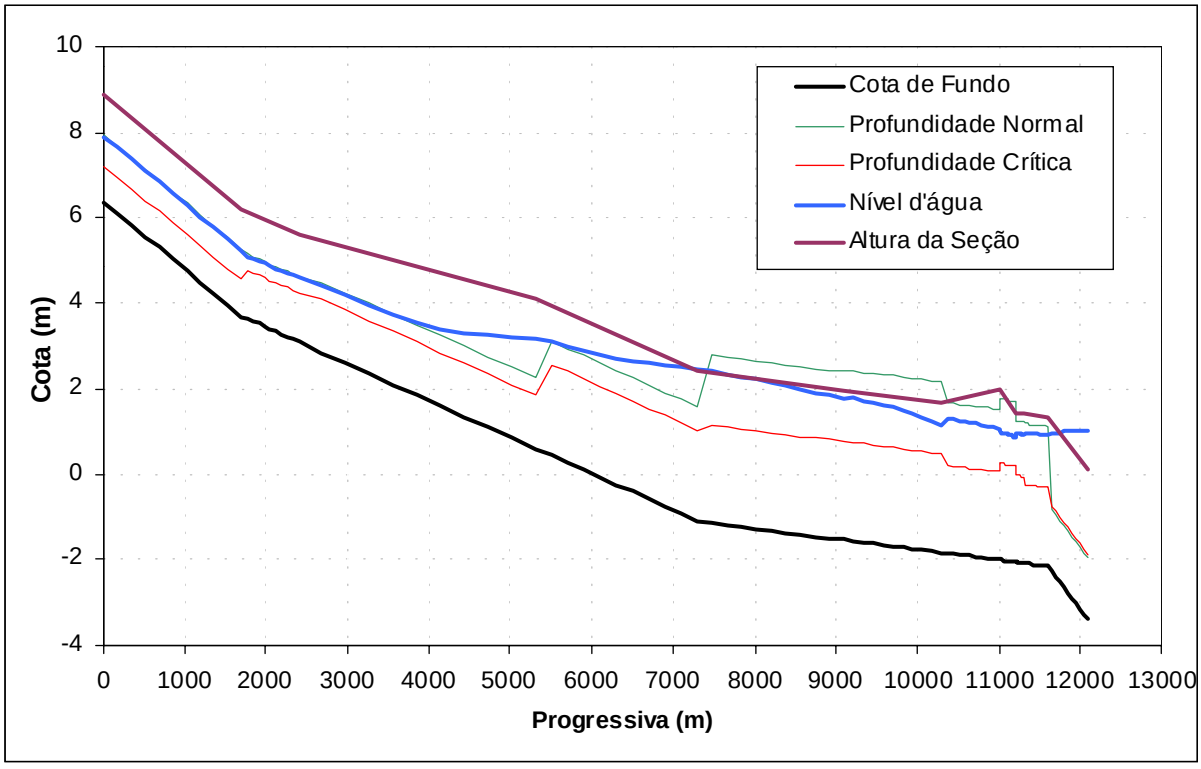


FIGURA 7 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM PARA A ALTERNATIVA I TR = 50 ANOS / HORIZONTE 2020.

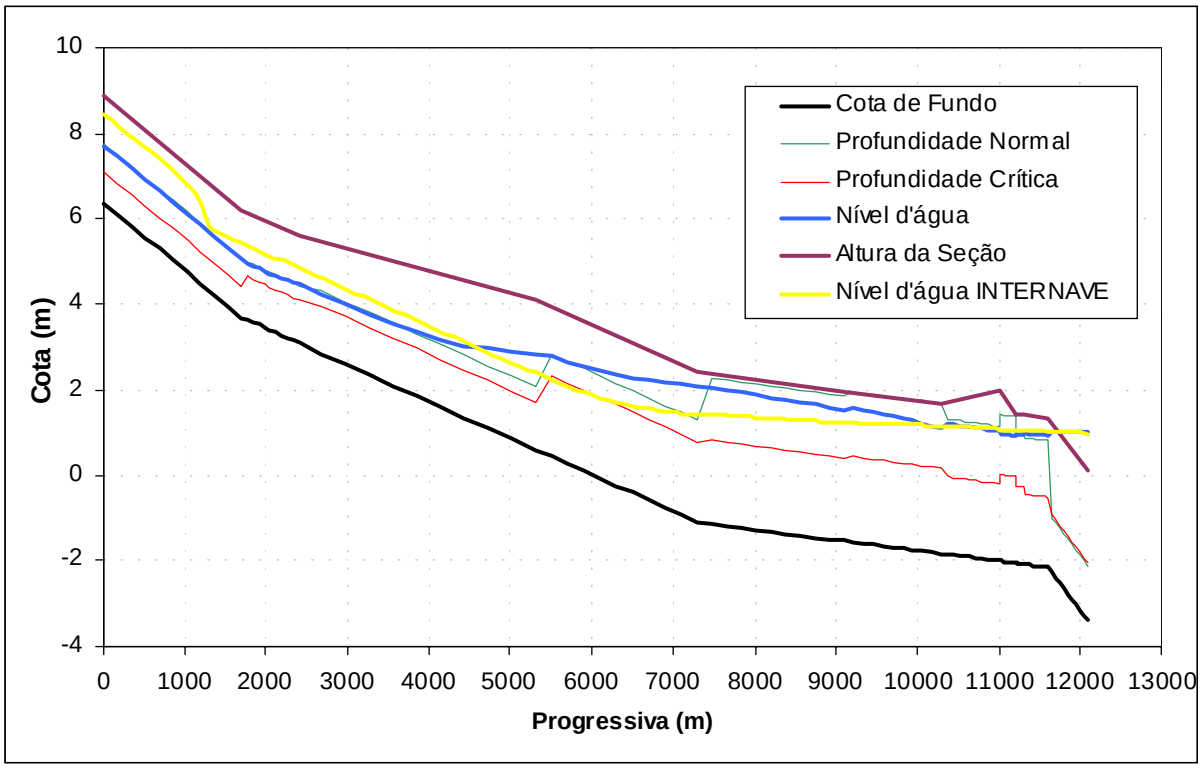


FIGURA 8 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM PARA A ALTERNATIVA II TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020.

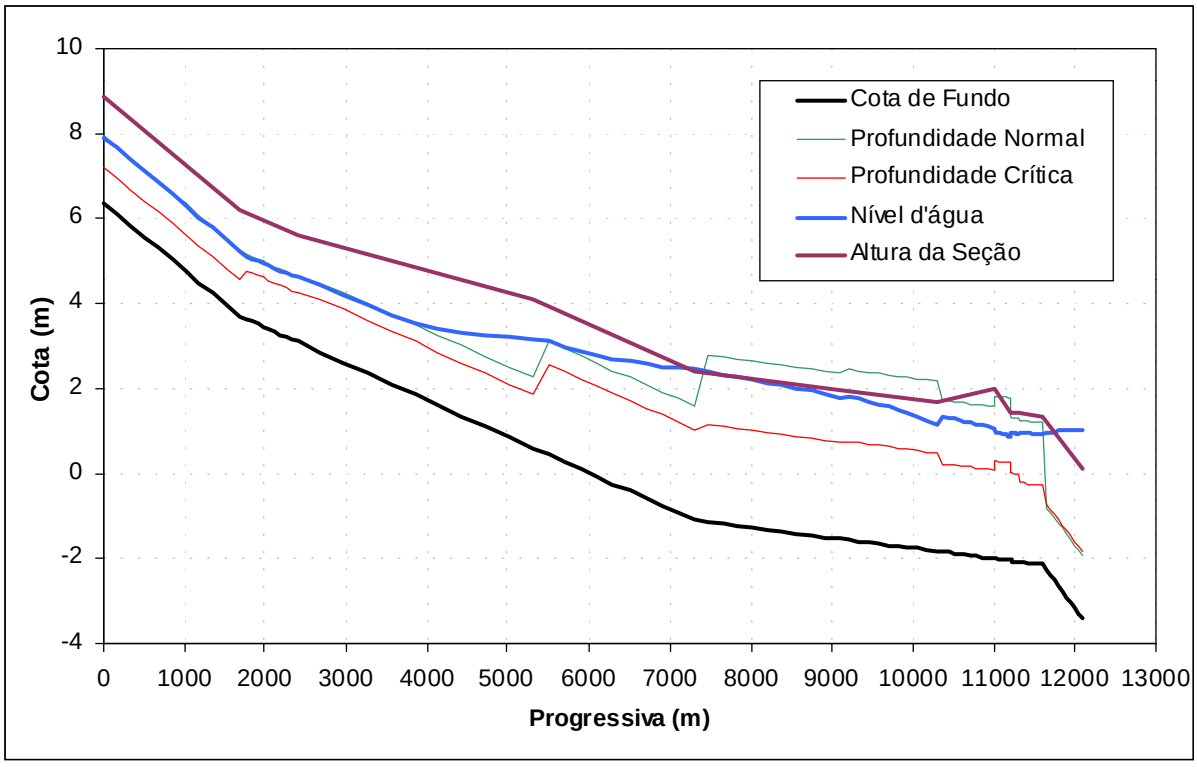


FIGURA 9 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM PARA A ALTERNATIVA II TR = 50 ANOS / HORIZONTE 2020.

O dimensionamento dos canais “Cibratel Chácaras” e “São Fernando Chácaras”, (Alternativa I) para um período de retorno de 25 anos e horizonte de projeto 2020 é apresentado na tabela a seguir. São propostos dois canais trapezoidais com revestimento em gabião e declividade de 0.10%, compatível com as condições naturais do terreno.

TABELA 9: DIMENSIONAMENTO DOS CANAIS – ALTERNATIVA I (TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020).

Canal	Extensão	Vazão	Talude	Base	Profundidade	n Manning	Declividade	Borda Livre	Velocidade	Faixa do Canal
	(m)	(m^3/s)		(m)	(m)		%	(m)	(m/s)	(m)
Cibratel Chácaras	3000.0	14.73	1V:2H	3.00	1.81	0.027	0.10	0.25	1.23	18.30
São Fernando Chácaras	3000.0	11.32	1V:2H	2.50	1.67	0.027	0.10	0.25	1.16	17.20

Para a Alternativa II, apresenta-se abaixo o dimensionamento do canal extravasor para um período de retorno de 25 anos e horizonte de projeto 2020. Novamente, é proposto um canal trapezoidal de declividade de 0.10%, com duas alternativas de revestimento, em gabião ou em concreto.

TABELA 10: DIMENSIONAMENTO DO CANAL EXTRAVASOR / REVESTIMENTO EM GABIÃO – ALTERNATIVA II (TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020).

Extensão	Vazão	Talude	Base	Profundidade	n (Manning)	Declividade	Borda Livre	Velocidade	Faixa do Canal
(m)	(m^3/s)		(m)	(m)		%	(m)	(m/s)	(m)
1050.0	30.00	1V:2H	3.50	2.43	0.027	0.10	0.25	1.48	21.30

TABELA 11: DIMENSIONAMENTO DO CANAL EXTRAVASOR / REVESTIMENTO EM CONCRETO – ALTERNATIVA II (TR = 25 ANOS / HORIZONTE 2020).

Extensão	Vazão	Talude	Base	Profundidade	n (Manning)	Declividade	Borda Livre	Velocidade	Faixa do Canal
(m)	(m^3/s)		(m)	(m)		%	(m)	(m/s)	(m)
1050.0	30.00	1V:2H	2.50	2.18	0.018	0.10	0.25	2.01	15.30

Conforme pode se observar na verificação anterior, o Projeto Internave enfocou apenas o leito principal do Rio do Poço, não avaliando as condições de drenagem ao longo de toda a sua bacia contribuinte. A seguir, é analisada de maneira mais ampla a situação atual de drenagem desta bacia, com atenção aos aspectos relativos às travessias sob a Rodovia SP-55 e ao Rio Iemanjá, afluente da margem esquerda do rio do Poço.

3.4.4. Verificação da Situação Atual

As travessias sob a rodovia localizadas na bacia do Rio do Poço foram cadastradas e apresentam as dimensões indicadas na tabela a seguir, juntamente com as vazões determinadas nos estudos hidrológicos apresentados no Volume II, Tomo I deste estudo.

TABELA 12: TRAVESSIAS ATUAIS SOB A RODOVIA.

Local	Quilometragem da Rodovia	Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro ou Lados (m)	Declividade %	Vazão TR=25 anos Horizonte 2020 (m^3/s)
Av. Central	337+415.00	Circular	1	1.50	0.309	17.51
Av. Julinha	334+600.00	Circular	1	1.00	0.51	28.53
Avenida “E”	333+775.00	Circular	1	0.80	1.95	6.08
Av. Estados Unidos	333+70.00	Circular	1	1.00	0.76	11.18
Av. Pedro W. de Araújo	331+925.00	Aduela	1	-	1.02	11.32
Rua Xerentes	330+900.00	Circular	1	1.20	1.17	14.73
Rua Chile	328+660.00	Aduela	1	1.50×1.50	-	1.50

Nota: o símbolo (-) indica ausência de dados.

As travessias listadas acima correspondem, nesta ordem, aos nós S16, S18, S186, S187, S191, S193 e S195 indicados na Ilustração 2.

A tabela a seguir apresenta a capacidade de condução de vazões destas travessias.

TABELA 13: CAPACIDADE DE DESCARGA DAS TRAVESSIAS SOB A RODOVIA.

Local	Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro ou Lados (m)	n (Manning)	Declividade %	Y/D	Capacidade de Descarga (m^3/s)
Av. Central	Circular	1	1.50	0.015	0.309	0.95	3.66
Av. Julinha	Circular	1	1.00	0.015	0.51	0.95	1.59
Avenida “E”	Circular	1	0.80	0.015	1.95	0.95	1.72
Av. Estados Unidos	Circular	1	1.00	0.015	0.76	0.95	1.95
Av. Pedro W. de Araújo	Aduela	1	-	0.015	1.02	0.95	-
Rua Xerentes	Circular	1	1.20	0.015	1.17	0.95	3.93
Rua Chile	Aduela	1	1.50×1.50	0.015	-	0.95	-

Da análise das tabelas anteriores, observa-se que a capacidade de descarga das travessias atualmente existentes é, em geral, inferior às necessidades futuras da bacia, o que implica a necessidade de intervenção no local.

As vazões determinadas nos estudos hidrológicos para os diversos trechos do Rio Iemanjá, representados na Ilustração 2, são resumidas na tabela a seguir.

TABELA 14: TRECHOS DO RIO IEMANJÁ .

Local	Trecho	Extensão (m)	Vazão TR=25 anos Horizonte 2020 (m^3/s)
Nascente – Travessia SP-55	17-18	820.0	16.77
Travessia SP-55 / Av. Julinha	18	-	28.53
Travessia SP-55 – Rua Campinas	18-14	250.0	32.14
Rua Campinas – Avenida “A”	14-183	580.0	33.98
Avenida “A” – Av. Estados Unidos	183-21	780.0	40.37
Av. Estados Unidos – Rua Luxemburgo	21-20	620.0	42.00

A travessia do Rio Iemanjá sob a Rodovia SP-55 drena uma grande área correspondente ao bairro Jamaica (Interior), e é claramente um ponto crítico do curso d’água, uma vez que apresenta vazões futuras muito superiores à sua capacidade de descarga.

3.4.5. Alternativa de Solução

A drenagem da bacia contribuinte do Rio do Poço ao norte da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega até as travessias sob a pista será feita em duas etapas: na primeira, as vazões são conduzidas, por micro-drenagem rua a rua, até valas localizadas paralelamente à Rodovia; na segunda, a drenagem se dá por meio destas valas, até a entrada das travessias.

Conforme pode ser observado na figura abaixo, são identificados catorze trechos distintos da vala na bacia do Rio do Poço, com caimento em direção à travessia correspondente.

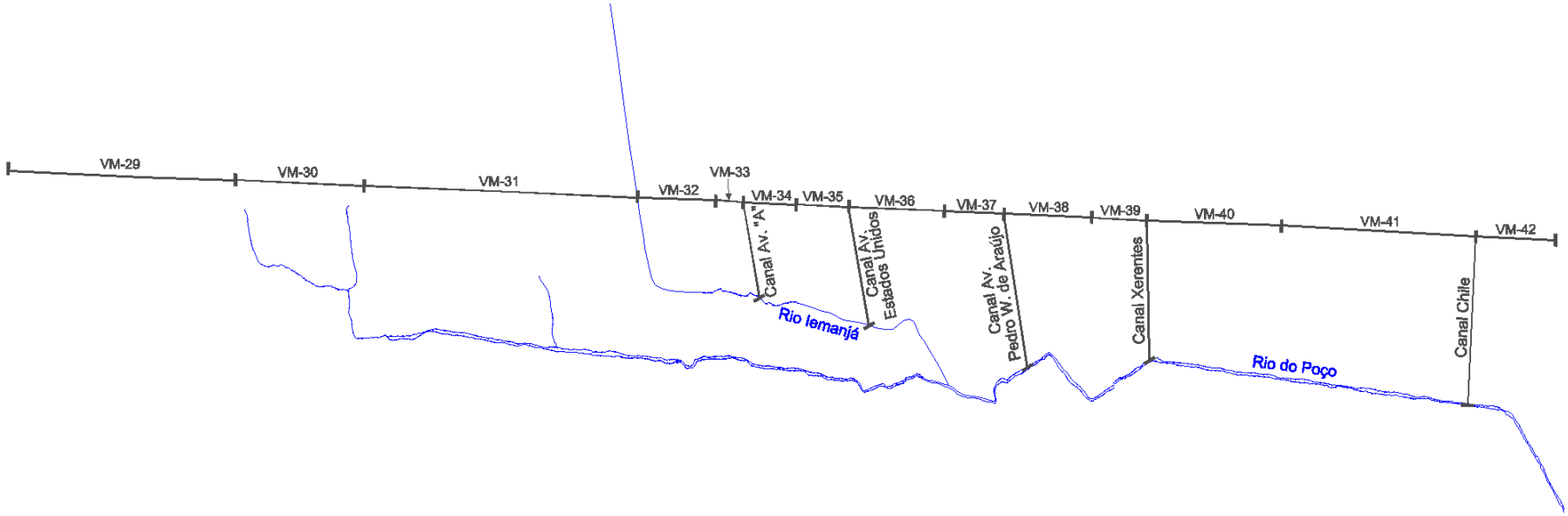


FIGURA 10 : DRENAGEM DA BACIA DO RIO DO POÇO.

Após a passagem pelas travessias nas avenidas “E”, Estados Unidos e Pedro W. de Araújo e nas ruas Xerentes e Chile, a drenagem segue por meio de canais abertos ao longo destas ruas, que conduzirão a vazão de escoamento até o leito do rio.

Para as travessias insuficientes mostradas nas tabelas anteriores, são propostas tubulações adicionais de concreto com seções necessárias ao escoamento das vazões de projeto. Para as travessias da Av. Pedro W. de Araújo e da Rua Chile, cujos dados não estão disponíveis, são apresentadas as dimensões mínimas necessárias em cada situação.

Para as valas de drenagem paralelas à rodovia, é proposta a utilização de seções trapezoidais em terra em todos os trechos analisados. Para os canais de drenagem nas avenidas “A”, Estados Unidos e Pedro W. de Araújo e nas ruas Xerentes e Chile, e para os trechos do Rio Iemanjá, é proposta a utilização de seções trapezoidais com revestimento em concreto e declividade de 0.10%, compatível com as condições naturais do terreno.

A tabela a seguir apresenta o dimensionamento destas seções transversais para as vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020.

TABELA 15: RIO DO POÇO – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS .

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-29	1720	0.001	S16	9.85	T	1	2	2	0.022	1.506	0.25	1.30	12.10	canal escavado em terra
VM-30	870	0.001	S16	7.66	T	1	1.5	2	0.022	1.430	0.25	1.23	11.30	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Av. Central	25	0.007	S16	13.85	R	1	2.00	2.00	0.015	1.692		4.09	*	tubulação de reforço
VM-33	200	0.001	S186	2.71	T	1	1.00	2	0.022	0.972	0.25	0.95	8.90	canal escavado em terra
VM-34	400	0.001	S186	3.37	T	1	1.00	2	0.022	1.071	0.25	1.00	9.30	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Av. “E”	25	0.005	S186	4.36	C	1	1.50		0.015	1.239		2.79	*	tubulação de reforço
Canal Av."A"	330	0.001	S186	6.08	T	1	1.2	2	0.018	1.231	0.25	1.35	10.20	canal de concreto
VM-35	350	0.001	S187	3.41	T	1	1	2	0.022	1.077	0.25	1.00	9.40	canal escavado em terra
VM-36	700	0.001	S187	7.77	T	1	1	2	0.022	1.541	0.25	1.24	11.20	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Av. Estados Unidos	25	0.007	S187	9.23	R	1	1.50	2.00	0.015	1.705		3.61	*	tubulação de reforço
Canal Av. Estados Unidos	410	0.001	S187	11.18	T	1	0.8	2	0.018	1.700	0.25	1.57	11.70	canal de concreto
VM-37	400	0.001	S191	4.27	T	1	1	2	0.022	1.189	0.25	1.06	9.80	canal escavado em terra
VM-38	650	0.001	S191	7.05	T	1	1	2	0.022	1.478	0.25	1.21	11.00	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Av. Pedro W. de Araújo	25	0.005	S191	11.32	R	1	2.00	2.00	0.015	1.647		3.44	*	tubulação de concreto

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Canal Av. Pedro W. de Araújo	550	0.001	S191	11.32	T	1	1	2	0.018	1.660	0.25	1.58	11.70	canal de concreto
VM-39	380	0.001	S193	5.27	T	1	1	2	0.022	1.304	0.25	1.12	10.30	canal escavado em terra
VM-40	980	0.001	S193	9.46	T	1	1	2	0.022	1.675	0.25	1.30	11.80	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Rua Xerentes	25	0.009	S193	10.80	R	1	1.50	2.00	0.015	1.750		4.12	*	tubulação de reforço
Canal Xerentes	450	0.001	S193	14.73	T	1	1.5	2	0.018	1.750	0.25	1.68	12.50	canal de concreto
VM-41	1320	0.001	S195	1	T	1	0.6	2	0.022	0.686	0.25	0.74	7.40	canal escavado em terra
VM-42	630	0.001	S195	0.5	T	1	0.5	2	0.022	0.522	0.25	0.62	6.60	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Rua Chile	25	0.006	S195	1.50	C	1	1.00		0.015	0.765		2.33	*	tubulação de concreto
Canal Chile	600	0.001	S195	1.5	T	1	0.7	2	0.018	0.730	0.25	0.95	7.70	canal de concreto

TABELA 16: RIO IEMANJÁ – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS .

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Nascente - Travessia SP-55 / Av. Julinha	820	0.001	S18	16.77	T	1	2	2	0.018	1.754	0.25	1.74	13.10	canal de concreto
VM-31	2170	0.001	S18	24.49	T	1	4	2	0.022	1.924	0.25	1.62	15.70	canal escavado em terra
VM-32	330	0.001	S18	4.2	T	1	0.8	2	0.022	1.222	0.25	1.06	9.70	canal escavado em terra
Travessia SP-55 / Av. Julinha	25	0.006	S18	26.94	R	2	2.00	2.00	0.015	1.760	0.25	3.83	*	tubulação de reforço
Travessia SP-55 - Rua Campinas	250	0.001	S14	32.14	T	1	5.5	2	0.018	1.785	0.25	1.98	16.70	canal de concreto
Rua Campinas - Avenida “E”	580	0.001	S183	33.98	T	1	6	2	0.018	1.776	0.25	2.00	17.20	canal de concreto
Avenida “E” - Av. Estados Unidos	780	0.001	S21	40.37	T	1	7	2	0.018	1.827	0.25	2.07	18.40	canal de concreto
Av. Estados Unidos - Rua Luxemburgo	620	0.001	S20	42.00	T	1	7	2	0.018	1.866	0.25	2.10	18.50	canal de concreto

3.5. Bacia 3 – Ribeirão Bicudo

3.5.1. Preliminares

Esta sub-bacia drena a região com maiores problemas relacionados à inundações e saneamento de Itanhaém. Esta característica se deve à ocupação desordenada promovida nos bairros Iemanjá, Sabaúna e parte do Corumbá e Belas Artes. As travessias se mostram insuficientes, principalmente na passagem sobre a Rodovia SP-55. A ilustração 3, em anexo apresenta em planta, o traçado do Ribeirão e sua bacia de drenagem.

A parte de montante da bacia, denominada Chácaras Cibratel, ainda não é ocupada e as diretrizes urbanas para esta ocupação não deverão permitir outro uso diferente daquele previsto ou seja: chácaras de recreio. Caso o local venha a ser ocupado com outro empreendimento, o mesmo deverá ter atenção especial ao aspecto da drenagem, criando e ordenando um sistema próprio e sustentável de condução.

As fotografias abaixo ilustram as condições do Ribeirão Bicudo:

Travessia improvisada sob moradia popular no Bairro Iemanjá, Rua Bartira

Travessia da Rua Juira

Travessia sob a Rodovia SP-55

Travessia do Ribeirão Bicudo sob a rodovia SP-55

Travessia da rua 31 de Março

Desemboque do Ribeirão Bicudo na área da mangue

Como pode ser verificado, a seção de escoamento não apresenta um traçado definido e demarcado, meandrando por entre as construções e contendo travessias sob ruas e aterros com capacidade insuficiente. Verifica-se ainda a influência da maré, que provoca o afogamento das seções principalmente no trecho a jusante da Rodovia.

As principais travessias foram cadastradas e apresentam as dimensões indicadas na tabela a seguir, juntamente com as vazões determinadas nos estudos hidrológicos apresentados no Volume II, Tomo I deste estudo.

TABELA 17- SEÇÕES CRÍTICAS DO RIBEIRÃO BICUDO

Localização	Nó	Vazões Atuais (m³/s)		Vazões de Projeto (2020) (m³/s)		Seção e Diâmetros Existentes (m)	Decl.
		TR 10	Tr 25	Tr 10	Tr 25		
Iemanjá	S37	9.04	13.64	10.95	15.83	1 ϕ 0,80	????
Rua Juira/Jaci	S38	14.21	21.11	17.47	24.87	1 ϕ1,00	????
Travessia SP-55	S39	17.78	26.15	22.11	31.16	2 ϕ 1,00 2 ϕ 0,80	0.77% 1.74%
Rua 31 de Março	S40	23.33	33.85	29.21	40.46	1 ϕ 1,20 1 ϕ 1,00 1 ϕ 0,80	2.11%
Foz Rio Guaú	S41	26.40	38.27	32.97	45.86	natural	????

3.5.2. Verificação da Situação atual

A verificação da situação atual mostra de maneira clara o porque esta bacia apresenta tantos problemas por ocasião da época de cheia. A tabela apresenta a capacidade de condução de vazões para os pontos indicados no item anterior, considerando algumas hipóteses quando os dados de campo não permitiram a estimativa da capacidade real.

Local	Nó	Tipo	Quant	B ou D (m)	H (m)	n (Manning)	Decl (m)	Y/D	Q (m³/s)	Q tot (m³/s)
Iemanjá	37	C	1	0.80		0.013	0.005	0.95	1.00	
Rua Juira/Jaci	38	C	1	1.00		0.013	0.005	0.95	1.82	
Travessia SP-55	39	C	2	0.80		0.013	0.0077	0.95	2.49	
Travessia SP-55	39	C	2	1.00		0.013	0.0174	0.95	6.80	9.29
Rua 31 de Março	40	C	1	0.80		0.013	0.0211	0.95	2.06	
Rua 31 de Março	40	C	1	1.00		0.013	0.0211	0.95	3.74	
Rua 31 de Março	40	R	1	1.20	1.20	0.013	0.0211	0.95	8.20	14.01

A comparação entre as tabelas anteriores permite concluir que a capacidade de descarga existente é muito inferior às necessidades atuais e futuras da bacia, havendo portanto a necessidade de um planejamento para intervenção imediata e ações futuras.

3.5.3. Alternativas de Solução

A bacia Bicudo pode ser subdividida em partes. A parte de anterior apresenta uma característica peculiar, referente à área de chácaras denominada Cibratel Chácaras. Esta porção tem área de aproximadamente 2,4 km² e permanece intocada, sob o ponto de vista urbanístico. O plano diretor do município classifica a região como Zona de Transição Ambiental Z.6, e portanto deverá manter suas atuais características de ocupação.

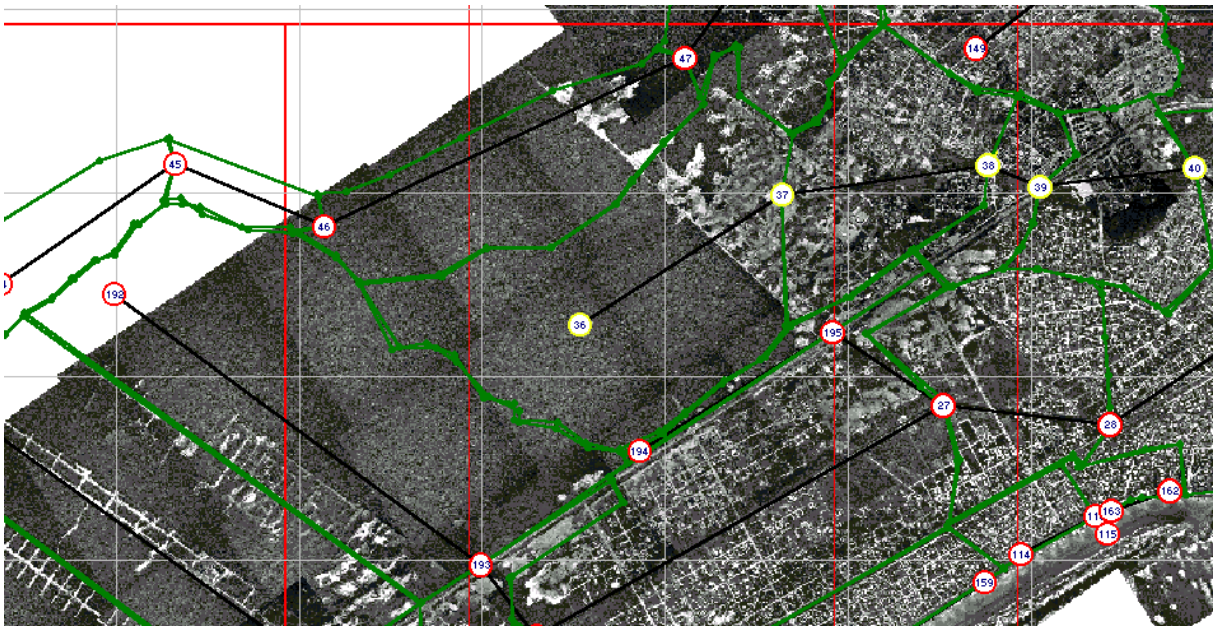


FIGURA 11 : BACIA DE DRENAGEM DO RIBEIRÃO BICUDO

A parte ulterior, ou seja, a jusante da Rua D do loteamento Iemanjá já se encontra em zona Z2.01 – Predominantemente residencial, na qual a densidade demográfica é média (Bairros Sabaúna e Corumbá) e em zona Z1.03 (Bairro Belas Artes), com uso estritamente residencial e balneário.

Admitindo-se mantidas as características de zoneamento impostas pelo dispositivo legal competente, pode-se propor as seguintes diretivas para encaminhamento do problema de drenagem desta bacia:

1. Estabelecimento de diretriz de impermeabilização específicos para o aproveitamento da áreas do Chácaras Cibratel (perímetro compreendido desde a Rodovia SP-55, Av. dos Tamoios, Ribeirão Cabuçu e divisa com loteamentos Coronel, Umuarama e Sabaúna), inferior à 10%. Esta diretriz tem por objetivo impedir o aumento das vazões afluentes aos demais sistemas.

2. Estabelecimento de restrições para manejo das águas de drenagem na área acima, através do direcionamento da mesma para o Ribeirão Cabuçu. Desta forma o aproveitamento da área Chácaras Cibratel deverá apresentar uma solução para o problema de drenagem conduzindo suas águas para o Ribeirão

Cabuçu, que tem melhores condições de escoamento e exigirá menores investimentos. Estas águas não poderão ser conectadas ao Ribeirão Bicudo e nem à drenagem da Rodovia, já que ambos não terão capacidade para tal.

3. O trecho que vai desde a rua D até a foz deverá ter a seção adequada para encaminhamento das vazões resultantes das diretivas anteriores, em duas etapas:

   - a primeira etapa deverá ser emergencial, e compreende o arranjo do canal de forma simples, fixação do seu leito através da implantação de uma seção de escoamento natural escavada e com capacidade para escoamento das vazões correspondentes a 10 anos de período de retorno para a situação de urbanização atual, substituição das travessias com deficiência de capacidade e limpeza geral nos pontos que devem ser mantidos.

   - a segunda etapa deverá ser dimensionada para a situação futura, aproveitando as obras já introduzidas na etapa emergencial e considerando período de retorno de 25 anos, seção transversal definitiva e as travessias correspondentes. Para a segunda etapa foram consideradas duas alternativas: canal revestido em gabiões tipo colchão com travessias feitas em aduelas de concreto e canal revestido em concreto.

A tabela a seguir apresenta o dimensionamento das seções transversais necessárias nos diferentes trechos do Ribeirão Bicudo, nas duas alternativas propostas.

TABELA 18: CÓRREGO BICUDO - INTERVENÇÃO ENERGENCIAL / SITUAÇÃO ATUAL - TR = 10 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua D - Rua A	580	0.001	S37	6.94	T	1	1	2	0.022	1.468	0.25	1.20	10.90	canal escavado em terra
Rua A - Rua Juira	990	0.001		9.29	T	1	1.5	2	0.022	1.559	0.25	1.29	11.80	canal escavado em terra
Travessia / R. Juira	11	0.005	S38	11.63	R	1	2.5	2	0.015	1.325	0.25	3.51	*	tubulação de concreto
Rua Juira - SP 55	280	0.001		14.82	T	1	4	2	0.022	1.496	0.25	1.42	14.00	canal escavado em terra
Travessia / SP -55	25	0.008	S39	11.92	R	1	2	2	0.015	1.425	0.25	4.18	*	tubulação de reforço
SP-55 - R. 31 de Março	315	0.001		19.97	T	1	5	2	0.022	1.605	0.25	1.52	15.50	canal escavado em terra
Travessia / 31 de Março	15	0.005		7.83	R	1	1.5	2	0.015	1.709	0.25	3.05	*	tubulação de reforço
R. 31 Março - Foz	1010	0.001	S40	21.93	T	1	5	2	0.022	1.685	0.25	1.55	15.80	canal escavado em terra

TABELA 19: CÓRREGO BICUDO - INTERVENÇÃO DEFINITIVA – ALTERNATIVA 1 - GABIÃO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua D - Rua A	580	0.001	S37	12.14	T	1	1.5	2	0.027	1.9200	0.3	1.18	13.40	canal revestido c/ colchão de gabião
Rua A - Rua Juira	990	0.001		16.20	T	1	2.5	2	0.027	1.9790	0.3	1.27	14.70	canal revestido c/ colchão de gabião
Travessia / R. Juira	11	0.005	S38	20.26	R	1	2.5	2	0.014	1.9291	0.3	4.20	*	aduela de concreto
Rua Juira - SP 55	280	0.001		26.00	T	1	6	2	0.027	1.9089	0.3	1.39	17.90	canal revestido c/ colchão de gabião
Travessia / SP -55	25	0.008	S39	31.79	R	2	2	2	0.015	1.7914	0.3	4.44	*	substituição das tubulações existentes
SP-55 - R. 31 de Março	315	0.001		35.00	T	1	8	2	0.027	1.9863	0.3	1.47	20.20	canal revestido c/ colchão de gabião
Travessia / 31 de Março	15	0.005		35.00	R	4	1.5	2	0.015	1.8758	0.3	3.11	*	substituição das tubulações existentes
R. 31 Março - Foz	1010	0.001	S40	38.31	T	1	8	2	0.027	2.0845	0.3	1.51	20.60	canal revestido c/ colchão de gabião

TABELA 20: CÓRREGO BICUDO - INTERVENÇÃO DEFINITIVA – ALTERNATIVA 2 - CONCRETO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua D - Rua A	580	0.001	S37	12.14	T	1	1	2	0.018	1.710	0.3	1.61	12.10	canal de concreto
Rua A - Rua Juira	990	0.001		16.20	T	1	2	2	0.018	1.727	0.3	1.72	13.20	canal de concreto
Travessia R. Juira	11	0.007	S38	20.26	R	1	2.5	2	0.015	1.784	0.3	4.54	*	tubulação de concreto
Rua Juira - SP 55	280	0.001		26.00	T	1	4	2	0.018	1.795	0.3	1.91	15.40	canal de concreto
Travessia SP -55	25	0.008	S39	31.79	R	2	2	2	0.015	1.791	0.3	4.44	*	tubulação de concreto
SP-55 - R. 31 de Março	315	0.001		35.00	T	1	6	2	0.018	1.804	0.3	2.02	17.50	canal de concreto
Travessia da 31 de Março	15	0.009		35.00	R	2	2	2	0.015	1.846	0.3	4.74	*	tubulação de concreto
R. 31 Março - Foz	1010	0.001	S40	38.31	T	1	6	2	0.018	1.891	0.3	2.07	17.80	canal de concreto

3.6. Bacia 4 - Rio Cabuçu

3.6.1. Preliminares

Esta sub-bacia drena uma área que compreende parte dos bairros Jardim Anchieta, Coronel, Cibratel Chácaras e Umuarama. Corresponde a uma região ainda muito pouco ocupada, e as diretrizes para esta ocupação não deverão permitir o desenvolvimento de grandes adensamentos urbanos, tendo em vista a sustentabilidade de seu sistema de drenagem. A Ilustração 4, em anexo, apresenta em planta o traçado do rio e sua bacia de drenagem.

A situação desta bacia se assemelha às demais do município, onde o curso d'água apresenta-se na forma de meandros e tem calha pouco delineada. Seu ponto crítico corresponde à travessia sob a Estrada Gentil Perez, cujas características hidráulicas e capacidade de descarga estão indicadas na tabela abaixo:

TABELA 21: TRAVESSIAS SOB A ESTRADA GENTIL PEREZ.

Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro (m)	Declividade %
Circular	2	1.50	0.39
Circular	2	1.00	0.39

As vazões determinadas pelos estudos hidrológicos para um período de retorno de 25 anos e horizonte de projeto 2020, considerando a drenagem de parte do bairro Cibratel Chácaras para o Rio Cabuçu, conforme discutido no estudo do Rio Bicudo, é apresentada na tabela a seguir.

TABELA 22: VAZÕES NO RIO CABUÇU.

Trecho	Nó	Vazão TR = 25 anos / Horizonte 2020
		m^3/s
Travessia da Estrada Gentil Perez		28.93
Travessia da Estrada Gentil Perez - S48	S48	32.56
S48-S49	S49	37.58
S49-S50	S50	41.69
S50-S51	S51	46.62

Se considerarmos ainda a alternativa de drenagem dos canais "Cibratel Chácaras" e "São Fernando Chácaras" para o Rio Cabuçu, conforme discutido no estudo do Rio do Poço (Alternativa I), estas vazões passam a ser as seguintes:

TABELA 23: VAZÕES NO RIO CABUÇU COM DESCARGA DOS CANAIS “CIBRATEL CHÁCARAS” E “SÃO FERNANDO CHÁCARAS”.

Trecho	Nó	Vazão TR = 25 anos / Horizonte 2020
		m^3/s
Travessia da Estrada Gentil Perez		56.97
Travessia da Estrada Gentil Perez - S48	S48	58.91
S48-S49	S49	61.56
S49-S50	S50	63.83
S50-S51	S51	66.00

3.6.2. Verificação da Situação Atual

A verificação da situação atual deixa claro que esta bacia apresentará problemas no futuro em épocas de cheia, tendo em vista o aumento de solicitação de seu sistema de drenagem por conseqüência do desvio de parte da bacia do Ribeirão Bicudo. A tabela a seguir apresenta a capacidade de condução de vazões para as travessias sob a Estrada Gentil Perez.

TABELA 24: CAPACIDADE DE DESCARGA DAS TRAVESSIAS SOB A ESTRADA GENTIL PEREZ.

Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro (m)	n (Manning)	Declividade %	Y/D	Capacidade de Descarga (m^3/s)
Circular	2	1.50	0.015	0.39	0.95	8.22
Circular	2	1.00	0.015	0.39	0.95	2.79

A comparação entre as tabelas anteriores permite concluir que a capacidade de descarga nas travessias existentes é muito inferior às necessidades futuras da bacia. Se considerarmos a possibilidade do desvio dos canais “Cibratel Chácaras” e “São Fernando Chácaras” para o Rio Cabuçu, esta deficiência torna-se ainda mais acentuada, impondo a necessidade de um planejamento para intervenções futuras

3.6.3. Alternativas de Solução

Para adequar as características do curso d’água às suas necessidades futuras, os trechos do Rio Cabuçu que vão desde a travessia sob a Estrada Gentil Perez até o nó S51 deverão ter sua seção rearranjada para o encaminhamento das vazões futuras. A solução mais indicada consiste na fixação do leito, através de escavação da seção mínima recomendada, limpeza e manutenção das margens e implantação de travessias com a capacidade de descarga adequada às vazões previstas para a condição futura.

As tabelas abaixo apresentam o dimensionamento das seções transversais necessárias nos diferentes trechos do Rio Cabuçu, bem como das seções de reforço necessárias na travessia sob a Estrada Gentil Perez, nas duas situações analisadas (com ou sem o do desvio dos canais “Cibratel Chácaras” e “São Fernando Chácaras”), para vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020. Para o canal principal, são propostas seções trapezoidais com revestimento em concreto. Para o reforço das travessias, propõe-se a utilização de aduelas de concreto.

TABELA 25: RIO CABUÇU – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Travessia da Estrada Gentil Perez	15	0.0065		17.92	R	2	1.5	2	0.015	1.715		3.48	*	tubulação de reforço
Travessia da Estrada Gentil Perez – nó S48	470	0.0010	S48	32.56	T	1	6	2	0.018	1.737	0.25	1.98	17.00	canal de concreto
nó S48 - nó S49	800	0.0010	S49	37.58	T	1	7	2	0.018	1.758	0.25	2.03	18.10	canal de concreto
nó S49 - nó S50	610	0.0010	S50	41.69	T	1	8	2	0.018	1.754	0.25	2.06	19.10	canal de concreto
nó S50 - nó S51	1120	0.0010	S51	46.62	T	1	9	2	0.018	1.768	0.25	2.10	20.10	canal de concreto

TABELA 26: RIO CABUÇU COM DESCARGA DOS CANAIS “CIBRATEL CHÁCARAS” E “SÃO FERNANDO CHÁCARAS” – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Travessia da Estrada Gentil Perez	15	0.005		45.96	R	3	2.00	2.50	0.015	2.105		3.64	*	tubulação de reforço
Travessia da Estrada Gentil Perez – nó S48	470	0.001	S48	58.91	T	1	9	2	0.018	2.008	0.25	2.25	21.10	canal de concreto
nó S48 - nó S49	800	0.001	S49	61.56	T	1	9	2	0.018	2.056	0.25	2.28	21.30	canal de concreto
nó S49 - nó S50	610	0.001	S50	63.83	T	1	9	2	0.018	2.097	0.25	2.31	21.40	canal de concreto
nó S50 - nó S51	1120	0.001	S51	66.00	T	1	10	2	0.018	2.037	0.25	2.30	22.20	canal de concreto

3.7. Bacia 5 - Rio Campininha

3.7.1. Preliminares

O Rio Campininha drena uma área do município de Itanhaém com grandes problemas relacionados à inundações e saneamento. Isto se deve à ocupação desordenada promovida nos bairros Guarda Civil, Satélite, Vila São Paulo, Laranjeiras, Anchieta e Ivoty, que já se apresentam totalmente urbanizados, ocasionando altas taxas de impermeabilização do solo, elevada carga de poluição orgânica e assoreamento do leito. As travessias do rio sob ruas são, em geral, insuficientes para as vazões decorrentes de chuvas intensas. Sua porção final encontra-se em região de mangue, juntamente com a foz no Rio Itanhaém. A ilustração 5, em anexo, apresenta em planta o traçado do rio e sua bacia de drenagem.

As fotografias abaixo ilustram as condições atuais do Rio Campininha.

Seção a montante da travessia da Estrada Municipal do Aguapeú

Travessias sob a Estrada Municipal do Aguapeú

Seção a jusante da travessia da Estrada Municipal do Aguapeú

Seção junto à foz

Tendo em vista os problemas gerados pelas precárias condições atuais de escoamento no leito, a Internave Engenharia realizou o Projeto Executivo das Obras do Rio Campininha, um projeto de regularização do curso d'água com o objetivo de adaptá-lo ao escoamento de vazões críticas de origem pluvial.

Analogamente ao Rio do Poço, será feita, a seguir, a verificação do Projeto Internave, a fim de avaliar sua adequação às condições críticas levantadas pelo Plano Diretor. Para tanto, serão consideradas as vazões afluentes calculadas no Plano Diretor para o horizonte 2020 e o nível de maré crítico junto à foz de 1.00 m (IBGE), com 99% de permanência.

3.7.2. Verificação do Projeto Internave

O Projeto Internave promoveu a fixação do leito de Rio Campininha por meio de um canal em terra com 1920 m de extensão, de seção trapezoidal, com larguras base variável de 25.0 a 14.0 m, e talude de 1V:2H, com declividade de 0.20%, partindo da foz, na cota –3.80 m (IBGE). O canal foi dimensionado para vazões de 25 anos determinadas no projeto e para um nível de maré junto à foz de 0.98 m (IBGE). A tabela a seguir apresenta a geometria final adotada, bem como a linha d'água calculada nesta situação de projeto.

TABELA 27: PROJETO INTERNAVE - LINHA D'ÁGUA PARA A VAZÃO DE 25 ANOS COM GEOMETRIA FINAL ADOTADA (CANAL TRAPEZOIDAL EM TERRA) E MARÉ COTA 0.98m.

Estaca	Progressiva	Base	Talude	Cota de Fundo (IBGE)	Cota NA (IBGE)	Vazão	Rugosidade	Altura da Seção
	(m)	(m)	(H:V)	(m)	(m)	(m^3/s)		(m)
95	0	14	2H/1V	0	1.18	15.46	0.035	1.5
90	100	14	2H/1V	-0.2	1.11	15.85	0.035	1.5
85	200	14	2H/1V	-0.4	1.07	16.24	0.035	2
80	300	16	2H/1V	-0.6	1.04	16.63	0.035	2
75	400	16	2H/1V	-0.8	1.02	17.02	0.035	2.5
70	500	16	2H/1V	-1	1.01	17.41	0.035	2.5
65	600	16	2H/1V	-1.2	1	17.8	0.035	2.5
60	700	18	2H/1V	-1.4	0.99	18.19	0.035	3
55	800	18	2H/1V	-1.6	0.99	18.58	0.035	3
50	900	25	2H/1V	-1.8	0.99	18.97	0.035	3
45	1000	25	2H/1V	-2	0.99	19.35	0.035	3.7
40	1100	25	2H/1V	-2.2	0.99	19.74	0.035	4
35	1200	25	2H/1V	-2.4	0.99	20.13	0.035	3.7
30	1300	25	2H/1V	-2.6	0.98	20.52	0.035	3.9
25	1400	25	2H/1V	-2.8	0.98	20.91	0.035	4
20	1500	25	2H/1V	-3	0.98	21.3	0.035	4.3
15	1600	25	2H/1V	-3.2	0.98	21.69	0.035	4.4
10	1700	25	2H/1V	-3.4	0.98	22.08	0.035	4.7
5	1800	25	2H/1V	-3.6	0.98	22.47	0.035	4.8
0	1900	25	2H/1V	-3.8	0.98	22.86	0.035	5

Podem ser identificados quatro trechos típicos ao longo do canal, cujas características são resumidas na tabela abaixo.

TABELA 28: PROJETO INTERNAVE – CARACTERÍSTICAS DOS TRECHOS (GEOMETRIA FINAL ADOTADA).

Estaca inicial	Estaca final	Talude	Base	Rugosidade	Declividade
		(H:V)	(m)		%
95	81	2H/1V	14	0.035	0.2
80	57	2H/1V	16	0.035	0.2
56	52	2H/1V	18	0.035	0.2
51	0	2H/1V	25	0.035	0.2

No Plano Diretor de Macro-Drenagem, realizou-se a delimitação da bacia contribuinte do Rio Campininha e o cálculo das vazões afluentes aos diversos pontos de interesse, conforme indicado na Ilustração 5. As vazões obtidas nestes pontos, associadas a diferentes períodos de retorno, são apresentadas na tabela a seguir. Cada um dos ponto de interesse corresponde a uma estaca do Projeto Internave, conforme mostrado abaixo.

TABELA 29: VAZÕES DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM - HORIZONTE 2020.

Ponto	Estaca INTERNAVE	Vazão TR = 10 anos	Vazão TR = 25 anos	Vazão TR = 50 anos
		(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
N112	90	7.15	9.59	11.53
N123 (montante)	55	14.94	19.93	23.88
N123 (jusante)	55	25.26	33.23	39.50
N128	30	27.05	35.70	42.49
N129	0	29.18	38.57	45.93

Desta forma, pôde-se identificar as vazões calculadas pelo Plano Diretor que solicitam o canal em cada um dos trechos descritos. O esquema unifilar apresentado a seguir resume as características dos trechos e as respectivas vazões solicitantes.

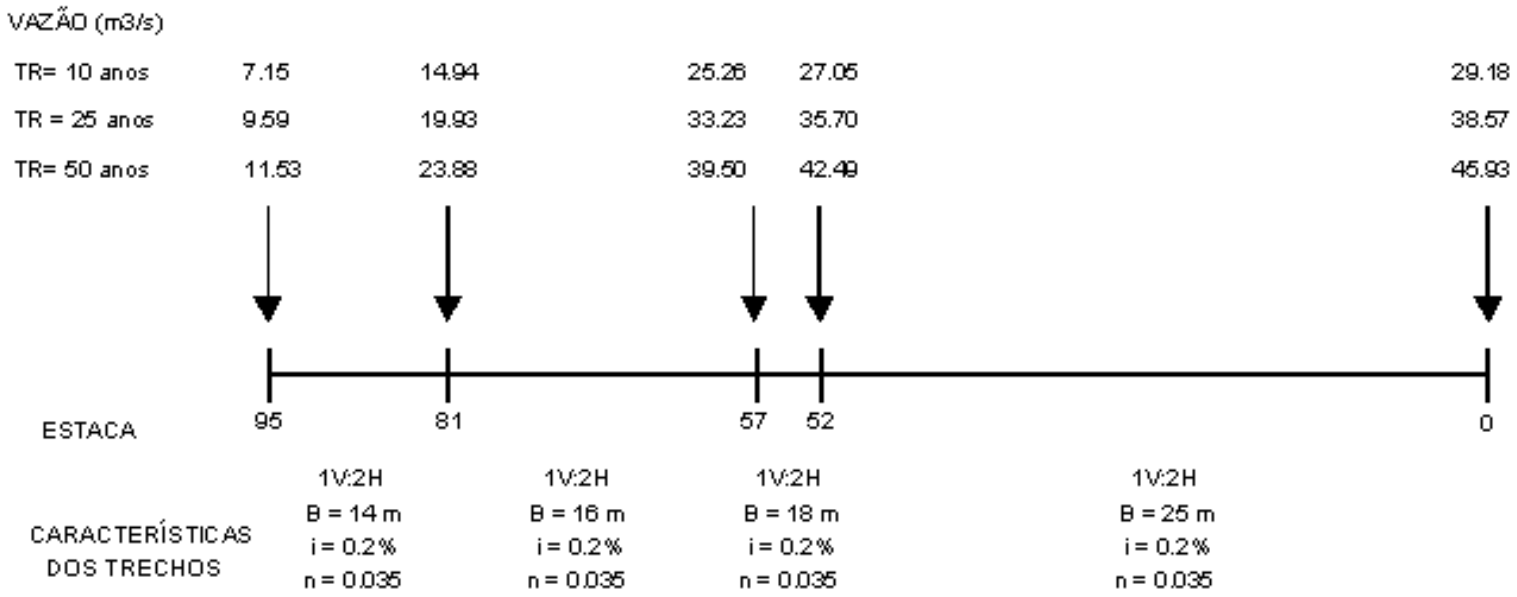


FIGURA 12 : ESQUEMA UNIFILAR – TRECHOS DO RIO CAMPININHA.

A partir destes dados, procedeu-se a determinação das linhas d'água correspondentes às vazões de período de retorno 10, 25 e 50 anos e horizonte de projeto 2020, com o nível de maré crítico junto à foz de 1.00 m (IBGE). Os resultados obtidos são apresentados na tabela a seguir.

TABELA 30: LINHAS D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM - HORIZONTE 2020.

Progressiva	Cota de Fundo	Nível d'água TR = 10 anos	Nível d'água TR = 25 anos	Nível d'água TR = 50 anos
	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0.00	1.10	1.16	1.22
28	-0.06	1.09	1.15	1.21
56	-0.11	1.09	1.15	1.20
84	-0.17	1.09	1.14	1.20
112	-0.22	1.08	1.14	1.19
140	-0.28	1.08	1.13	1.18
168	-0.34	1.08	1.13	1.18
196	-0.39	1.08	1.13	1.18
224	-0.45	1.07	1.13	1.17
252	-0.50	1.07	1.12	1.17
280	-0.56	1.07	1.12	1.17
328	-0.66	1.07	1.11	1.16
376	-0.75	1.06	1.10	1.14
424	-0.85	1.05	1.09	1.13
472	-0.94	1.05	1.08	1.12
520	-1.04	1.04	1.08	1.11
568	-1.14	1.04	1.07	1.10
616	-1.23	1.04	1.06	1.09
664	-1.33	1.03	1.06	1.08
712	-1.42	1.03	1.06	1.08
760	-1.52	1.03	1.05	1.07
770	-1.54	1.03	1.05	1.08
780	-1.56	1.03	1.05	1.07
790	-1.58	1.03	1.05	1.07
800	-1.60	1.03	1.05	1.07
810	-1.62	1.03	1.05	1.07
820	-1.64	1.03	1.05	1.07
830	-1.66	1.03	1.05	1.06
840	-1.68	1.03	1.04	1.06
850	-1.70	1.03	1.04	1.06
860	-1.72	1.02	1.04	1.06
964	-1.93	1.02	1.03	1.05
1068	-2.14	1.02	1.03	1.04
1172	-2.34	1.01	1.02	1.03
1276	-2.55	1.01	1.02	1.02
1380	-2.76	1.01	1.01	1.02
1484	-2.97	1.00	1.01	1.01
1588	-3.18	1.00	1.01	1.01
1692	-3.38	1.00	1.00	1.00
1796	-3.59	1.00	1.00	1.00
1900	-3.80	1.00	1.00	1.00

As figuras abaixo ilustram a posição destas linhas d'água com relação ao canal projetado pela Internave. Observa-se que não há transbordamento da calha em nenhuma das situações analisadas, e que a linha d'água calculada pelo Plano Diretor para a vazão de período de retorno 25 anos é praticamente coincidente com a linha d'água de projeto do canal.

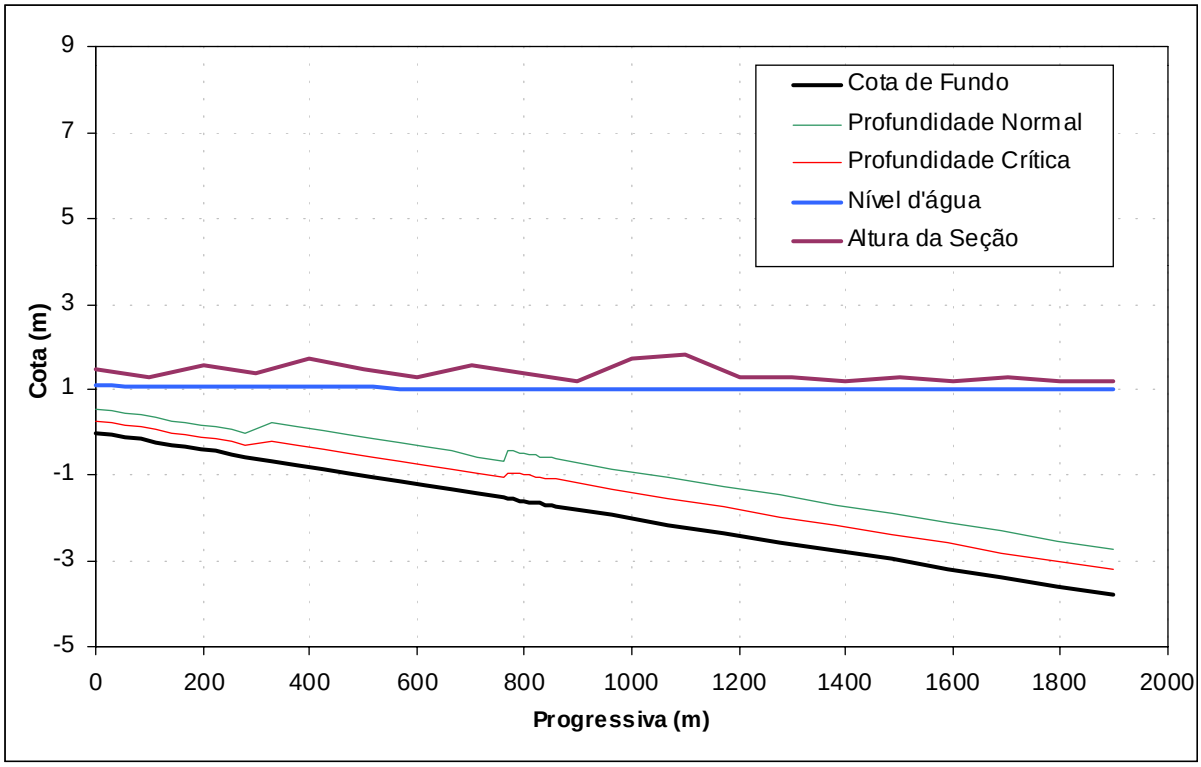


FIGURA 13 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 10 ANOS / HORIZONTE 2020.

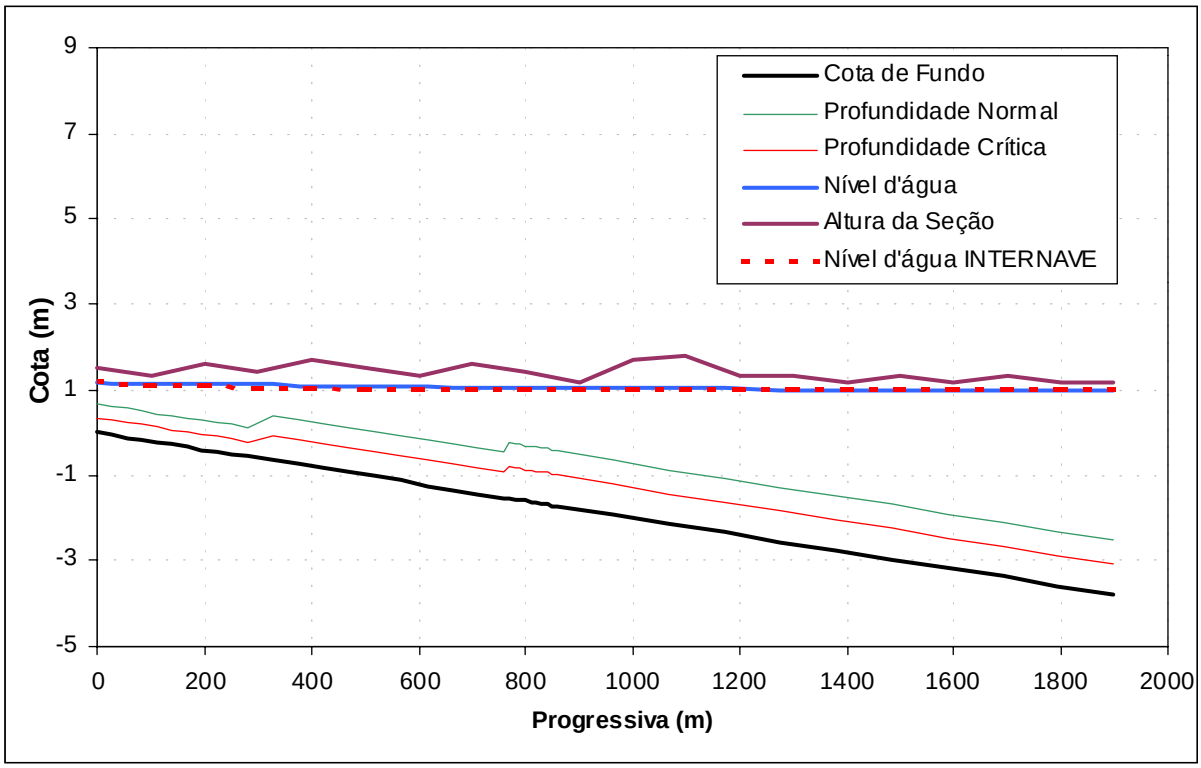


FIGURA 14 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 25 ANOS/ HORIZONTE 2020.

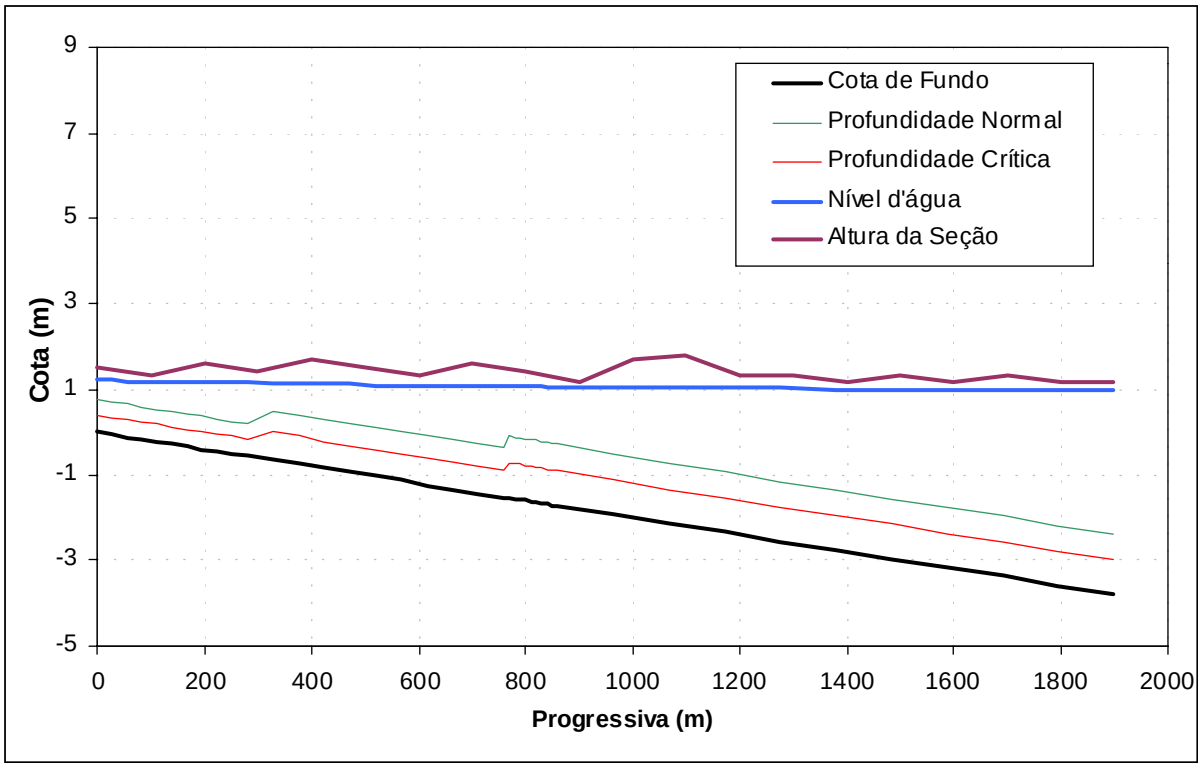


FIGURA 15 : LINHA D'ÁGUA DO PLANO DIRETOR DE MACRO-DRENAGEM
TR = 50 ANOS / HORIZONTE 2020.

Desta forma, pode-se concluir que o Projeto Executivo das Obras do Rio Campininha, realizado pela Internave Engenharia, é adequado às condições críticas levantadas pelo Plano Diretor, uma vez que suporta, sem transbordamento da calha, as vazões afluentes do Plano Diretor de 25 e 50 anos para o horizonte 2020 concomitantemente com um nível de maré crítico junto à foz de 99% de permanência.

Assim como no caso do Rio do Poço, o Projeto Internave para o Rio Campininha enfocou apenas o leito principal curso d'água, não avaliando as condições de drenagem ao longo de toda a sua bacia contribuinte. A seguir, é analisada de maneira mais ampla a situação atual de drenagem desta bacia, sobretudo nos aspectos relativos às travessias sob a Rodovia SP-55.

3.7.3. Verificação da Situação Atual

As travessias sob a rodovia localizadas na bacia do Rio Campininha foram cadastradas e apresentam as dimensões indicadas na tabela a seguir, juntamente com as vazões determinadas nos estudos hidrológicos apresentados no Volume II, Tomo I deste estudo.

TABELA 31: TRAVESSIAS ATUAIS SOB A RODOVIA.

Local	Quilometragem da Rodovia	Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro (m)	Declividade %	Vazão TR=25 anos Horizonte 2020 (m^3/s)
Rua Olímpia	322+932.00	Circular	1	1.50	0.73	5.09
Rua Maria C. P. Castro	323+20.00	Circular	1	0.80	0.12	5.09
Rua Hélio Barbavita	323+56.00	Circular	1	1.00	0.14	5.46
Rua Meril Brandilla Calazans	323+230.00	Circular	1	0.80	2.30	5.46

A tabela a seguir apresenta a capacidade de condução de vazões para as travessias indicadas acima.

TABELA 32: CAPACIDADE DE DESCARGA DAS TRAVESSIAS SOB A RODOVIA.

Local	Tipo de Seção	Quantidade	Diâmetro (m)	n (Manning)	Declividade %	Y/D	Capacidade de Descarga (m^3/s)
Rua Olímpia	Circular	1	1.50	0.015	0.73	0.95	5.62
Rua Maria C. P. Castro	Circular	1	0.80	0.015	0.12	0.95	0.43
Rua Hélio Barbavita	Circular	1	1.00	0.015	0.14	0.95	0.84
Rua Meril Brandilla Calazans	Circular	1	0.80	0.015	2.30	0.95	1.87

Da análise das tabelas acima, observa-se que a capacidade de descarga das travessias atualmente existentes é, na maior parte das vazes, inferior às necessidades futuras da bacia, o que implica a necessidade de intervenção no local.

3.7.4. Alternativa de Solução

A drenagem da bacia contribuinte do Rio Campininha ao sul da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega até as travessias sob a pista será feita em duas etapas: na primeira, as vazões são conduzidas, por micro-drenagem rua a rua, até valas localizadas paralelamente à Rodovia; na segunda, a drenagem se dá por meio destas valas, até a entrada das travessias.

Conforme pode ser observado na figura abaixo, são identificados sete trechos distintos da vala na bacia do Rio Campininha (VM-20 a VM-26), com caimento em direção à travessia correspondente, conforme indicado Ilustração 5.

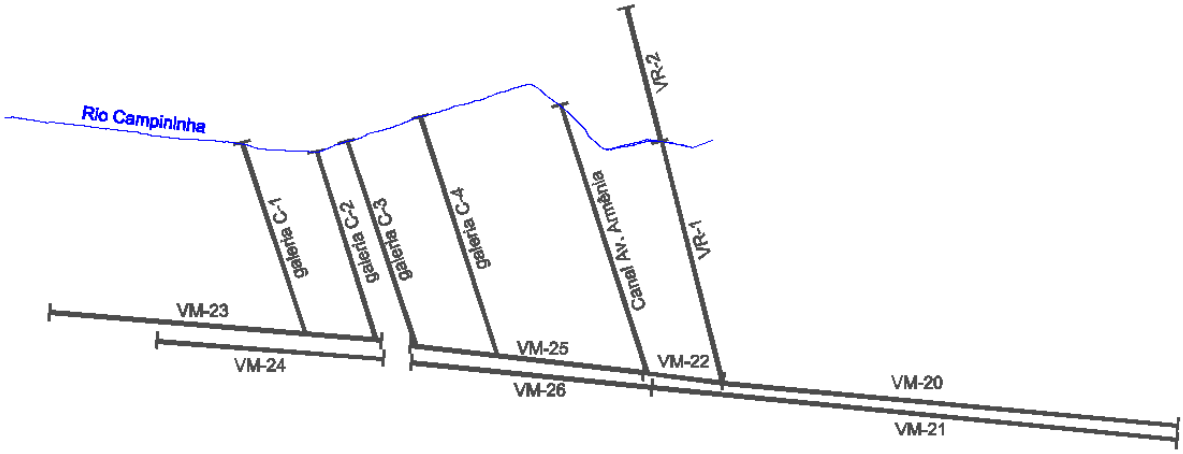


FIGURA 16 : DRENAGEM DA BACIA DO RIO CAMPIMINHA.

Após a passagem pelas travessias sob a pista, a drenagem segue por meio do Canal Armênia e de quatro galerias de concreto enterradas (C-1 a C-4) que conduzem a vazão de escoamento até o leito do rio. As galerias enterradas se fazem necessárias devido ao fato de o Rio Campininha atravessar uma região densamente urbanizada, impossibilitando a execução de canais abertos. Parte da drenagem também é feita através da vala paralela à Estrada Cel. Joaquim Branco, nos trechos VR-1 e VR-2 indicados na figura acima.

Para as travessias insuficientes mostradas nas tabelas anteriores, são propostas tubulações adicionais de concreto necessárias ao escoamento das vazões de projeto. Para as valas VM-20 a VM-26 e para o Canal Armênia, é proposta a utilização de seções trapezoidais em terra. Nos trechos VR-1 e VR-2 da vala da Estrada Cel. Joaquim Branco, propõe-se a utilização de seção revestida em concreto U, alternativa que se mostra ideal neste caso por necessitar de uma estreita faixa de manutenção.

A tabela a seguir apresenta o dimensionamento das seções de reforço necessárias nas travessias sob a Rodovia SP-55, dos trechos VM-20 a VM-26, VR-1 e VR-2 das valas de drenagem, e das galerias C-1 a C-4, para as vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020.

TABELA 33: RIO CAMPININHA. – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
travessia SP55 - Rua Meril Brandilla Calazans	25	0.0060		0.86	C	1	0.80		0.015	0.636	0.25	2.01	*	tubulação de reforço
travessia SP55 - Rua Hélio Barbavita	25	0.0030		1.89	C	1	1.20		0.015	1.011	0.25	1.86	*	tubulação de reforço
travessia SP55 - Rua Maria C. P. Castro	25	0.0040		2.12	C	1	1.20		0.015	0.974	0.25	2.15	*	tubulação de reforço
Galeria C-1 Rua Meril Brandilla Calazans	490	0.0010		3.33	C	1	2.00		0.015	1.349	0.25	1.47	*	galeria enterrada
Galeria C-2 Rua Hélio Barbavita	490	0.0010		3.33	C	1	2.00		0.015	1.349	0.25	1.47	*	galeria enterrada
Galeria C-3 Rua Maria C. P. Castro	530	0.0010		3.33	C	1	2.00		0.015	1.349	0.25	1.47	*	galeria enterrada
Galeria C-4 Rua Olímpia	560	0.0010		3.33	C	1	2.00		0.015	1.349	0.25	1.47	*	galeria enterrada
VM-23	850	0.0010	N127	1.48	T	1	1.00	2	0.022	0.737	0.25	0.81	8.00	canal escavado em terra
VM-24	580	0.0010	N121	5.46	T	1	1.50	2	0.022	1.226	0.25	1.13	10.50	canal escavado em terra
VM-25	550	0.0010	N127	1.48	T	1	1.00	2	0.022	0.737	0.25	0.81	8.00	canal escavado em terra
VM-26	550	0.0010	N124	5.09	T	1	1.50	2	0.022	1.187	0.25	1.11	10.30	canal escavado em terra
VM-20	1000	0.0010	N109	1.82	T	1	1.00	2	0.022	0.811	0.25	0.86	8.30	canal escavado em terra
VR-1	550	0.0010	N113	3.02	T	1	2	0.125	0.016	1.068	0.25	1.32	5.40	canal de concreto U
VR-2	400	0.0010		1	T	1	1	0.125	0.016	0.904	0.25	0.99	4.30	canal de concreto U

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-21	1250	0.0010	N115	5.4	T	1	1.5	2	0.022	1.220	0.25	1.12	10.40	canal escavado em terra
VM-22	150	0.0010		0.1	T	1	0.5	2	0.022	0.246	0.25	0.41	5.50	canal escavado em terra
travessia SP55 - Av. Armênia	25	0.0075	N115	5.4	C	1	1.5		0.015	1.255	0.25	3.42	*	tubulação de concreto
Canal Av. Armênia	600	0.0010	N119	6.76	T	1	2	2	0.022	1.262	0.25	1.18	11.10	canal escavado em terra

3.8. Bacia 6 - Ribeirão Guapurá

3.8.1. Preliminares

A bacia de drenagem do Ribeirão Guapurá compreende parte do bairro Tropical - que corresponde à área compreendida entre trecho da Estrada Cel. Joaquim Branco e o braço do Rio Itanhaém, desde o Ribeirão Montevídeo até o próprio Ribeirão Guapurá - e parte do bairro Savoy - que corresponde à área compreendida entre a Rodovia Pe. Manoel da Nóbrega e a Estrada Cel. Joaquim Branco, desde a Av. Emília Alves Muller até a Estrada Cel. Joaquim Branco em seu trecho inicial, que vai da Rodovia até a Av. José Batista Campos.

A ilustração 6, em anexo, apresenta a delimitação da bacia do Ribeirão Guapurá, bem como detalhes do mapeamento hidrológico desta bacia de drenagem.

3.8.2. Análise da Situação Atual

A parte da bacia do Ribeirão Guapurá correspondente ao bairro Savoy drena para a vala situada paralelamente à Estrada Cel. Joaquim Branco, e através de travessias sob a Estrada, na altura das ruas Antônio Marques e Bauru, atinge o Ribeirão Guapurá. Porém, tanto a vala de drenagem quanto as travessias sob a Estrada mostram-se insuficientes para as vazões futuras. Existe a necessidade de redefinição da macro-drenagem para o encaminhamento eficiente das águas para o Guapurá, que deverá ter sua seção adequada no trecho mais próximo da cabeceira, na porção onde há ocupação urbana.

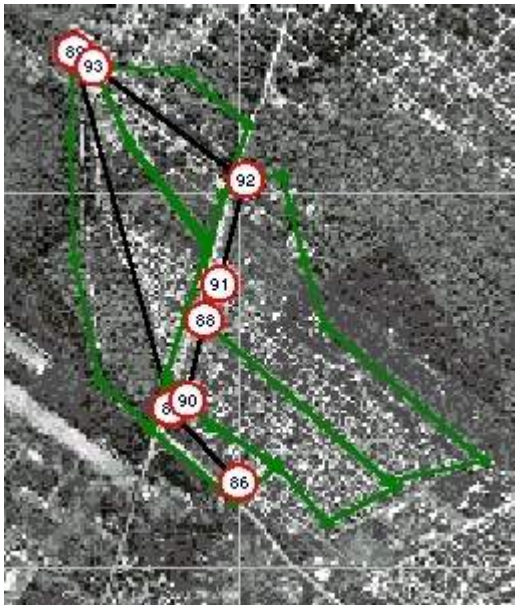


FIGURA 17 : ESQUEMA DAS SUB-BACIAS DO RIBEIRÃO GUAPURÁ.

3.8.3. Alternativa de Solução

A proposta de solução consiste no direcionamento da drenagem para a calha do Ribeirão Guapurá a partir de galerias de micro-drenagem nas ruas, que seguem para o canal paralelo à Estrada Cel. Joaquim Branco, nos trechos VR-3, VR-4 e VR-5 a serem recuperados e implantados. Este canal recebe a drenagem e a encaminha para travessias sob a Estrada, na altura da Rua Antônio Marques e da Av. Bauru, e destas para o Canal Tropical, que deságua no Ribeirão Guapurá, ou diretamente para a calha do ribeirão.

A figura abaixo apresenta o mapa das intervenções propostas para a bacia.

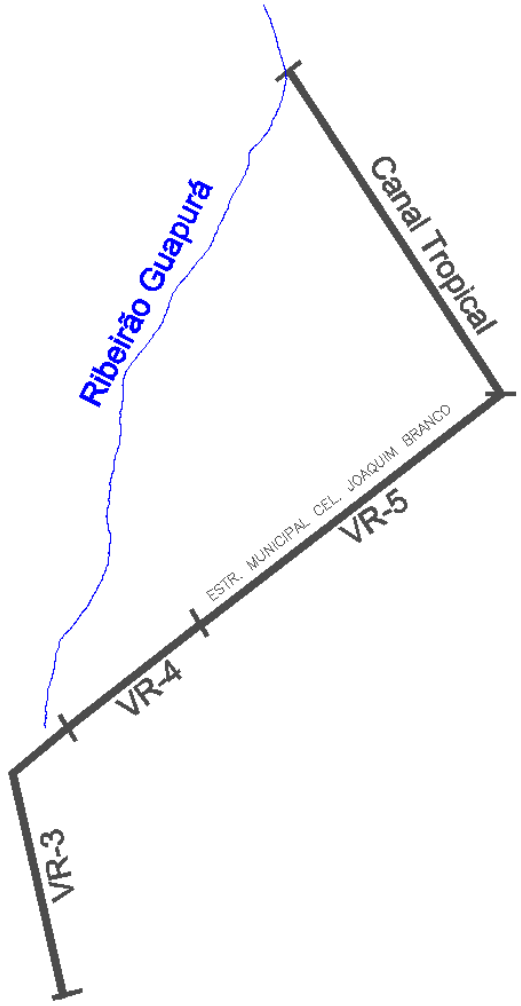


FIGURA 18 : MAPA DAS INTERVENÇÕES.

A tabela a seguir apresenta o dimensionamento das seções transversais necessárias nos canais propostos, bem como das travessias sob a Estrada Cel. Joaquim Branco, para vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020. É proposta a utilização de seção trapezoidal escavada em terra para o canal Tropical e para a adequação da calha do Guapurá. Nos trechos VR-3, VR-4 e VR-5 da vala de drenagem da Estrada Cel. Joaquim Branco, é proposta a utilização de seção transversal em concreto U.

TABELA 34: RIBEIRÃO GUAPURÁ. – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:_H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VR-3	300	0.001	N87	0.79	T	1	0.5	0.125	0.016	1.423	0.25	0.82	4.00	canal de concreto U
VR-4	150	0.001	N90	2.18	T	1	1	0.125	0.016	1.569	0.25	1.16	4.50	canal de concreto U
Travessia Estr. Cel. Joaquim Branco - Rua Antônio Marques	15	0.003	N87	2.94	C	1	1.5		0.015	1.088	0.25	2.14	*	tubulação de concreto
Calha do Ribeirão Guapurá	1000	0.001	N89	5.35	T	1	1	2	0.022	1.312	0.25	1.13	10.30	canal escavado em terra
VR-5	560	0.001	N92	3.59	T	1	2	0.125	0.016	1.207	0.25	1.38	5.40	canal de concreto U
Travessia Estr. Cel. Joaquim Branco – Av. Bauru	15	0.004	N92	3.59	C	1	1.5		0.015	1.141	0.25	2.49	*	tubulação de concreto
Canal Tropical	450	0.001	N93	4.85	T	1	1	2	0.022	1.257	0.25	1.10	10.10	canal escavado em terra

3.9. Bacia 7 – Ribeirão Montevídeo

3.9.1. Preliminares

Esta bacia drena toda a porção norte do município e contempla a área mais densamente povoada e ocupada. O perímetro drenado se inicia na rodovia SP-55 e avança para o interior até a calha fluvial propriamente dita, limitando-se a norte com a Rua “12” e a sul com a Estrada Cel. Joaquim Branco. Os bairros englobados são Jardim Suarão Interior e parte da praia, Nossa Senhora do Sion e Nova Itanhaém Interior.

A região do Jardim Suarão é pouco ocupada no trecho entre a Av. Leocádio José Corrêa e a AV. Miami, mantendo suas características de mata natural, apesar da existência de ruas implantadas.

Observa-se nas ruas e alamedas dos bairros situados nesta bacia, que a drenagem é feita, principalmente, através de valas laterais nas vias públicas, estas desembocando diretamente no Montevídeo ou na vala contígua à Estrada Cel. Joaquim Branco. A ilustração 7, em anexo, indica com detalhes o mapeamento hidrológico desta bacia de drenagem.

Parte dos Bairros Nova Itanhaém Praia, Suarão e Jardim Suarão Praia drena para a vala de drenagem da Rodovia SP-55, e através de travessias atingem os canais na parte interior, dirigindo-se para o Ribeirão Montevídeo.

O problema crítico enfrentado nesta bacia deve-se à falta de diretrizes para encaminhamento do problema da micro-drenagem, que pode ser facilmente solucionado a partir do momento em que se definir a estrutura de macro-drenagem, objeto deste estudo. Na verdade as valas de drenagem das vias tem seção insuficiente ou não tem a declividade adequada. Outro problema que se acrescenta é o hábito de muitos moradores canalizarem a vala em frente ao seu imóvel com tubos de diâmetro inadequado.

3.9.2. Verificação da Situação Atual

Esta verificação é apresentada aqui enfocando-se cada bairro ou loteamento com suas características particulares.

3.9.2.1. Jardim Suarão Interior

Neste bairro, a ocupação do solo não apresenta grande intensidade e, portanto podem ser definidas as diretrizes para ordenar a futura implantação dos loteamentos já provados, garantindo assim a sustentabilidade do sistema de drenagem.

A drenagem principal passa pelas valas da Rodovia SP-55 situadas em ambas as marginais, com travessias na altura da AV. Ipiranga, da Rua Dom Paulo Rolin Lourenço e da Rua Pedro Magalhães. As vazões afluentes respectivamente à estes pontos são:

TABELA 35- TRAVESSIAS DO JD. SUARÃO

Localização	Área (km²)	Vazões Atuais (m³/s)		Vazões de Projeto (2020) (m³/s)		Seção e Diâmetros Existentes (m)	Decl. (m/m)
		TR 10	Tr 25	Tr 10	Tr 25		
Travessia Av. Ipiranga	0.26	3.62	6.05	4.20	6.82	1 ϕ 1.00	0.0093
Travessia R. Dom Paulo	0.07	0.98	1.63	1.13	1.84	1 ϕ 0.80	0.014
Travessia R. Pedro Magalhães	0.27	3.73	6.28	4.36	7.09	1 ϕ 1,00	0.0116

A capacidade teórica de descarga destas travessias é indicada na tabela abaixo.

TABELA 36- CAPACIDADE DAS TRAVESSIAS DO JD. SUARÃO

Local	Seção	Tipo	Quant	B ou D (m)	H (m)	n (Manning)	Decl (m)	Y/D	Q (m³/s)
Travessia Av. Ipiranga	Km 318 + 340	c	1	1.00	0.00	0.015	0.0093	0.95	2.15
Travessia R. Dom Paulo	Km 319 + 234	c	1	0.80	0.00	0.015	0.0140	0.95	1.46
Travessia R. Pedro Magalhães	Km 318 + 810	c	1	1.20	0.00	0.015	0.0116	0.95	3.91

Verifica-se que a capacidade máxima das travessias atende à vazão correspondente ao período de retorno 10 anos, na situação atual, devendo portanto ser redimensionadas.

Entretanto, a porção dos bairros Jardim Suarão Praia, Suarão e Nova Itanhaém Praia situada entre a rodovia e ao litoral e que atualmente drena para o interior, solicitando estas travessias, poderá drenar diretamente para o mar, com a inversão do sentido do escoamento das travessias. Esta alternativa de drenagem, estudada com detalhes mais adiante neste relatório, certamente será mais atrativa do ponto de vista econômico que a drenagem para o interior, pois diminui a solicitação sobre a calha do ribeirão Montevídeo.

3.9.2.2. Nossa Senhora do Sion

Este bairro limita-se à faixa compreendida entre as ruas Timóteo Garcia Lamas e Leocádio José Corrêa, drenando diretamente para a vala na Estrada Municipal Cel. Joaquim Branco.

O problema detectado aqui advém do mau estado de conservação das valetas de drenagem das ruas, muitas vezes interrompidas e canalizadas pelos moradores com tubulação de dimensões inadequadas, além da falta de capacidade da vala da Estrada Municipal.

3.9.2.3. Nova Itanhaém Interior

Neste bairro, o problema é semelhante ao descrito acima, com falta de capacidade e manutenção das valas de micro-drenagem, que deságuam na vala da Estrada. Um ponto a favor deste bairro esta na ainda baixa ocupação, o que permitirá um melhor planejamento do encaminhamento da macro-drenagem.

3.9.2.4. Calha do Ribeirão Montevídeo

A calha do Ribeirão Montevídeo apresenta seção natural com grande quantidade de assoreamento e incapaz de conduzir as vazões necessárias. A travessia sob a rodovia municipal Cel. Joaquim Branco é constituída de tubulações de concreto com pouca capacidade, conforme indicam as tabelas abaixo:

TABELA 37- VAZÕES AFLUENTES AO RIBEIRÃO MONTEVÍDEO

Localização	**Nó**	**Vazões Atuais (m³/s)**		**Vazões de Projeto (2020) (m³/s)**		**Seção e Diâmetros Existentes (m)**	**Decl. (m/m)**
		TR 10	**Tr 25**	**Tr 10**	**Tr 25**		
Suarão	N70	2.41	3.79	2.84	4.30	????	
Suarão	N71	9.35	13.78	11.67	16.54	????	
Suarão	N145	17.92	26.32	22.52	31.67	????	
Travessia Estrada	N72	22.53	33.52	27.99	39.85	2 ϕ 1.50 1 ϕ 1.00	0.026
Foz	N73	50.05	71.82	63.36	87.26	????	

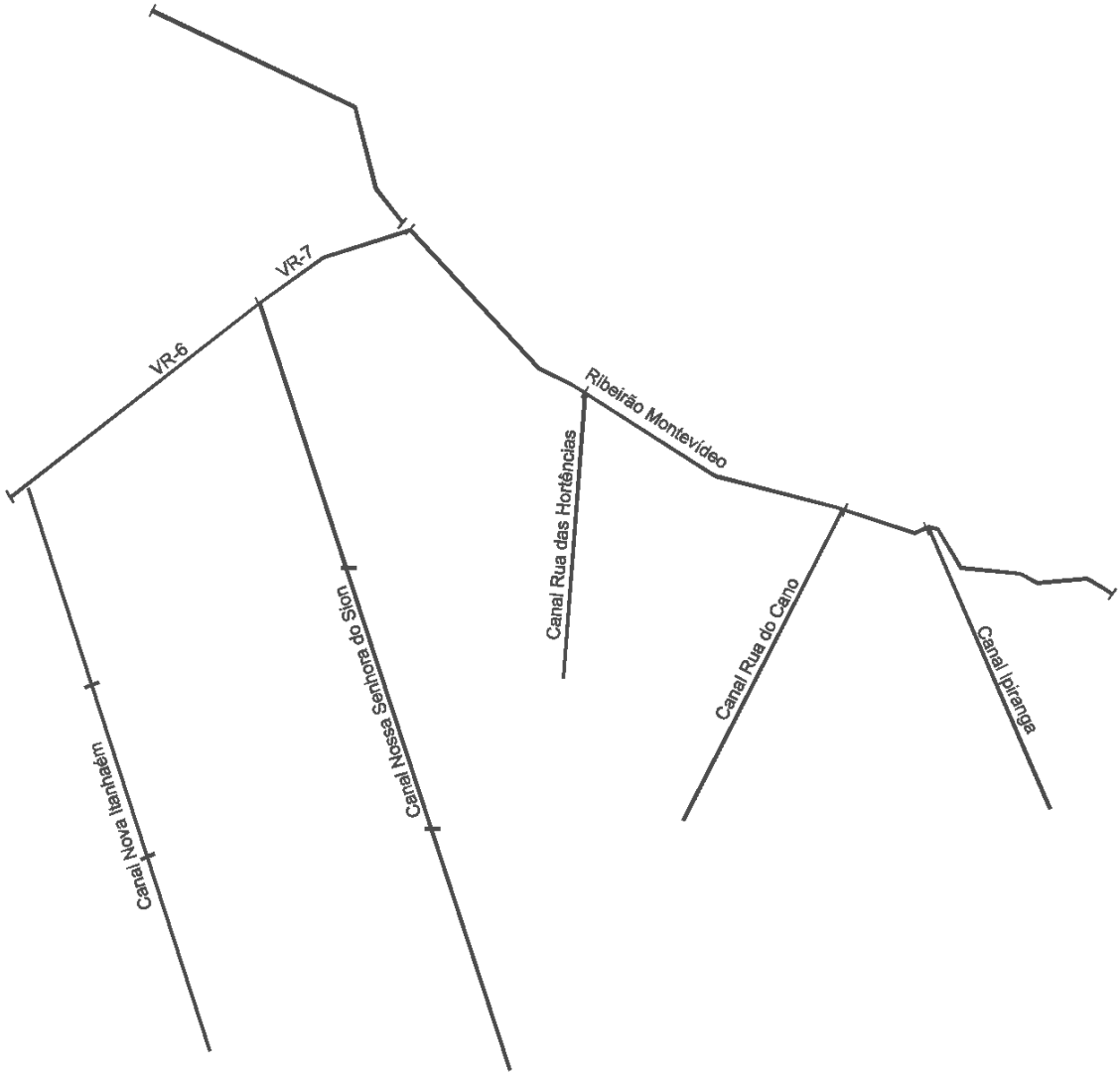
TABELA 38- CAPACIDADE DA TRAVESSIA DO RIB. MONTEVÍDEO

Local	Seção	Tipo	Quant	B ou D (m)	H (m)	n (Manning)	Decl (m)	Y/D	Q (m³/s)
Travessia Estrada	Estrada	c	2	1.50		0.015	0.0260	0.95	21.23
Travessia Estrada	Estrada	c	1	1.00		0.015	0.0260	0.95	3.60

De acordo com a tabela acima, a capacidade total da travessia é de 24,83 m³/s, enquanto a vazão afluente na situação atual, correspondente à 25 anos de período de recorrência, é da ordem de 34 m³/s, razão pela qual ocorrem inundações frequentes.

3.9.3. Alternativas de Solução

A proposta de solução consiste no direcionamento da drenagem para a calha do Montevídeo, a partir da introdução de canais, galerias, recuperação ou implantação das valas rodoviárias e travessias. A figura a seguir apresenta o mapa das intervenções propostas para a bacia, que também são detalhadas nos sub-itens a seguir.



MAPA DAS INTERVENÇÕES – BACIA DO MONTEVÍDEO

3.9.3.1. Jardim Suarão Interior

Esta área apresenta ainda um padrão de ocupação baixo, o que permite a implantação de canais naturais abertos para o interior. Os trechos de ruas já implantados deverão receber galerias de micro-drenagem para a condução da água drenada até os canais Ipiranga, Rua do Cano e Rua das Hortências. As dimensões previstas para estas obras são indicadas na tabela a seguir.

TABELA 39: JARDIM SUARÃO - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Canal Ipiranga	800	0.0007	N75	10.90	T	1	2	2	0.022	1.71	0.25	1.17	12.90	canal escavado em terra
Canal Rua do Cano	800	0.0007	N77	12.06	T	1	2	2	0.022	1.79	0.25	1.20	13.20	canal escavado em terra
Canal Rua das Hortências	900	0.0010	N147	4.65	T	1	1	2	0.022	1.23	0.25	1.09	10.00	canal escavado em terra

3.9.3.2. Nova Itanhaém e Nossa Senhora do Sion

Nestes dois bairros, a solução ideal consiste na implementação dos canais Nova Itanhaém e Nossa Senhora do Sion, que receberão toda a água da micro-drenagem das vias a serem implantadas, encaminhando-a ao canal aberto a ser executado paralelamente à Estrada Municipal Cel. Joaquim Branco, nos trechos VR-6 e VR-7. As características destes canais são indicadas nas tabelas abaixo.

TABELA 40: CANAL NOSSA SENHORA DO SION - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua Dom Idilio Soares – Rua Ariovaldo Viana	700	0.001	N135	10.26	T	1	0.8	2	0.018	1.64	0.25	1.54	11.40	canal de concreto
Rua Ariovaldo Viana – Rua D. Hipolita de Brito	850	0.001	N136	18.79	T	1	3	2	0.018	1.67	0.25	1.77	13.70	canal de concreto
Rua D. Hipolita de Brito - Estrada Cel. J. Branco	850	0.001	N143	24.84	T	1	4.5	2	0.018	1.68	0.25	1.87	15.30	canal de concreto

TABELA 41: CANAL NOVA ITANHAÉM - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rua Campinas – Rua Jundiaí	650	0.001	N132	7.83	T	1	0.6	2	0.018	1.57	0.25	1.33	10.90	canal de concreto
Rua Jundiaí – Rua Curitiba	550	0.001	N134	14.21	T	1	2	2	0.018	1.63	0.25	1.66	12.60	canal de concreto
Rua Curitiba – Estrada Cel. J. Branco	600	0.001	N142	18.52	T	1	3	2	0.018	1.66	0.25	1.76	13.70	canal de concreto

TABELA 42: CANAL ESTRADA CEL. JOAQUIM BRANCO - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VR-6	900	0.003	N79	20.40	T	1	2.5	0.125	0.016	2.30	0.25	3.19	6.20	canal de concreto U
VR-7	500	0.003	N164	46.11	T	1	5	0.125	0.016	2.22	0.25	3.94	8.70	canal de concreto U

3.9.3.3. Calha do Ribeirão Montevídeo

O funcionamento desta via de drenagem será a garantia do bom desempenho do sistema em toda a bacia. Desta forma existe a necessidade de implementação e fixação do leito, aplicação de algum tipo de revestimento e manutenção contínua. O dimensionamento das seções é apresentado na tabela seguinte, considerando o revestimento do leito em concreto.

TABELA 43: CALHA DO RIBEIRÃO MONTEVÍDEO - INTERVENÇÃO DEFINITIVA - ALTERNATIVA 3: CANAL REVESTIDO EM CONCRETO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Jd Suarão / N69-N70	500	0.001	N70	4.30	T	1	0.5	2	0.018	1.23	0.25	1.18	9.50	canal de concreto
Jd Suarão / N70-N71	400	0.001	N71	16.54	T	1	0.8	2	0.018	2.07	0.25	1.62	13.10	canal de concreto
Jd Suarão/ N71-N145	900	0.001	N145	31.66	T	1	3	2	0.018	2.14	0.25	2.03	15.60	canal de concreto
Jd Suarão / N145-N72	700	0.001	N72	39.85	T	1	4	2	0.018	2.21	0.25	2.14	16.90	canal de concreto
Travessia / Estrada	15	0.002	N72	85.78	R	1	11	2.55	0.018	2.28	0.25	3.42	14.00	ponte de concreto
Foz / N72-N73	1100	0.002	N73	87.28	T	1	7	2	0.018	2.28	0.25	3.31	20.20	canal de concreto

3.10. Bacia 8 – Rio Cambuituva

3.10.1. Preliminares

A bacia do Rio Cambuituva corresponde à porção do município englobada pelos bairros Verde Mar, Loty e a porção do Jardim Suarão Interior compreendida entre a Rua “12” e a Av. Miami.

O bairro Verde Mar drena, a partir da rodovia para o interior, a região entre a Av. Miami e Av. Guaraçaí. O Bairro Loty, por sua vez, compreende a área localizada entre a Rodovia Padre Manoel da Nóbrega e trechos do Rio Cambuituva e Estrada do Raminho, desde a divisa com o município de Mongaguá até a Alameda Guaraçaí.

A ilustração 8, em anexo, apresenta a delimitação da bacia do Rio Cambuituva e o mapeamento de sua drenagem.

3.10.2. Verificação da Situação Atual

Esta verificação é apresentada aqui enfocando-se cada loteamento com suas características particulares.

3.10.2.1. Verde Mar

A falta de capacidade das valetas de drenagem no loteamento Verde Mar e o estado de conservação da calha do Rio Cambuituva criam os problemas mais sérios existentes no local. Para este loteamento existe a necessidade de definição da diretriz para a macro-drenagem e encaminhamento das águas para o Cambuituva, que deverá ter sua seção adequada.

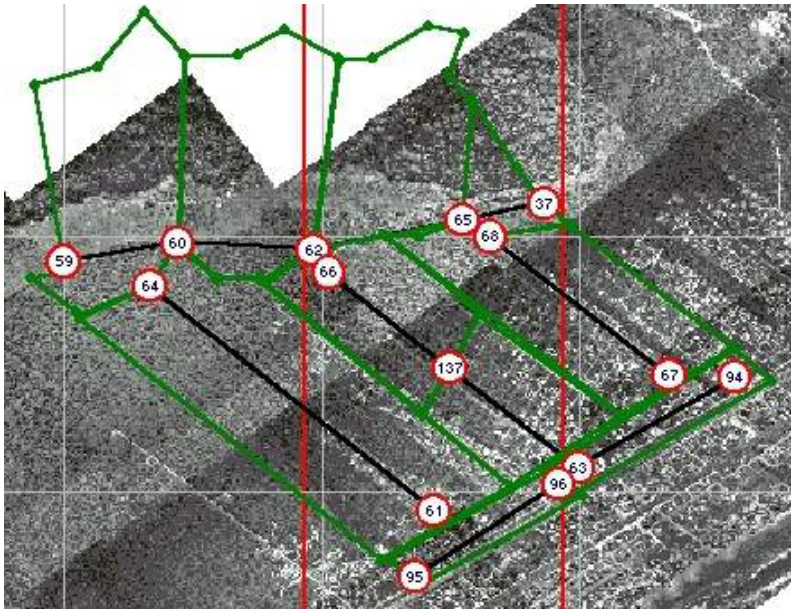


FIGURA 19 :ESQUEMA DAS SUB-BACIAS NO JARDIM VERDE MAR.

3.10.2.2. Bairro Loty

O bairro Loty abrange uma região de ocupação pouco intensa, mantendo ainda suas características naturais, apesar da existência de algumas ruas implantadas, dentre elas a Estrada do Raminho. É fundamental a definição de diretrizes para ordenar a futura implantação dos loteamentos já aprovados, garantindo assim a sustentabilidade do sistema de drenagem.

O problema crítico enfrentado nesta bacia deve-se à falta de diretrizes para encaminhamento do problema da micro-drenagem, que pode ser facilmente solucionado a partir do momento em que se definir a estrutura de macro-drenagem, objeto deste estudo.

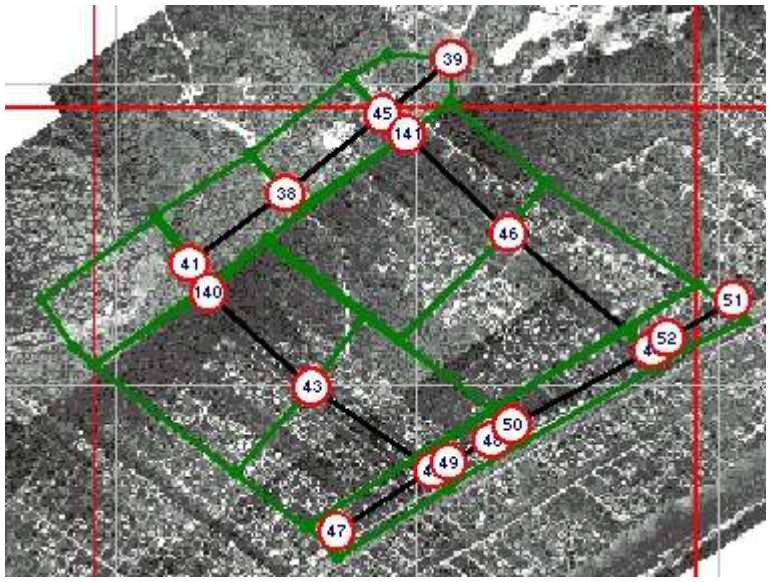


FIGURA 20 : ESQUEMA DAS SUB-BACIAS NO BAIRRO LOTY.

3.10.2.3. Calha do Rio Cambuituva

A calha do Rio Cambuituva apresenta seção natural assoreada e incapaz de conduzir as vazões resultantes de chuvas intensas. Desta forma, o canal também deverá ter sua seção fixada para garantir a capacidade de descarga necessária.

3.10.3. Alternativa de Solução

A proposta de solução consiste no direcionamento da drenagem para a calha do Cambuituva, a partir da implantação de canais e travessias. A figura abaixo apresenta o mapa das intervenções propostas para a bacia, que também são detalhadas nos sub-itens a seguir.

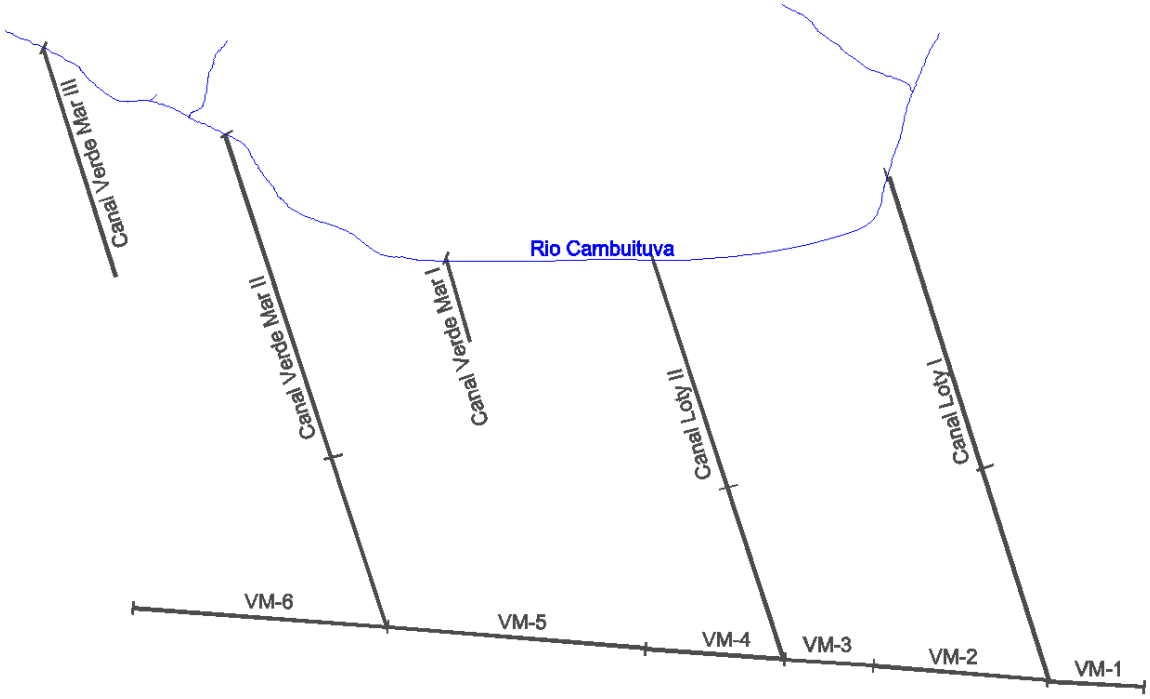


FIGURA 21 : MAPA DE INTERVENÇÕES.

3.10.3.1. Verde Mar e Jardim Suarão Interior

Como a parte final próxima ao Rio Cambuituva ainda tem ocupação baixa, a solução ideal para a drenagem do loteamento Verde Mar e da porção do Jardim Suarão presente nesta bacia de drenagem consiste no encaminhamento das águas através de galerias de micro-drenagem nos trechos já implantados da Rua Rosana Ap. Marques Carreira e Av. Paris. Estas galerias receberão a drenagem das ruas transversais e deverão desembocar nos canais Verde Mar I e III, a serem implantados em área que ficará reservada até a calha do Rio Cambuituva. O Canal Verde Mar II, que também receberá diretamente a drenagem das ruas transversais bem como a drenagem das valas paralelas à Rodovia SP-55 (nos trechos VM-5 e VM-6), deverá ser implantado em área reservada na Rua Maria Albertina.

As dimensões destas estruturas de drenagem são indicadas na tabela a seguir.

TABELA 44: CANAL VERDE MAR - INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1v:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Canal Verde Mar I Rua Rosana Ap. Carreira	200	0.0010	N68	4.01	T	1	1	2	0.022	1.157	0.25	1.05	9.70	canal escavado em terra
Canal Verde Mar II – Rua Maria Albertina N63-N137	700	0.0008	N137	5.64	T	1	1	2	0.022	1.409	0.25	1.05	10.70	canal escavado em terra
Canal Verde Mar II – Rua Maria Albertina N137-N66	800	0.0008	N66	8.99	T	1	2.5	2	0.022	1.435	0.25	1.17	12.30	canal escavado em terra
Canal Verde Mar III Av. Paris	700	0.0010	N64	6.58	T	1	2	2	0.022	1.246	0.25	1.18	11.00	canal escavado em terra
VM-5	800	0.0010	N63	1.35	T	1	1	2	0.022	0.706	0.25	0.79	7.90	canal escavado em terra
VM-6	800	0.0010	N63	1.35	T	1	1	2	0.022	0.706	0.25	0.79	7.90	canal escavado em terra

3.10.3.2. Bairro Loty

A solução ideal para a drenagem do bairro Loty consiste no encaminhamento das águas através das valas de drenagem paralelas à Rodovia SP-55 (trechos VM-1 a VM-4) e de galerias de micro-drenagem rua a rua, que deverão desembocar nos canais Loty I e Loty II a serem implantados na área Alfredo Sadocco e na Av. Ester, respectivamente, os quais seguem até o Rio Cambuituva.

As tabelas a seguir apresentam o dimensionamento das seções transversais necessárias nos canais propostos, para vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020. É proposta a utilização de seções trapezoidais escavadas em solo tanto para os trechos VM-1 a VM-4 da vala de drenagem. Para os canais Loty I e Loty II, são analisadas as alternativas de canal escavado em solo e canal revestido em concreto.

TABELA 45: CANAL LOTY I – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL ESCAVADO EM TERRA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rodovia SP-55 – Rua Suzana	600	0.0007	N46	5.91	T	1	1	2	0.022	1.479	0.25	1.01	11.00	canal escavado em terra
Rua Suzana – calha do Rio Cambuituva	800	0.0007	N141	11.15	T	1	3.5	2	0.022	1.485	0.25	1.16	13.50	canal escavado em terra

TABELA 46: CANAL LOTY I – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL REVESTIDO EM CONCRETO/ SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rodovia SP-55 – Rua Suzana	600	0.0010	N46	5.91	T	1	1	2	0.018	1.256	0.25	1.34	10.10	canal de concreto
Rua Suzana – calha do Rio Cambuituva	800	0.0010	N141	11.15	T	1	3	2	0.018	1.294	0.25	1.54	12.20	canal de concreto

TABELA 47: CANAL LOTY II – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL ESCAVADO EM TERRA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rodovia SP-55 – Rua Mato Grosso	550	0.0008	N43	5.07	T	1	1	2	0.022	1.345	0.25	1.02	10.40	canal escavado em terra
Rua Mato Grosso – calha do Rio Cambuituva	650	0.0008	N140	10.24	T	1	3.5	2	0.022	1.376	0.25	1.19	13.10	canal escavado em terra

TABELA 48: CANAL LOTY II – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL REVESTIDO EM CONCRETO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
Rodovia SP-55 – Rua Mato Grosso	550	0.0010	N43	5.07	T	1	1	2	0.018	1.174	0.25	1.29	9.70	canal de concreto
Rua Mato Grosso – calha do Rio Cambuituva	650	0.0010	N140	10.24	T	1	3	2	0.018	1.240	0.25	1.51	12.00	canal de concreto

TABELA 49: VALA RODOVIA SP-55 – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-1	350	0.0010	N52	0.81	T	1	0.5	2	0.022	0.645	0.25	0.70	7.10	canal escavado em terra
VM-2	450	0.0010	N44	1.23	T	1	0.5	2	0.022	0.772	0.25	0.78	7.60	canal escavado em terra
VM-3	320	0.0010	N49	0.65	T	1	0.5	2	0.022	0.586	0.25	0.66	6.90	canal escavado em terra
VM-4	400	0.0010	N40	1.01	T	1	0.5	2	0.022	0.710	0.25	0.74	7.40	canal escavado em terra

3.10.3.3. Calha do Rio Cambuituva

As condições adequadas de escoamento na calha do Rio Cambuituva são fundamentais para a garantia do bom desempenho do sistema de drenagem em toda a sua bacia. Desta forma, existe a necessidade fixação do leito, através de escavação da seção mínima recomendada, limpeza e manutenção das margens e implantação de travessia com capacidade de descarga adequada às vazões previstas para a condição futura. O dimensionamento das seções necessárias é apresentado na tabela seguinte. São propostos o revestimento do leito em concreto e a execução da travessia sob a Estrada do Raminho por meio de ponte com seção retangular revestida em concreto.

TABELA 50: CALHA DO RIO CAMBUITUVA – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
N59 – N60	150	0.0010	N60	2.71	T	1	0.8	2	0.018	0.926	0.25	1.10	8.60	canal de concreto
N60 – N62	650	0.0010	N62	12.35	T	1	1	2	0.018	1.723	0.25	1.61	11.90	canal de concreto
N62 – N65	750	0.0010	N65	22.32	T	1	3.5	2	0.018	1.736	0.25	1.84	14.50	canal de concreto
N65 – N41	700	0.0010	N41	27.65	T	1	5	2	0.018	1.712	0.25	1.92	15.90	canal de concreto
Travessia / Estrada do Raminho	15	0.0010	N38	37.68	R	1	10	2	0.018	1.786	0.25	2.11	13.00	ponte de concreto
N41 – N45	750	0.0010	N45	38.48	T	1	7	2	0.018	1.781	0.25	2.05	18.20	canal de concreto
N45 – N39	300	0.0010	N39	50.07	T	1	9	2	0.018	1.838	0.25	2.15	20.40	canal de concreto

3.11. Outras Bacias

3.11.1. Drenagem do Bairro Oásis e do Aeroporto

3.11.1.1. Preliminares

O bairro Oásis compreende a área localizada entre a Estrada Cel. Joaquim Branco, o Rio Campininha, o braço do Rio Itanhaém e o Córrego Guapurá. Nesta área, em que se localiza o aeroporto municipal, a drenagem ocorre para o interior do município, desaguando diretamente no Rio Itanhaém.

A ilustração 6, em anexo, apresenta a delimitação do bairro Oásis, a localização do aeroporto e o mapeamento de sua drenagem.

3.11.1.2. Análise da Situação Atual

O bairro Oásis abrange uma região de ocupação pouco intensa, mantendo ainda suas características naturais, apesar da existência de algumas ruas implantadas e do aeroporto. Grande parte da região encontra-se em área de mangue, e a ocupação se dá apenas em algumas ruas paralelas à pista do aeroporto. Um ponto a favor deste bairro está na ainda baixa ocupação, o que permitirá um melhor planejamento do encaminhamento da macro-drenagem.

Podem ser distinguidas duas sub-bacias no bairro, a primeira englobando as ruas já implantadas e a segunda, a pista do aeroporto, conforme indica a figura abaixo.

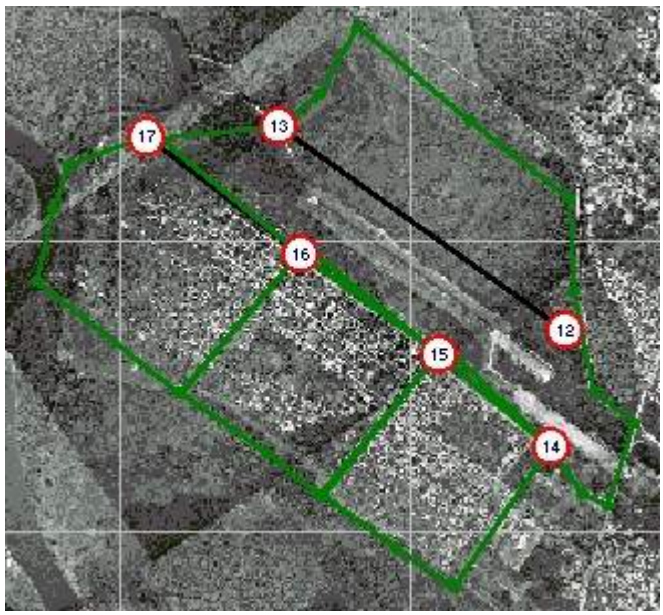


FIGURA 22 : ESQUEMA DAS SUB-BACIAS NO BAIRRO OÁSIS.

As vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020 determinadas nos estudos hidrológicos para estas sub-bacias são resumidas na tabela abaixo.

TABELA 51: SUB-BACIAS NO BAIRRO OÁSIS.

Trecho	Nó	Vazão TR=25 anos Horizonte 2020 (m^3/s)
N14 – N15	N15	3.53
N15 – N16	N16	7.42
N16 – N17	N17	12.16
N12 – N13 (Aeroporto)	N13	5.65

3.11.1.3. Alternativa de Solução

A solução ideal para a drenagem bairro Oásis consiste no encaminhamento das águas para o Rio Itanhaém através do Canal Oásis, a ser implantado paralelamente às ruas existentes, estendendo-se desde a Rua “9” até a Rua “19” (nós N15 a N17) e desembocando diretamente no Rio Itanhaém. A área compreendida entre as ruas “5” e “9” (nós N14 a N15) deverá ter suas águas encaminhadas para o Canal Oásis através de galerias de micro-drenagem rua a rua, uma vez que a maior densidade de ocupação desta região indisponibiliza as áreas livres necessárias para a construção de canais.

A solução ideal para a drenagem do aeroporto, por sua vez, consiste na implantação do Canal Aeroporto, a ser construído paralelamente à pista, entre os nós N12 e N13.

A tabela a seguir apresenta o dimensionamento das seções transversais necessárias nos canais propostos, para vazões de período de retorno 25 anos e horizonte de projeto 2020. Para o Canal Aeroporto, é proposta a utilização de seções trapezoidais escavadas em terra. No Canal Oásis, são estudadas as alternativas de seção escavada em solo e seção revestida em concreto.

TABELA 52: CANAL OÁSIS – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL REVESTIDO EM CONCRETO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
N15 – N16	670	0.001	N16	7.42	T	1	1.2	2	0.018	1.345	0.25	1.42	10.60	canal de concreto
N16 – N17	700	0.001	N17	12.15	T	1	3	2	0.018	1.350	0.25	1.58	12.50	canal de concreto

TABELA 53: CANAL OÁSIS – INTERVENÇÃO DEFINITIVA - CANAL ESCAVADO EM TERRA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
N15 – N16	670	0.0007	N16	7.42	T	1	1.8	2	0.022	1.471	0.25	1.06	11.70	canal escavado em terra
N16 – N17	700	0.0007	N17	12.15	T	1	4	2	0.022	1.481	0.25	1.18	14.00	canal escavado em terra

TABELA 54: CANAL AEROPORTO - CANAL REVESTIDO EM CONCRETO / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
N12 - N13	1300	0.0010	N13	5.65	T	1	2	2	0.022	1.159	0.25	1.13	10.70	canal escavado em terra

3.11.2. Drenagem dos Bairros Mosteiro e Ivoty

3.11.2.1. Preliminares

Os bairros Mosteiro e Ivoty abrangem uma área do município de Itanhaém com grandes problemas relacionados à inundações e saneamento. Isto se deve à ocupação desordenada e aos altos índices de urbanização ali verificados, ocasionando altas taxas de impermeabilização do solo.

A ilustração 9, em anexo, apresenta o traçado das bacias de drenagem dos bairros Mosteiro e Ivoty.

3.11.2.2. Análise da Situação Atual

A principal estrutura responsável pela macro-drenagem destes bairros corresponde à vala paralela à Rodovia SP-55, que recebe toda a água originada do escoamento superficial e a direciona ao rio Itanhaém. Entretanto, esta vala apresenta-se atualmente com seção insuficiente para o encaminhamento as vazões críticas oriundas de chuvas intensas, e desta forma deverá ser reimplantada de forma a permitir a adequada drenagem da região enfocada.

Outro problema crítico enfrentado na região deve-se à falta de diretrizes para o encaminhamento da micro-drenagem, que é fundamental para o bom funcionamento do sistema de drenagem local.

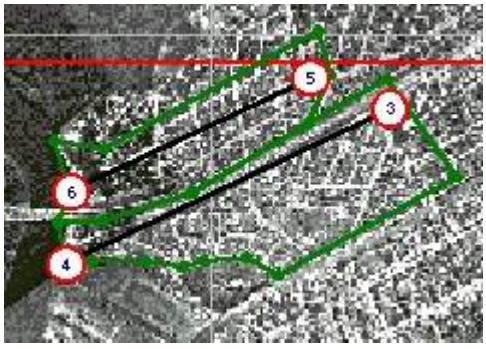


FIGURA 23 : ESQUEMA DAS SUB-BACIAS NOS BAIRROS MOSTEIRO E IVOTY.

3.11.2.3. Alternativa de Solução

Nestes dois bairros, a alternativa ideal de drenagem consiste na recuperação da vala paralela à Rodovia SP-55, nos trechos VM-27 (equivalente aos nós N5-N6) e VM-28 (equivalente aos nós N3-N4), que receberão toda a água da micro-drenagem das vias implantadas, encaminhando-a ao Rio Itanhaém.

A tabela abaixo apresenta o dimensionamento dos trechos VM-27 e VM-28, propondo-se sua implantação em seção trapezoidal escavada em terra.

TABELA 55: VALA RODOVIA SP-55 – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-27	750	0.001	N6	3.21	T	1	1	2	0.022	1.048	0.25	0.99	9.20	canal escavado em terra
VM-28	1100	0.001	N4	4.32	T	1	1.5	2	0.022	1.100	0.25	1.06	10.00	canal escavado em terra

3.11.3. Orla Norte

3.11.3.1. Preliminares

A Orla Norte do município corresponde à região localizada na porção entre a Rodovia SP-55 e o mar, na margem esquerda do Rio Itanhaém, englobando os bairros Baixio, Guaraú, Centro, Suarão, Jardim Suarão (Praia), Campos Elíseos e Marrocos e parte dos bairros Satélite, Guarda Civil e Nova Itanhaém (Praia), cuja drenagem encaminha-se diretamente para o mar.

A porção da orla mais próxima ao centro é marcada por implantações urbanas bem consolidadas, caracterizadas por ruas pavimentadas e com pouca declividade, onde frequentemente se nota o acúmulo de água nas sarjetas proveniente da deficiência do escoamento superficial nas ruas e da rede de micro-drenagem. Nos bairros mais afastados, predominam os arruamentos não pavimentados e muitas vezes não consolidados, nos quais o sistema de drenagem é precário.

A ilustração 9, em anexo, apresenta o traçado das bacias de drenagem na Orla Norte do município de Itanhaém.

3.11.3.2. Análise da Situação Atual

O maior problema enfrentado na região corresponde à falta de diretrizes para o encaminhamento da micro-drenagem. A rede atualmente existente é precária, não abrange a porção da orla em toda sua extensão, e seu cadastro é inexistente. A implantação de uma rede adequada de micro-drenagem faz-se necessária sobretudo nos bairros mais densamente ocupados, pois gera menos conflitos com a ocupação da área e assegura o bom funcionamento do sistema de drenagem.

3.11.3.3. Alternativa de Solução

A porção dos bairros Jardim Suarão Praia, Suarão e Nova Itanhaém Praia situada entre a rodovia e ao litoral e que atualmente drena para o interior, para a bacia do ribeirão Montevídeo, passará a drenar diretamente para o mar, por meio da implementação dos trechos VM-11 a VM-19 da vala paralela à Rodovia SP-55, das travessias sob a Rodovia na rua Pedro Magalhães e na Av. Ipiranga, que deverão ter o sentido de escoamento invertido, e de duas galerias fechadas para condução das águas pluviais, a galeria G-1 na Av. Ipiranga e a galeria G-2 nas rua Lucas Nogueira Garcez e Taiaçupeba. Tal solução certamente será mais atrativa do ponto de vista econômico que a drenagem desta área para o interior, o que aumenta a solicitação sobre os canais Ipiranga e Rua do Cano e sobre a calha do ribeirão Montevídeo.

A figura abaixo ilustra as intervenções propostas nos bairros Jardim Suarão Praia, Suarão e Nova Itanhaém Praia .

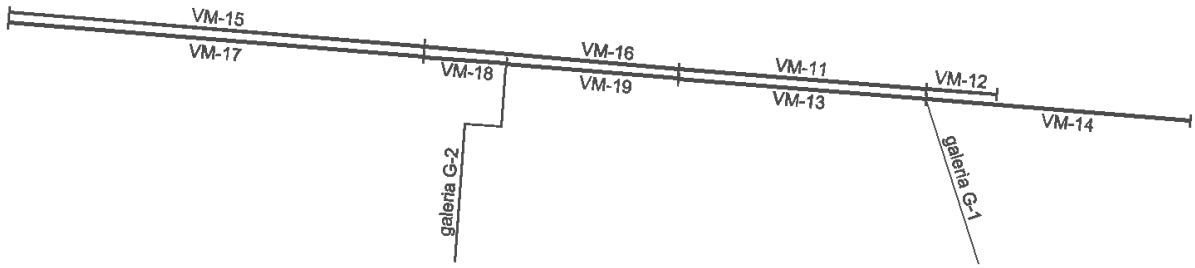


FIGURA 24 : MAPA DE INTERVENÇÕES - JARDIM SUARÃO PRAIA, SUARÃO E NOVA ITANHAÉM PRAIA.

No loteamento Marrocos, a alternativa mais indicada para a drenagem drenagem consiste na implementação de valas paralelas à Rodovia SP-55, de trechos VM-7 e VM-8, e do Canal Marrocos. Estas estruturas receberão toda a água da micro-drenagem das vias existentes e a encaminharão diretamente ao mar.

No loteamento Campos Elíseos, a alternativa ideal de drenagem assemelha-se à do loteamento Marrocos, consistindo na implementação de valas paralelas à Rodovia SP-55, de trechos VM-9 e VM-10, e do Canal Campos Elíseos. Estas estruturas receberão toda a água da micro-drenagem das vias locais e a encaminharão diretamente ao mar.

A figura a seguir ilustra as intervenções necessárias nos loteamentos Marrocos e Campos Elíseos.

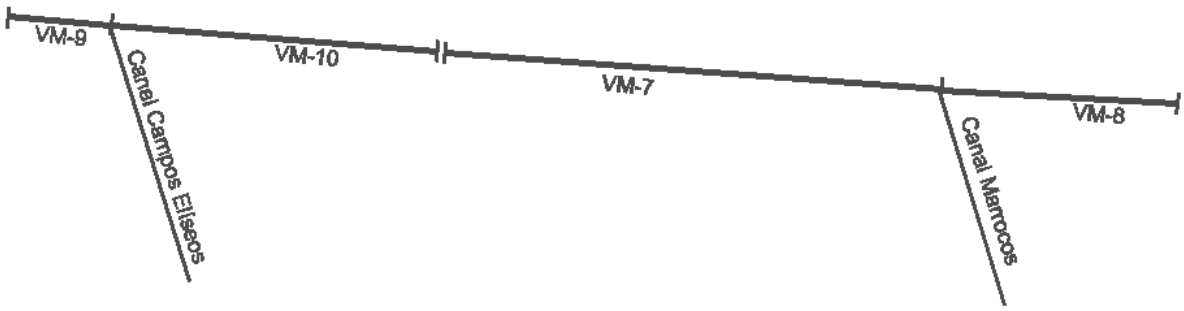


FIGURA 25 : MAPA DE INTERVENÇÕES – LOTEAMENTOS MARROCOS E CAMPOS ELÍSEOS.

As demais porções da Orla Norte (Baixio, Guaraú, Centro, Satélite e Guarda Civil) deverão ter suas águas encaminhadas para o mar por micro-drenagem rua a rua, uma vez que o elevado nível de ocupação do solo impede a execução e manutenção adequada de canais de macro-drenagem.

A tabela abaixo apresenta o dimensionamento das estruturas de macro-drenagem acima detalhadas, propostas para o encaminhamento da drenagem na Orla Norte do município.

TABELA 56: CANAL MARROCOS – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-7	1250	0.001	N56	2.61	T	1	1	2	0.022	0.96	0.25	0.94	8.90	canal escavado em terra
VM-8	450	0.001	N33	1.23	T	1	1	2	0.022	0.68	0.25	0.77	7.80	canal escavado em terra
Canal Marrocos	450	0.001	N34	4.8	T	1	1	2	0.022	1.25	0.25	1.09	10.10	canal escavado em terra

TABELA 57: CANAL CAMPOS ELÍSEOS – INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-9	160	0.001	N58	0.41	T	1	0.5	2	0.022	0.48	0.25	0.59	6.50	canal escavado em terra
VM-10	650	0.001	N35	1.93	T	1	1	2	0.022	0.83	0.25	0.87	8.40	canal escavado em terra
Canal Campos Elíseos	500	0.001	N36	3.97	T	1	1	2	0.022	1.15	0.25	1.04	9.70	canal escavado em terra

TABELA 58: GALERIA G-1– INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-11	630	0.001	N100	1.39	T	1	1	2	0.022	0.72	0.25	0.80	7.90	canal escavado em terra
VM-12	200	0.001	N98	0.48	T	1	0.5	2	0.022	0.51	0.25	0.61	6.60	canal escavado em terra
VM-13	630	0.001	N104	2.8	T	1	1	2	0.022	0.99	0.25	0.96	9.00	canal escavado em terra
VM-14	900	0.001	N106	3.17	T	1	1	2	0.022	1.04	0.25	0.99	9.20	canal escavado em terra
Travessia Av. Ipiranga	25	0.008		1.87	C	1	1		0.015	0.83	0.25	2.70	*	tubulação de concreto
G-1	550	0.003	N107	9.45	R	1	2	2	0.015	1.75	0.25	2.70	*	galeria enterrada

TABELA 59: GALERIA G-2– INTERVENÇÃO DEFINITIVA / SITUAÇÃO FUTURA - TR = 25 ANOS.

Trecho	Extensão (m)	Declividade (m/m)	Nó	Vazão (m³/s)	Seção Tipo	Quantidade	Base/ Diâmetro (m)	Taludes 1V:__H ou H (m)	n Manning	Y (m)	Borda Livre (m)	V (m/s)	Faixa do Canal (m)	Obs
VM-15	1300	0.001	N149	1.85	T	1	1	2	0.022	0.82	0.25	0.86	8.30	canal escavado em terra
VM-16	900	0.001	N157	1.38	T	1	1	2	0.022	0.71	0.25	0.80	7.90	canal escavado em terra
VM-17	1300	0.001	N151	4.89	T	1	2	2	0.022	1.08	0.25	1.09	10.40	canal escavado em terra
VM-18	250	0.001	N153	8.02	T	1	3	2	0.022	1.21	0.25	1.22	11.90	canal escavado em terra
VM-19	650	0.001	N159	3.48	T	1	1	2	0.022	1.09	0.25	1.01	9.40	canal escavado em terra
Travessia Rua Pedro Magalhães	25	0.009		3.23	C	1	1.2		0.015	0.99	0.25	3.23	*	tubulação de concreto
G-2	700	0.003	N154	14.93	R	1	2.5	2.5	0.015	1.96	0.25	3.05	*	galeria enterrada

4. Referências Bibliográficas

[1] Abbott, M.B. - Computational Hydraulics: elements of the theory of free surface flows. London, Pitman, 1979, 324 p.

[2] Caudhry, M. H. - Numerical Modeling of Aggradation and Degradation in Alluvial Channels, Journal of Hydraulics Division, Vol 117, No. 9, Sept, 1991, p.1145-1164.

[3] Chang, Howard - Water and Sediment Routing Through Curved Channels, Journal of Hydraulics Division, Vol.111, No.4, April, 1985, p.644-658.

[4] Krishnappan, B.G. - Unsteady, Non uniform, Mobile Boundary Flow Model-MOBED, Hydraulics Division, National Water Research Institute, Burlington, Ontario, Canada, Users Manual, February, 1981.

[5] Correia, L.R.P.; Krishnappan, B.G; Graf, W.H. - Fully Coupled Unsteady Mobile Boundary Flow Model, Journal of Hydraulics Engineering, Vol. 118, No.3, March, 1992, p.476-494.

[6] Ackers, P.; White, W.R.- Sediment Transport: New Approach and Analysis, Journal of the Hydraulics Division, Vol99, No.HY11, Nov,1973, p.2041-2060.

[7] French, R. H. - Open Channel Hydraulics, International Student Edition, McGrow Hill,1986.

[8] Chow, Ven te - Open Channel Hydraulics, International Student Edition, McGrow Hill,1973.

[9] Salkauskas, Ceslovas - Contribuição ao Dimensionamento Hidráulico dos Canais Trapezoidais e Canais de Contorno Fechado, Depto. de Águas e Energia Elétrica, São Paulo, 1981.

ANEXOS