Plano Municipal de Saneamento Básico

Anexo I

VOLUME IV

UBERABA - MG
2013

DRZ Gestão Ambiental

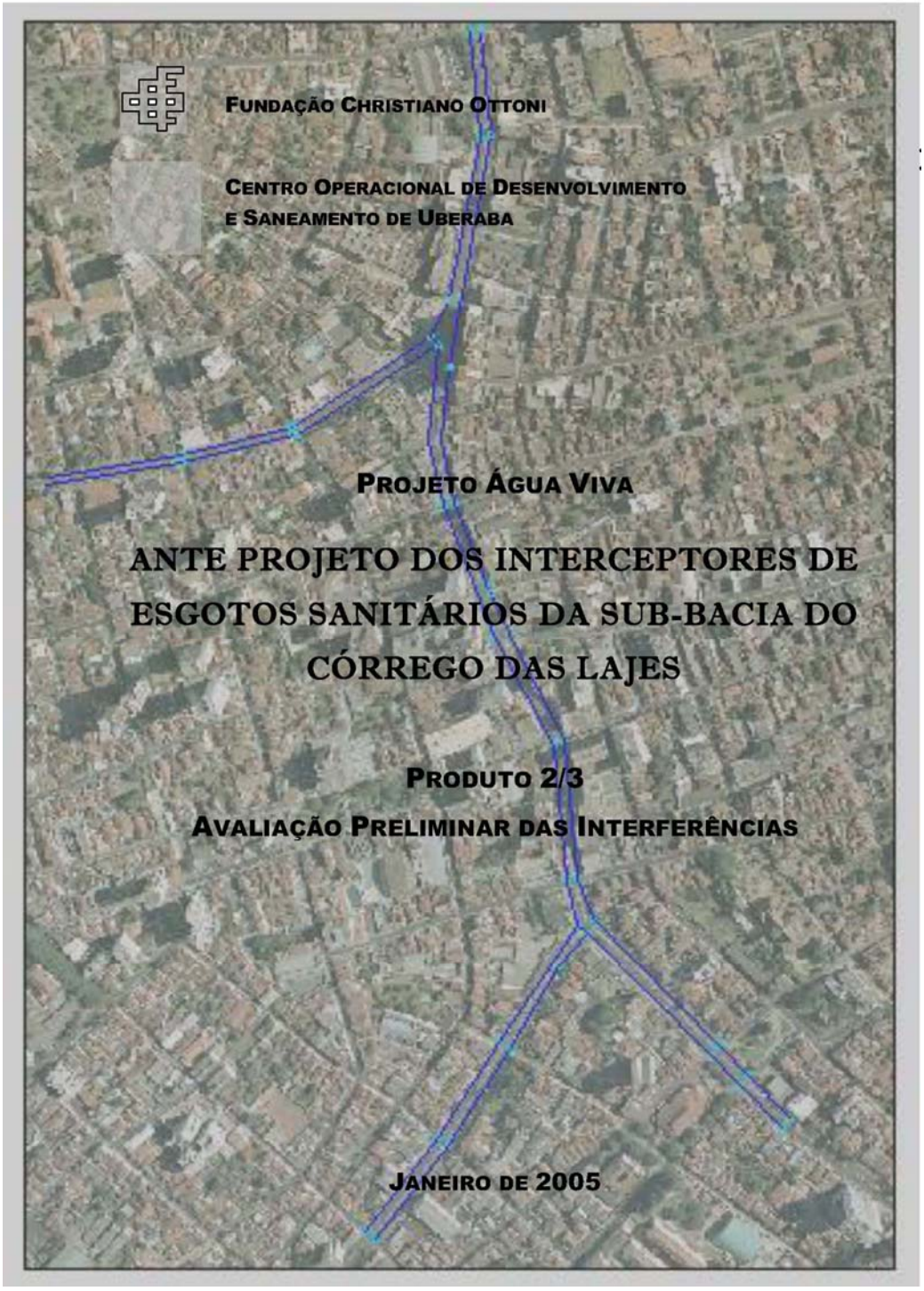
www.drz.com.br

SUMÁRIO

16. ANTE PROJETO DOS INTERCEPTORES DE ESGOTO SANITÁRIO DA SUB BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES.....1892
16.1. PRODUTO 2 – AVALIAÇÃO PRELIMINAR DAS INTERFERÊNCIAS.....1892
16.2. PRODUTO 3 – ESTUDO DE ALTERNATIVAS CONSTRUTIVAS.....1917
17. ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA – BACIA HIDROGRÁFICA CÓRREGO DAS LAJES.....1977
17.1. EQUAÇÃO INTENSIDADE – DURAÇÃO – FREQUÊNCIA DE CHUVAS INTENSAS PARA A CIDADE DE UBERABA.....1977
17.2. DIAGNÓSTICO.....2001
17.3. MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS DE CONTROLE DE ESCOAMENTO DE INUNDAÇÕES.....2070
17.4. ESTUDO DE ALTERNATIVA DE CONTROLE.....2103
17.5. BACIAS DE TENÇÃO: ESTUDO GEOTÉCNICO.....2184
17.6. ANÁLISE DE EFEITOS DE RUPTURA DE BARRAGEM.....2202
17.7. RESUMO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS E ORÇAMENTO PRELIMINAR.....2225
17.8. SISTEMA DE ALERTA DE FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE TENSÃO.....2262
17.9. RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO E ORÇAMENTO DE ALTERNATIVAS.....2277
18. ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE SISTEMA DE PRODUÇÃO DE ÁGUA BRUTA PARA A CIDADE DE UBERABA.....2314
19. CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA RIO SANTA GERTRUDES E ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....2393

16 ANTE PROJETO DOS INTERCEPTORES DE ESGOTOS SANITÁRIOS DA SUB-BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES.

16.1 PRODUTO 2 – AVALIAÇÃO PRELIMINAR DAS INTERFERÊNCIAS



FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

2 CONHECIMENTO DO PROBLEMA 2

3 LEVANTAMENTO DO ESTADO DA ARTE DOS CADASTROS DE INFRA-ESTRUTURA INSTALADA 4

3.1 Bases para elaboração do cadastro consolidado de infra-estrutura 4
3.2 Apresentação do cadastro consolidado de infra-estrutura 5
3.3 Limitações do cadastro consolidado de infra-estrutura 5

4 LEVANTAMENTO PRELIMINAR DO GRAU DE PRECISÃO DOS CADASTROS EXISTENTES ... 7

4.1 Cadastro da rede subterrânea da CEMIG 7
4.2 Cadastro dos canais de drenagem 7
4.3 Rede subterrânea da CBTC 8
4.4 Rede subterrânea da EMBRATEL 8
4.5 Rede subterrânea da INFOVIAS 8
4.6 Avaliação global do grau de precisão dos cadastros de infra-estrutura enterrada 8

5 ORIENTAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE CADASTRO MAIS PRECISO 10

6 AVALIAÇÃO DO GRAU DE DIFICULDADE A SER ENFRENTADO DURANTE A OBRA 12

6.1 Preliminares 12
6.2 Implantação dos interceptores secundários 13
6.2.1 Transposição de galerias de drenagem 13
6.2.2 Transposição das tubulações de drenagem pluvial afluentes às galerias de drenagem 13
6.2.3 Transposição de dutos diversos 14
6.2.4 Situações específicas 14
6.3 Implantação dos trechos inicial e final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira ... 15
6.3.1 Trecho inicial do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira 15
6.3.2 Trecho final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira 15
6.4 Implantação do trecho intermediário do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira 16
6.4.1 Transposição de galerias de drenagem 16
6.4.2 Transposição das tubulações de drenagem pluvial afluentes à galeria de drenagem 17
6.4.3 Transposição de dutos diversos 17
6.4.4 Situações específicas 18

7 DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA DA AV. LEOPOLDINO DE OLIVEIRA 20

8 EQUIPE 22

9 DESENHOS DO CADASTRO CONSOLIDADO 23

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

1 INTRODUÇÃO

O estudo dos Interceptores de esgotos sanitários da bacia do córrego das Lajes, parte da área contribuinte a futura ETE do rio Uberaba, na cidade de Uberaba, é parte integrante do Programa Água Viva, em parceria com o Banco Mundial – BIRD, e tem por objetivo o desenvolvimento dos seguintes produtos:

- **Produto 1**: Estudo das vazões contribuintes e pré-dimensionamento dos interceptores da sub-bacia do Córrego das Lajes;
- **Produto 2**: Avaliação preliminar das interferências dos interceptores com a infra-estrutura instalada ao longo das avenidas sanitárias;
- **Produto 3**: Estudo de alternativas construtivas para os interceptores localizados na área central da cidade.

O presente volume constitui o **Produto 2**, sendo composto do Memorial Descritivo e Peças Gráficas que apresentam todas as definições, critérios e metodologia utilizados na **Avaliação preliminar das interferências dos interceptores com a infra-estrutura instalada ao longo dos trechos críticos das avenidas sanitárias**.

Os estudos contratados pelo Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba – CODAU foram administrados pela Fundação Christiano Ottoni, com sede à Rua Espírito Santo, 35 – 8º andar, inscrita no CGC/MF sob o número 18.218.909/0001-86.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

2 CONHECIMENTO DO PROBLEMA

Considerando que a maior parte dos esgotos coletados na cidade de Uberaba são atualmente encaminhados para canais fechados de drenagem pluvial, e dada a complexidade de obras em áreas centrais e de grande uso e ocupação, foi procedida uma avaliação preliminar das interferências e dificuldades para a implantação dos interceptores de esgotos sanitários planejados para a sub-bacia do Córrego das Lajes (vide Relatório do Produto 1).

Para a consecução deste estudo foram desenvolvidas as atividades constantes dos itens seguintes, precedidas do levantamento de uma série de informações que auxiliaram no conhecimento do problema, a saber:

Avaliação preliminar dos desenhos de cadastramento das galerias, que apresentam a locação das galerias, em planta e perfil (escalas H=1:1000 e V=1:100), nas diversas avenidas sanitárias da cidade. O referido cadastro foi desenvolvido pela Prefeitura de Uberaba (SEPLAN), em 1997, tendo sido disponibilizado em formato JPG.

Reunião com engenheiros do CODAU e da SEPLAN/PMU, realizada em 16/12/2004. Na oportunidade, foram colocadas as principais expectativas do CODAU em relação ao trabalho contratado, bem como fornecidas importantes informações relativas aos principais problemas a serem enfrentados, de acordo a experiência dos técnicos que participaram da reunião. Acrescentem-se, ainda, as informações repassadas pelos técnicos que participavam, na oportunidade, do Painel de Segurança de Barragens, relativas às alternativas aventadas para solucionar os problemas de sub-dimensionamento de algumas galerias de drenagem, na cidade.

Trabalho de campo, acompanhado de técnicos do CODAU e da PMU, constando de detalhada inspeção e documentação fotográfica dos trechos das avenidas sanitárias onde ocorre uma maior densidade de infra-estrutura subterrânea, notadamente as margens direita e esquerda da galeria da Av. Leopoldino de Oliveira, no trecho entre as confluências das galerias das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont. A visualização de alguns tipos de tampas de caixas, dos diversos tipos de dutos (eletricidade, telefonia, água, esgoto, drenagem etc.), implantadas nesse trecho mais crítico da Av. Leopoldino de Oliveira é apresentada na documentação fotográfica constante do item 7.

Acesso aos cadastros de infra-estrutura subterrânea implantada pelos principais órgãos afins, a saber: CEMIG, CODAU, CTBC, EMBRATEL e INFOVIAS. Registre-se que o grau de precisão

e de completude dos cadastros recebidos é bastante heterogêneo, conforme comentado no item 4.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3 LEVANTAMENTO DO ESTADO DA ARTE DOS CADASTROS DE INFRA-ESTRUTURA INSTALADA

A partir dos desenhos dos cadastros de infra-estrutura fornecidos pelo CODAU e das informações coletadas durante o trabalho de campo e através de contatos telefônicos, foi possível elaborar desenhos que contém o **cadastro consolidado** dos principais serviços de infra-estrutura subterrânea implantados no trecho crítico da Avenida Leopoldino de Oliveira, entre as avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont.

3.1 Bases para elaboração do cadastro consolidado de infra-estrutura

A principal base para elaboração do cadastro consolidado foi o desenho de cadastramento dos canais, desenvolvido pela Prefeitura de Uberaba (SEPLAN), em 1997. Os seguintes procedimentos seqüenciais foram desenvolvidos:

A imagem em formato JPG da folha 03/15 foi inserida no AutoCad (2000), tendo sido totalmente re-configurada neste programa, a fim de melhorar a qualidade de plotagem final. Para tal, todos os traços de arruamentos e o próprio eixo da galeria da Av. Leopoldino de Oliveira foram lançados novamente, sobre os traços da imagem original em JPG.

Lançamento das paredes internas e externas da galeria de drenagem, com base nas seções transversais constantes do cadastro disponibilizado e assumindo-se uma espessura da parede de concreto igual a 40 cm. Notar que no cadastro disponibilizado não são mostradas as mudanças de seção da galeria.

Com base nos cadastros disponibilizados pelos demais órgãos, foram lançados os dutos e caixas de infra-estrutura subterrânea da CEMIG, CTBC, CODAU (apenas dutos de água) e INFOVIAS. Dos cadastros disponibilizados, apenas o da CEMIG apresentou maior nível de detalhamento e aparente precisão, conforme comentado no item 4. Notar que não foram lançados os dutos da EMBRATEL[1] e do CODAU (dutos de esgotos), uma vez que não foram disponibilizados os respectivos cadastros.

[1] No caso da EMBRATEL, foi disponibilizado o cadastro, mas não na área de interesse. Ademais, o cadastro é apenas indicativo, carecendo de informações mais detalhadas e confiáveis, para a finalidade de interesse.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3.2 Apresentação do cadastro consolidado de infra-estrutura

O **cadastro consolidado** dos serviços de infra-estrutura subterrânea existentes na Avenida Leopoldino de Oliveira, entre as avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont (exceto para os dutos da EMBRATEL e do CODAU - esgotos), encontra-se apresentado na escala 1:500, nos desenhos RE2-01 e RE2-02.

Além do cadastro planimétrico, foram elaboradas, ainda, 18 seções transversais, em pontos considerados estratégicos da Avenida Leopoldino de Oliveira, onde são apresentadas as locações aproximadas (ver item 3.3) dos diferentes tipos de dutos e caixas implantados nesta avenida, no trecho em referência (ver desenhos RE2-03 e RE2-04).

3.3 Limitações do cadastro consolidado de infra-estrutura

Com a finalidade ampliar o alcance do trabalho desenvolvido, foi feito um grande esforço para que o **cadastro consolidado** pudesse, de fato contribuir no sentido de melhor definir as alternativas construtivas e de locação dos interceptores de esgotos sanitários. Nesse sentido, buscou-se consolidar todos os cadastros disponibilizados, ainda que alguns (a maioria) não tivessem informações precisas de locação em planta, e menos ainda de altimetria. Sendo assim, para a obtenção do cadastro consolidado, foram assumidas algumas premissas que possibilitassem a melhor completude do cadastro consolidado (tanto em planta quanto as seções transversais), conforme a seguir:

- Todos as caixas e dutos longitudinais (ao longo da via) da CTBC e da INFOVIAS foram lançados no passeio. Embora o cadastro da INFOVIAS indicasse a locação das caixas e dutos no passeio, sua escala não permitia a leitura das informações planimétricas. O cadastro da CTBC não fazia nenhuma referência quanto a locação das caixas e dutos. Todavia, acredita-se que esta premissa esteja coerente com a realidade local, uma vez que a documentação fotográfica registra diversas tampas de caixas, tanto da CTBC quanto da INFOVIAS, localizadas nos passeios da Avenida Leopoldino de Oliveira.
- O cadastro dos dutos de água potável foi entregue em meio digital (autocad 2000) e o posicionamento dos dutos de água potável foi definido a partir de medições feitas no referido software, assumindo-se como correta a locação (aparentemente esquemática) mostrada no cadastro fornecido pelo CODAU.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

- Para a elaboração das seções transversais da Avenida Leopoldino de Oliveira e locação da infra-estrutura implantada, tomou-se por base o nível do eixo da rua, retirada do perfil longitudinal (cadastramento dos canais folha 03/15). Complementarmente, adotou-se:
  - Altura do Passeio: 15 centímetros
  - Inclinação transversal das vias: 1 a 2%.
  - Recobrimento dos dutos de água: 1 metro
  - Declividade das tubulações afluentes à galeria: 1%

- No caso dos dutos e caixas da CEMIG, as seguintes profundidades foram adotadas:
  - Envelope 2x3 (largura de 0,70 m x altura de 0,45 m)
  - Envelope 3x4 (largura de 0,95 m x altura de 0,70 m)
  - Recobrimento dos envelopes de dutos: 0,50 a 0,70 m
  - Caixa Cemig do Tipo D: Profundidade máxima da tubulação que chega a caixa, mais altura dos "envelopes" dos dutos.

- No caso dos dutos e caixas da CTBC, as seguintes distâncias e profundidades foram adotadas:
  - Caixa CTBC adotada: Tipo R2;
  - Recobrimento dos envelopes de dutos: 0,30 m
  - Afastamento do meio-fio, das caixas e dutos: 1,5 m

- No caso dos dutos e caixas da INFOVIAS, as seguintes distâncias e profundidades foram adotadas:
  - Recobrimento dos envelopes de dutos: 0,60 m, conforme as informações altimétricas do cadastro
  - Afastamento do meio-fio, das caixas e dutos: 0,15 a 0,30 m

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

4 LEVANTAMENTO PRELIMINAR DO GRAU DE PRECISÃO DOS CADASTROS EXISTENTES

Com base no levantamento do "estado da arte" dos cadastros existentes, foi possível avaliar, ainda que preliminarmente, o grau de precisão das informações cadastrais disponibilizadas, conforme relatado a seguir:

4.1 Cadastro da rede subterrânea da CEMIG

De todos os cadastros disponibilizados, o da CEMIG constitui-se no mais completo e aparentemente mais preciso. O cadastro é apresentado na escala 1:250, contendo inclusive cotas planimétricas em alguns pontos e dados de profundidade dos dutos, mas apenas junto às caixas. Como principais deficiências e/ou inconsistências pode-se mencionar:

- Tendo como base os desenhos de "Cadastramento dos Canais", foi detectada uma diferença de até 1,5 m no comprimento dos quarteirões. As angulações das esquinas apresentaram até 5º de diferença entre as plantas de cadastros disponibilizados (caso mais crítico na esquina das avenidas Leopoldino de Oliveira e Fidelis Reis). Certas cotas indicadas nos cadastros da CEMIG não condizem com as medidas tomadas com o escalímetro.
- Ausência de detalhes ou das dimensões característica das caixas CEMIG;
- Ausência de detalhes dos diversos "envelopes" de dutos (2x2, 2x3, 3x3 e 4x4), ainda que algumas dimensões principais tenham sido informadas por um técnico da CEMIG (por telefone).

4.2 Cadastro dos canais de drenagem

O desenho que contém o trecho crítico da Avenida Leopoldino de Oliveira (entre avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont) – folha 03/15 – apresentava uma pequena distorção de escala (0,92). Dessa forma, não foi possível obter maior precisão na determinação dos comprimentos e larguras das vias, além do correto posicionamento das paredes da galeria de drenagem. Também a largura da galeria apresentada na planta cadastral muitas vezes era diferente das larguras indicadas nos desenhos de cadastro das seções da galeria. Esta ultima deficiência foi de certa forma minimizada no **cadastro consolidado**, uma vez que, conforme mencionado no item 3.1, foram lançadas as dimensões que constavam nos cadastros das seções da galeria.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

4.3 Rede subterrânea da CBTC

Além dos desenhos de cadastro das redes subterrâneas da CTBC não indicarem a escala, os dutos e caixas encontram-se representados de forma esquemática, na via de rolamento, e não no passeio. Na tentativa de se obter uma escala para os desenhos, foram encontradas distorções muito elevadas de comprimento, dependendo do sentido da via em que se tomava a medida com o escalímetro. Além destas deficiências e/ou inconsistências, pode-se acrescentar:

- Ausência de detalhes ou das dimensões característica das caixas da CTBC.
- Ausência de detalhes dos diversos "envelopes" de dutos.

4.4 Rede subterrânea da EMBRATEL

Os desenhos cadastrais disponibilizados não continham informações na Avenida Leopoldino de Oliveira, entre as avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont, mas sim em um trecho na saída da cidade.

4.5 Rede subterrânea da INFOVIAS

O cadastro disponibilizado pela INFOVIAS apresentava informações aparentemente precisas em relação à profundidade dos dutos, bem como das dimensões características das caixas. Todavia, as distâncias em relação ao passeio e as testadas dos edifícios estavam em letras pequenas, e borradas, ficando impossível fazer a sua leitura.

4.6 Avaliação global do grau de precisão dos cadastros de infra-estrutura enterrada

De uma forma geral, nenhum dos cadastros disponíveis apresenta grau de precisão compatível com as necessidades do projeto e da implantação dos interceptores de esgotos sanitários. Se, por um lado, os desenhos de cadastro dos diversos canais apresentam uma série de informações relevantes e, aparentemente, precisas, como: i) estaqueamento ao longo de seus eixos; ii) níveis de terreno e de fundo dos canais; iii) cadastro das seções transversais; e iv) identificação das tubulações e galerias afluentes aos mesmos; por outro, estes mesmos cadastros são deficientes e/ou imprecisos em relação aos seguintes aspectos de maior interesse para o projeto dos interceptores:

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

- Os desenhos de cadastros dos canais não se encontram em meio digital compatível com as necessidades do projeto. Foram disponibilizadas, apenas, imagens escaneadas, em formato JPG, as quais, quando plotadas, conduziram, via de regra, a distorções de escala.
- A locação dos eixos dos canais e das próprias vias públicas (canteiros centrais, passeios, testadas dos prédios etc.) não dispõe de coordenadas geográficas, dificultando sobremaneira a reconstituição precisa tanto do real posicionamento da galeria na via publica, como do alinhamento do passeio e das testadas dos prédios.
- As diversas tubulações e galerias de seção retangular, afluentes aos diferentes canais, embora mostradas em perfil, não apresentam indicação de nível e, em muitos casos, também de diâmetro ou de seção transversal. Ademais, não existe qualquer informação também em relação ao nível de soleira nos poços de visita imediatamente de montante, destas tubulações e galerias afluentes aos canais de drenagem. Sabendo-se algumas destas tubulações e galerias não poderão ser transpostas pelos interceptores e se constituirão em interferências, haverá a necessidade de remanejá-las e para tal se torna imprescindível o conhecimento dos níveis de montante.

Quanto aos demais cadastros, apenas o da CEMIG e, em menor grau, o da INFOVIAS, apresentaram informações que indicam um certo nível de precisão, todavia não possível de ser aferida no presente estudo. Os demais cadastros apresentaram-se de forma bastante esquemática, havendo grande probabilidade que os mesmos tenham que ser verificados integralmente antes do desenvolvimento do projeto executivo dos interceptores.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

5 ORIENTAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE CADASTRO MAIS PRECISO

Com base na avaliação do grau de precisão dos cadastros, apresentada no item anterior, e em particular no item 4.6, depreende-se a necessidade premente de elaboração de um cadastro consolidado dos serviços de infra-estrutura subterrânea bem mais preciso que o desenvolvido no presente estudo. Isso porque, apesar da existência de uma série de interferências com o traçado dos interceptores, particularmente em um trecho de aproximadamente 500 metros (estaca 102 a 127) ao longo da Avenida Leopoldino de Oliveira, há a possibilidade clara de implantação dos interceptores neste trecho pelo método convencional (valas a céu aberto), tanto na margem direita quanto na margem esquerda da galeria. Todavia, tal implantação pelo método convencional só poderá se confirmar, de fato, após a elaboração de um cadastro preciso, que possibilite o desenvolvimento de um projeto executivo dos interceptores, que contemple a identificação e o detalhamento das soluções de transposição/remanejamento de todas as interferências.

Para a obtenção do referido cadastro, recomenda-se que seja utilizado como documento base o cadastro dos canais de drenagem, elaborado pela PMU/SEPLAN, em 1997, e complementado com as demais informações cadastrais de interesse para o projeto dos interceptores, a exemplo do que foi apresentado nos desenhos desenvolvidos no presente estudo (ver desenhos RE2-02 e RE2-3). Todavia, este novo cadastro consolidado deve apresentar elevado grau de precisão, necessitando, portanto, que sejam incorporadas as seguintes informações mínimas, conforme já discutido no item 4.6:

- Desenhos desenvolvidos em meio digital compatível com as necessidades do projeto dos interceptores (AutoCad, ou similar);
- Desenhos apresentados em escala compatível com as necessidades do projeto dos interceptores (1:500 ou, preferencialmente, 1:250);
- Geo-referenciamento e nivelamento de todas mudanças de alinhamento dos eixos dos canais e das próprias vias públicas (canteiros centrais, passeios, testadas dos prédios etc.);
- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento de todas as caixas dos demais serviços de infra-estrutura subterrânea, particularmente aquelas localizadas na pista de rolamento. Observar que não basta o geo-referenciamento, o nivelamento e o cadastramento das tampas que aparecem na pista, uma vez que algumas caixas, principalmente da CEMIG, apresentam grandes dimensões internas, Nesses casos, tornar-se-á necessário também o cadastramento interno destas caixas;

- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento dos demais dutos que possam interferir com as obras de implantação dos interceptores, mas que eventualmente não dispõem de caixas de inspeção, a exemplo das próprias tubulações de água potável;
- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento das diferentes tubulações e galerias de seção retangular, afluentes aos diferentes canais, bem como dos poços de visita imediatamente de montante, destas tubulações e galerias afluentes aos canais de drenagem;
- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento de todos os trechos de redes coletoras nos quarteirões localizados imediatamente a montante das avenidas sanitárias. Este cadastro possibilitará definir com maior precisão os remanejamentos de redes coletoras que chegam muito profundas nos interceptores;
- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento de todos os trechos de interceptores existentes. Este cadastro possibilitará que sejam feitas as verificações hidráulicas dos mesmos, bem como o detalhamento das interligações e eventuais remanejamentos;
- Geo-referenciamento, nivelamento e cadastramento do sifão existente sob a galeria da Av. Dr. Fidélis Reis, de forma a possibilitar a sua efetiva verificação hidráulica e o detalhamento das interligações e eventuais remanejamentos;
- Cadastramento de todos os coletores-tronco de esgotos que contribuirão para os futuros interceptores. Este cadastro possibilitará definir com maior precisão as vazões contribuintes aos diversos poços de visita dos interceptores.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

6 AVALIAÇÃO DO GRAU DE DIFICULDADE A SER ENFRENTADO DURANTE A OBRA

6.1 Preliminares

Para a execução dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do Córrego das Lajes, na cidade de Uberaba, são esperados diferentes graus de dificuldade durante a obra, dependendo dos trechos de avenidas sanitárias onde os mesmos serão implantados. Dessa forma, para os interceptores secundários[2] e para os trechos inicial[3] e final[4] do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira, o grau de dificuldade esperado durante a obra é menor, semelhante ao da maioria dos interceptores implantados em avenidas sanitárias de características semelhantes, localizadas em outras cidades brasileiras. Ou seja, poderá ser empregada metodologia convencional de execução em valas a céu aberto, conforme discutido mais adiante.

Para o trecho intermediário[5] interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira, mais precisamente entre as confluências das galerias de drenagem das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont, é esperado um grau de dificuldade bem mais elevado durante a obra. Isso decorre do grande numero e ao porte de alguns serviços de infra-estrutura subterrânea existentes neste trecho, e também do tipo de solução que será dada para a duplicação da galeria de drenagem da referida avenida.

[2] Foram denominados interceptores secundários os localizados nas seguintes avenidas: Nelson Freire, Guilherme Ferreira, Odilon Fernandes, Fidélis Reis, Santa Beatriz, Pedro Salomão e Santos Dumont
[3] Foi denominado trecho inicial da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre o início da galeria do córrego das Lajes e a confluência da galeria da Av. Guilherme Ferreira.
[4] Foi denominado trecho final da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre a confluência da galeria da Av. Santos Dumont e o final da galeria do córrego das Lajes.
[5] Foi denominado trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre as confluências dos canais das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont.

6.2 *Implantação dos interceptores secundários*

Conforme mencionado no item anterior, a implantação de todos os interceptores secundários deverá apresentar menor grau de dificuldade, em função das características das avenidas sanitárias e dos tipos de infra-estrutura subterrânea existentes ao longo (e também transversalmente) do traçado destes interceptores.

Assumindo-se como semelhantes as características geológicas ao longo do traçado dos interceptores secundários, sem interferência com a capa de rocha basáltica até profundidades da ordem de 3,5 metros, são esperadas as seguintes dificuldades principais durante a execução destes interceptores:

6.2.1 Transposição de galerias de drenagem

Ao longo do traçado dos interceptores secundários houve a necessidade de se prever a utilização de dois sifões invertidos, a fim de possibilitar a transposição de galerias de drenagem, conforme a seguir (ver identificação e localização dos sifões no desenho RE2-01):

- Sifão 5, sob a galeria da Av. Guilherme Ferreira
- Sifão 6, sob a galeria da Av. Odilon Fernandes

Para a execução destes sifões, poderão ser utilizadas diferentes metodologias construtivas. No entanto, face ao pequeno porte destes órgãos, parece mais razoável a execução com método destrutivo, envolvendo as seguintes etapas principais: i) implantação de ensecadeira no interior da galeria de drenagem; ii) demolição de uma faixa da laje de fundo da galeria de drenagem, ao longo do eixo do sifão; iii) escavação de vala ou rompimento de rocha ao longo do eixo do sifão; iv) implantação das tubulações do sifão; v) reaterro, compactação e recomposição da laje de fundo da galeria de drenagem.

Novamente, deve-se ressaltar a necessidade de desenvolvimento de cadastros precisos nas imediações dos locais previstos para implantação dos sifões, inclusive com a execução de furos de sondagem para se detectar a posição do leito de rocha basáltica.

6.2.2 Transposição das tubulações de drenagem pluvial afluentes às galerias de drenagem

Embora no ante projeto dos interceptores (ver Produto 1/3) o traçado em perfil já tenha procurado minimizar esse tipo de interferência, com o interceptor sendo locado acima ou abaixo

das tubulações de drenagem, ainda assim algumas interferências permaneceram e deverão ser remanejadas durante as obras de implantação dos interceptores.

Algumas alternativas para o remanejamento desse tipo interferência serão apresentadas no Produto 3/3, mas deve-se ressaltar a necessidade de desenvolvimento de um cadastro mais preciso das tubulações de drenagem afluentes às diferentes galerias, conforme recomendações feitas no item 5 deste relatório. Somente de posse desse cadastro é que será possível definir com precisão a locação dos interceptores e as melhores alternativas de remanejamento das interferências com as redes de drenagem pluvial.

6.2.3 Transposição de dutos diversos

Embora o presente estudo não tenha contemplado o desenvolvimento de cadastro completo dos diversos tipos de dutos existentes nas avenidas sanitárias secundárias, a visita ao local e as informações colhidas de técnicos do CODAU apontam para poucos problemas de interferências, os quais, acredita-se, poderão ser plenamente solucionados durante a própria execução da obra. Obviamente, durante o projeto executivo dos interceptores, deverão ser colhidas informações cadastrais mais detalhadas, ao longo do traçado dos interceptores, particularmente em relação aos serviços de infra-estrutura subterrânea mais essenciais e cuja interrupção seja mais traumática (ex.: dutos de água, dutos de energia etc.).

6.2.4 Situações específicas

Nos casos particulares das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont, um dos cenários previstos para solucionar os problemas de inundações na cidade prevê a duplicação das galerias de drenagem, nestas duas avenidas sanitárias secundárias, pelo método convencional de vala a céu aberto. Caso esse cenário se mostre o mais viável, ainda assim permanecem válidas todas as considerações feitas nos itens anteriores (6.2.1 a 6.2.3), uma vez que as interferências transversais ao caminhamento dos interceptores deverão permanecer as mesmas.

De fato, o cenário de duplicação convencional das galerias das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont poderá minimizar os impactos e reduzir os custos e dificuldades de implantação dos interceptores, uma vez que a "grande" obra nestas avenidas seria a própria duplicação das galerias, a qual estariam relacionados os maiores impactos. Isso desde que a nova galeria e os interceptores sejam implantados simultaneamente. Nessa situação, o interceptor de uma das margens da galeria poderá ser implantado dentro da própria vala da galeria, garantindo uma série de benefícios adicionais:

- Redução dos custos de escavação e de escoramento;
- Maior facilidade no remanejamento das tubulações de drenagem pluvial afluentes à galeria;
- Otimização dos trabalhos de remanejamento dos demais dutos de infra-estrutura subterrânea
- Dependendo do trecho de galeria a ser duplicado, poderá haver maior facilidade na execução dos sifões invertidos
- Otimização de todos os trabalhos de planejamento, licenciamento e execução da obra

6.3 Implantação dos trechos inicial e final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

Conforme mencionado no item 6.1, a implantação dos trechos inicial e final do interceptor da Avenida Leopoldino de Oliveira também deverá apresentar menor grau de dificuldade, em função das características desta avenida sanitária em seus trechos inicial e final. Nestes trechos, os tipos de infra-estrutura subterrânea existentes ao longo (e também transversalmente) do traçado destes interceptores são semelhantes aos existentes nas avenidas sanitárias secundárias.

Dessa forma, e assumindo-se como semelhantes as características geológicas ao longo do traçado dos trechos iniciais e finais dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira, sem interferência com a capa de rocha basáltica até profundidades da ordem de 3,5 metros, são esperadas as mesmas dificuldades construtivas apontadas e discutidas para os interceptores secundários, conforme resumido a seguir.

6.3.1 Trecho inicial do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

No trecho inicial da Av. Leopoldino de Oliveira, até a esquina com a Av. Guilherme Ferreira, são esperadas as mesmas dificuldades construtivas discutidas nos itens 6.2.1 a 6.2.3, inclusive com a necessidade de transposição de uma galeria de drenagem, por sifão invertido, logo no primeiro trecho do interceptor da margem direita (sifão 1 – ver desenho RE2-01).

Como não existe o cenário de duplicação da galeria de drenagem neste trecho da Av. Leopoldino de Oliveira, não se aplicam as dificuldades discutidas no item 6.2.4.

6.3.2 Trecho final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

No trecho final da Av. Leopoldino de Oliveira, a partir da esquina com a Av. Santos Dumont, são esperadas as mesmas dificuldades construtivas discutidas nos itens 6.2.2 a 6.2.4, inclusive as

inerentes ao cenário de duplicação convencional da galeria de drenagem neste trecho da Av. Leopoldino de Oliveira.

6.4 Implantação do trecho intermediário do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

Conforme mencionado no item 6.1, é neste trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira, compreendido entre as confluências das galerias de drenagem das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont, que são esperadas as maiores dificuldades construtivas, em função do grande numero e porte de alguns serviços de infra-estrutura subterrânea existentes neste trecho, conforme detalhado no item 3 e nos desenhos RE2-2 a RE2-5.

Acrescente-se, ainda, que eventuais dificuldades construtivas adicionais dependerão substancialmente dos possíveis cenários para a duplicação da galeria de drenagem nesta avenida, que, segundo estudos ora andamento, mostra-se imprescindível a partir da confluência da galeria da Av. Guilherme Ferreira, até o final da avenida, onde se inicia o canal natural do córrego das Lajes.

São as seguintes as principais dificuldades construtivas a serem enfrentadas neste trecho da Av. Leopoldino de Oliveira:

6.4.1 Transposição de galerias de drenagem

Ao longo do traçado do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira, neste trecho intermediário, houve a necessidade de se prever a utilização de três sifões invertidos, a fim de possibilitar a transposição de galerias de drenagem, conforme a seguir (ver identificação e localização dos sifões no desenho RE2-01):

- Sifão 2, sob a galeria da Av. Guilherme Ferreira;
- Sifão 3, sob a galeria da Av. Fidélis Reis (existente, mas com eventual necessidade de ampliação);
- Sifão 4, sob a galeria da Av. Santos Dumont.

Valem aqui as mesmas considerações feitas no item 6.2.1, destacando a possibilidade de execução dos sifões por meio de método destrutivo, conforme etapas igualmente detalhadas no item 6.2.1.

Novamente, deve-se ressaltar a necessidade de desenvolvimento de cadastros precisos nas imediações dos locais previstos para implantação dos sifões, inclusive com a execução de furos de sondagem para se detectar a posição do leito de rocha basáltica.

6.4.2 Transposição das tubulações de drenagem pluvial afluentes à galeria de drenagem

Também nesse trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira, o ante projeto do interceptor (ver Produto 1/3) já buscou minimizar esse tipo de interferência, com o interceptor sendo locado acima ou abaixo das tubulações de drenagem, em ambas as margens da galeria. Todavia, ainda algumas interferências ainda permaneceram e deverão ser remanejadas durante as obras de implantação do interceptor.

Valem aqui as mesmas considerações feitas no item 6.2.2, relativas às proposições de alternativas de remanejamento que serão apresentadas no Produto 3/3, e à necessidade de desenvolvimento de um cadastro mais preciso das tubulações de drenagem afluentes às diferentes galerias, conforme recomendações feitas no item 5 deste relatório. Somente de posse desse cadastro é que será possível definir com precisão a locação do interceptor (tanto em planta quanto em perfil) e as melhores alternativas de remanejamento das interferências com as redes de drenagem pluvial.

6.4.3 Transposição de dutos diversos

Conforme detalhado no **cadastro consolidado** (desenhos RE2-02 a RE2-05), são vários os tipos de dutos existentes neste trecho intermediário da Av. Leopoldino Oliveira, a exemplo de dutos de energia, de telefonia, de água etc. De maior interesse são os dutos de energia (CEMIG) e de água (CODAU), uma vez que estes foram implantados na via pública, algumas vezes bem próximos à galeria de drenagem e, por isso, deverão impor maiores dificuldades construtivas para os interceptores, em ambas as margens.

Apesar da existência de alguns trechos da avenida com interferências provavelmente[6] bem problemáticas, particularmente aqueles em que algumas caixas da CEMIG encontram-se localizadas bem próximas à parede externa da galeria de drenagem, acredita-se que, ainda assim, seja possível a implantação dos interceptores na via pública. Para tal, existem duas possibilidades principais:

[6] Provavelmente, porque o cadastro consolidado não apresenta um alto grau de precisão, conforme discutido no item 4 deste relatório

- Alternância da locação do interceptor, ora junto à parede externa da galeria (com escoramento de vala em apenas um lado), ora no meio da via pública (com escoramento de vala em ambos os lados), objetivando o desvio das interferências existentes;
- Manutenção da locação do interceptor sempre junto à parede externa da galeria, havendo, nesse caso, a provável necessidade de remanejamento de alguns dutos e caixas, notadamente de energia e de água. O remanejamento destes dutos é sempre possível, mas as dificuldades podem ser grandes e deverão ser melhor avaliadas durante o projeto executivo.

Ressalta-se, no entanto, que para qualquer alternativa de locação do interceptor na via pública haverá a necessidade de desenvolvimento de um novo cadastro consolidado das interferências, completo e detalhado, que possa subsidiar a elaboração do projeto executivo dos interceptores, particularmente neste trecho mais crítico da Av. Leopoldino de Oliveira.

6.4.4 Situações específicas

Neste trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira (prolongando-se até o canal natural do córrego das Lajes), o único cenário previsto para solucionar os problemas de inundações na cidade prevê a duplicação da galeria de drenagem, seja pelo método convencional de vala a céu aberto ou pelo método de túnel.

Duplicação da galeria de drenagem pelo método de túnel

No caso de duplicação da galeria pelo método de túnel, este deverá ser executado em nível bem inferior ao da galeria existente (no seio da rocha de basalto), não interferindo com quaisquer serviços de infra-estrutura subterrânea atualmente implantados na via pública. Ademais, espera-se que a capacidade de escoamento da galeria em túnel seja elevada o suficiente para "aliviar" a galeria existente, abrindo espaço para que o interceptor possa, eventualmente, ser implantado, em alguns trechos, no interior da galeria existente.

Essa alternativa de implantação do interceptor no interior da galeria é possível, já tendo sido avaliada de forma preliminar. Nesse caso, o interceptor seria fixado nas paredes internas da galeria e haveria a necessidade de implantação de poços de visita especiais. As contribuições de esgotos ao longo da via pública seriam coletadas por meio de um coletor auxiliar (diâmetro 150 mm), implantado de forma convencional na via pública, porém com profundidades bem reduzidas (em torno de 1,20 a 1,50 m). A interligação dos coletores auxiliares com o interceptor principal seria feita em poços de visita estrategicamente locados fora da galeria de drenagem.

Duplicação da galeria de drenagem pelo método de vala a céu aberto

Caso esse cenário se mostre o mais viável, ainda assim permanecem válidas todas as considerações feitas nos itens anteriores (6.4.1 a 6.4.3), uma vez que as interferências transversais ao caminhamento dos interceptores deverão permanecer as mesmas.

Permanece válida a discussão feita no item 6.2.4, de que o cenário de duplicação convencional da galeria poderá minimizar os impactos e reduzir os custos e dificuldades de implantação dos interceptores.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

7 DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA DA AV. LEOPOLDINO DE OLIVEIRA



Foto 1 – Av. Leopoldino de Oliveira, esquina com Av. Guilherme Ferreira



Foto 2 – Av. Guilherme Ferreira (Foto tirada a partir da Av. Leopoldino de Oliveira)



Foto 3 – Av. Leopoldino de Oliveira (Foto tirada na esquina com Av. Guilherme Ferreira)



Foto 4 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixa da CTBC)



Foto 5 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)



Foto 6 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI



Foto 7 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)



Foto 8 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)



Foto 9 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)



Foto 10 – Passeio da Av. Leopoldino de Oliveira (Posicionamento de caixas diversas)



Foto 11 – Av. Leopoldino de Oliveira, esquina com Av. Santos Dumont



Foto 12 – Av. Leopoldino de Oliveira, esquina com Av. Fidélis Reis

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

8 EQUIPE

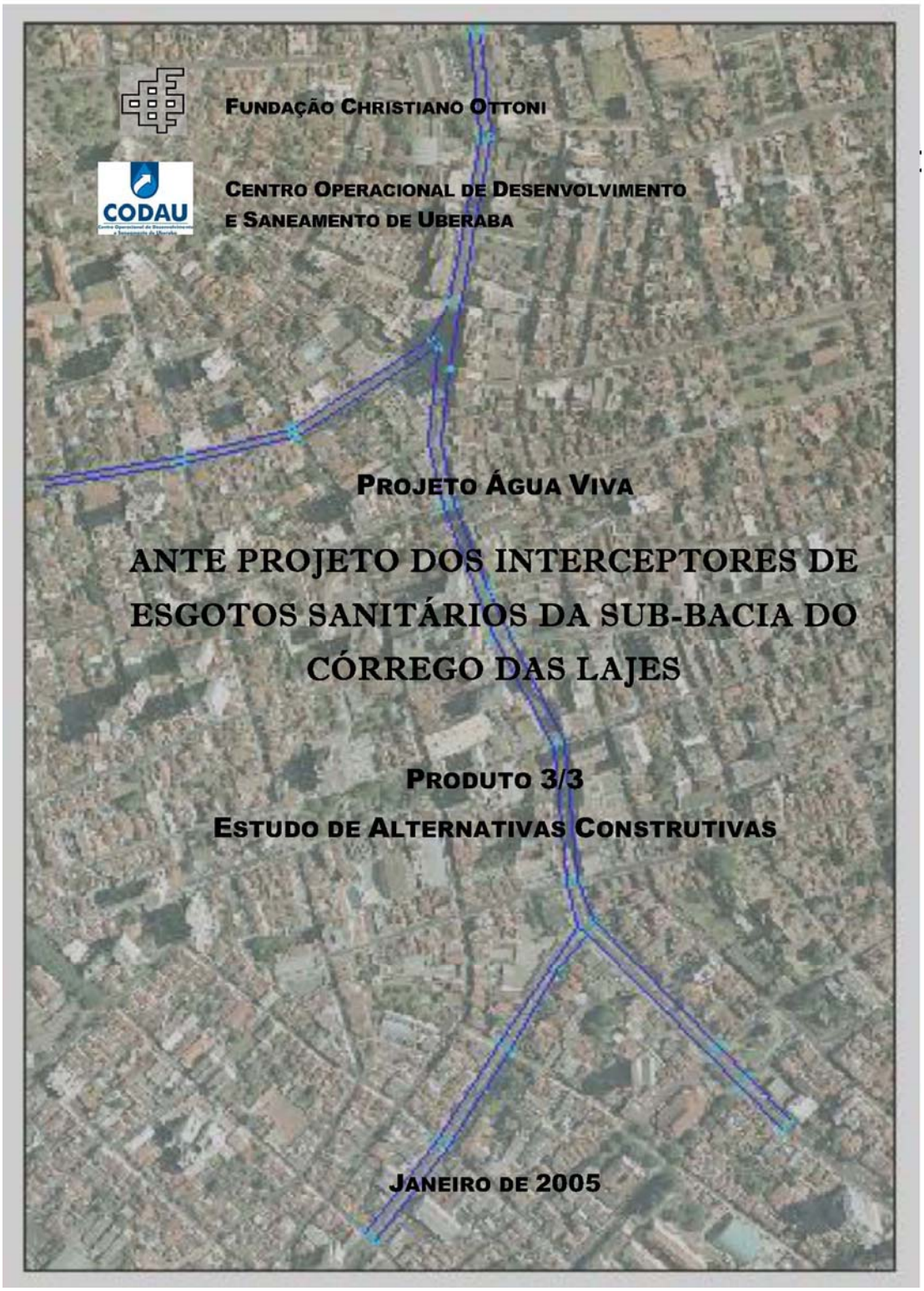
- Prof. Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (coordenador)
- Professor Marcos Von Sperling
- Engenheira Ângela Maria Vieira Ladeira
- Engenheira Noemi da Silveira Pereira
- Graduando Gustavo Machado Duffles Teixeira
- Graduando Moisés Silva Alves

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

9 DESENHOS DO CADASTRO CONSOLIDADO

Número	Título
RE2-01	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Lay out geral do sistema
RE2-02	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Consolidação dos cadastros de infra-estrutura instalada Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 100 a 120) – Planta
RE2-03	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Consolidação dos cadastros de infra-estrutura instalada Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 120 a 140) – Planta
RE2-04	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Consolidação dos cadastros de infra-estrutura instalada Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 100 a 120) – Seções transversais 1 a 10
RE2-05	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Consolidação dos cadastros de infra-estrutura instalada Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 120 a 140) – Seções transversais 11 a 18

16.2 PRODUTO 3 – ESTUDO DE ALTERNATIVA CONSTRUTIVA



FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1
2 CONHECIMENTO DO PROBLEMA 2
3 PRINCIPAIS ALTERNATIVAS DE MÉTODOS CONSTRUTIVOS 3
3.1 Preliminares 3
3.2 Alternativa construtiva em vala a céu aberto 4
3.3 Alternativa construtiva para o interior da galeria de drenagem 5
3.4 Alternativas construtivas por métodos não destrutivos 6
3.4.1 Preliminares 6
3.4.2 Alternativa em túnel ARMCO 7
3.4.3 Alternativa em túnel bala 10
3.4.4 Alternativa em mini e micro shield 13
3.4.5 Alternativa em túnel NATM (New Austrian Tunneling Method) 16
3.4.6 Alternativa em túnel PHD (Perfuração Horizontal Direcionada) 19
3.4.7 Resumo das principais alternativas construtivas estudadas 20
4 PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS CONSTRUTIVAS 23
4.1 Interceptores secundários e trechos inicial e final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira 23
4.2 Trecho intermediário do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira 23
4.2.1 Preliminares 23
5 ASPECTOS OPERACIONAIS E DE MANUTENÇÃO DA GALERIA DE DRENAGEM 25
6 ESTIMATIVA DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DOS INTERCEPTORES 26
6.1 Preliminares 26
6.2 Custos de implantação dos interceptores secundários 27
6.3 Custos de implantação dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira 29
6.4 Impacto dos custos de cada alternativa construtiva sobre os custos globais de todo o sistema de interceptação 31
7 COMPLEXIDADE CONSTRUTIVA DE CADA ALTERNATIVA 33
8 IMPACTOS AMBIENTAIS, SOCIAIS E ECONÔMICOS DE CADA ALTERNATIVA 34
8.1 Preliminares 34
8.2 Concepção do projeto 34
8.2.1 Interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira 34
8.2.2 Interceptores da Avenida Guilherme Ferreira 35
8.2.3 Interceptores da Avenida Fidélis Reis 35
8.2.4 Interceptores da Avenida Santos Dumont 36
8.3 Estudo de alternativas construtivas 36
8.4 Identificação e avaliação dos impactos ambientais 37
8.4.1 Critérios de Avaliação dos Impactos Ambientais 41
8.4.2 Identificação e avaliação dos impactos das obras dos interceptores de esgotos 43
Fase de Planejamento 43
Fase de Execução das Obras 45
Fase de Operação do sistema 55
9 RISCOS E CUSTOS AMBIENTAIS DE CADA ALTERNATIVA 56
10 ESCOLHA DA MELHOR ALTERNATIVA 57
11 EQUIPE 59
12 DESENHOS DAS ALTERNATIVAS CONSTRUTIVAS ESTUDADAS 60

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

1 INTRODUÇÃO

O estudo dos Interceptores de esgotos sanitários da bacia do córrego das Lajes, parte da área contribuinte a futura ETE do rio Uberaba, na cidade de Uberaba, é parte integrante do Programa Água Viva, em parceria com o Banco Mundial – BIRD, e tem por objetivo o desenvolvimento dos seguintes produtos:

- **Produto 1**: Estudo das vazões contribuintes e pré-dimensionamento dos interceptores da sub-bacia do Córrego das Lajes;
- **Produto 2**: Avaliação preliminar das interferências dos interceptores com a infra-estrutura instalada ao longo das avenidas sanitárias;
- **Produto 3**: Estudo de alternativas construtivas para os interceptores localizados na área central da cidade.

O presente volume constitui o **Produto 3**, sendo composto do Memorial Descritivo e Peças Gráficas que apresentam todas as definições, critérios e metodologia utilizados no **Estudo de Alternativas Construtivas para os interceptores de esgotos.** Integra, ainda, o Produto 3, o **Anexo I – Estimativa de Custos dos interceptores de esgotos.**

Os estudos contratados pelo Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba – CODAU foram administrados pela Fundação Christiano Ottoni, com sede à Rua Espírito Santo, 35 – 8º andar, inscrita no CGC/MF sob o número 18.218.909/0001-86.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

2 CONHECIMENTO DO PROBLEMA

São partes integrantes deste estudo de alternativas construtivas os relatórios e desenhos constantes dos Produtos 1 e 2.

Para o desenvolvimento deste estudo de alternativas construtivas, baseou-se no ante projeto dos interceptores (Produto 1) e na avaliação preliminar das interferências (Produto 2). Com base nesses dois estudos, foram então concebidas alternativas construtivas para os diferentes trechos dos interceptores de esgotos da sub-bacia do Córrego das Lajes, todavia com maior aprofundamento no trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira, onde se concentra a maior parte das interferências de infra-estrutura subterrânea da cidade de Uberaba.

Para esse trecho crítico, foram desenvolvidos estudos contemplando três grandes grupos de alternativas construtivas: i) vala a céu aberto; ii) interior da galeria de drenagem; e iii) métodos não destrutivos. Para cada grupo de alternativas, foram então definidas sub-alternativas, de modo a considerar as especificidades locais (notadamente de interferências, de profundidade e de ampliação da capacidade da galeria de drenagem existente) e as principais modalidades de processos construtivos não destrutivos atualmente utilizados no Brasil.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3 PRINCIPAIS ALTERNATIVAS DE MÉTODOS CONSTRUTIVOS

3.1 Preliminares

Para a execução dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do Córrego das Lajes, na cidade de Uberaba, são esperados diferentes graus de dificuldade durante a obra, dependendo dos trechos de avenidas sanitárias onde os mesmos serão implantados. Dessa forma, para os interceptores secundários[1] e para os trechos inicial[2] e final[3] do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira, o grau de dificuldade esperado durante a obra é menor, semelhante ao da maioria dos interceptores implantados em avenidas sanitárias de características semelhantes, localizadas em outras cidades brasileiras. Ou seja, poderá ser empregada metodologia convencional de execução em valas a céu aberto, conforme discutido no item 3.2.

Para o trecho intermediário[4] interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira, mais precisamente entre as confluências das galerias de drenagem das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont, é esperado um grau de dificuldade bem mais elevado durante a obra. Isso decorre do grande numero e ao porte de alguns serviços de infra-estrutura subterrânea existentes neste trecho, e também do tipo de solução que será dada para a duplicação da galeria de drenagem da referida avenida.

[1] Foram denominados interceptores secundários os localizados nas seguintes avenidas: Nelson Freire, Guilherme Ferreira, Odilon Fernandes, Fidélis Reis, Santa Beatriz, Pedro Salomão e Santos Dumont
[2] Foi denominado trecho inicial da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre o início da galeria do córrego das Lajes e a confluência da galeria da Av. Guilherme Ferreira.
[3] Foi denominado trecho final da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre a confluência da galeria da Av. Santos Dumont e o final da galeria do córrego das Lajes.
[4] Foi denominado trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira o trecho compreendido entre as confluências dos canais das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3.2 Alternativa construtiva em vala a céu aberto

Esta é a alternativa mais usualmente empregada para a construção de coletores e interceptores de esgotos. Consiste, basicamente, na escavação do terreno, predominantemente com o emprego de retroescavadeira, e escoramento das paredes laterais da vala. O escoramento pode ser descontínuo ou contínuo, com pontaletes de madeira ou estaca prancha metálica, sendo este último mais empregado em valas de maior profundidade e/ou com piores características de sustentação do solo. A tubulação de esgotos é assentada no fundo da vala, após compactação, sobre leito de areia ou berço de concreto, dependendo do tipo de tubo utilizado. Após o assentamento da tubulação, é procedido o reaterro compactado da vala e a recomposição do pavimento.

No presente estudo, foram configuradas duas sub-alternativas de vala a céu aberto:

- A primeira, com escavação da vala e implantação dos interceptores bem rente às paredes externas da galeria existente, de forma a minimizar os custos com escoramento, uma vez que este deverá se restringir a apenas uma das paredes da vala.
- A segunda, com escavação da vala próxima ao eixo da via pública, buscando minimizar as interferências com a infra-estrutura subterrânea, notadamente as caixas da CEMIG. Nessa sub-alternativa, são maiores os custos com escoramento das valas, uma vez que este deve ser feito em ambas as laterais.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3.3 Alternativa construtiva para o interior da galeria de drenagem

Trata-se de alternativa construtiva de certa forma inovadora, que busca sobretudo minimizar as interferências afetas às alternativas que contemplam a implantação dos interceptores na via pública. Nessa alternativa, o remanejamento de interferências deverá se restringir às tubulações de drenagem que chegam à galeria no mesmo nível de implantação dos interceptores.

A concepção da alternativa prevê a fixação das tubulações dos interceptores nas paredes internas da galeria de drenagem, respeitando-se as declividades definidas em projeto. Para tanto, as tubulações deverão ser em ferro fundido e os poços de visita deverão ser substituídos por poços de inspeção (ver detalhe desenhos RE3-04 e 05), também em ferro fundido, de forma a permitir o acesso de equipamentos de limpeza.

No presente estudo, foram configuradas duas sub-alternativas para o interior da galeria:

- A primeira, com a implantação dos interceptores de ambas as margens no interior da galeria existente. Para a viabilização desta sub-alternativa, a duplicação da galeria deverá ser feita em túnel.
- A segunda, com a implantação apenas do interceptor de uma das margens no interior da galeria existente. O interceptor da outra margem deverá ser implantado externamente à nova galeria a ser construída.

5

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3.4 Alternativas construtivas por métodos não destrutivos

3.4.1 Preliminares

A implantação de coletores e interceptores de esgotos por métodos não destrutivos tem se mostrado cada vez mais freqüente em locais onde os métodos convencionais (vala a céu aberto) não são viáveis, tanto do ponto de vista técnico quanto em função dos impactos ambientais, sociais e econômicos que causam.

Além da aplicação predominante em travessias de ferrovias e rodovias, e em locais com profundidades elevadas, também tem sido crescente a utilização dos métodos não destrutivos em áreas densamente urbanizadas e de tráfego intenso.

São várias as metodologias não destrutivas atualmente utilizadas na implantação de dutos de esgotos, conforme descrito nos itens seguintes. Ressalta-se que para qualquer das alternativas descritas, é essencial o desenvolvimento de serviços preliminares, compreendendo:

- locação da obra;
- levantamento de interferências;
- limpeza do terreno;
- implantação do canteiro de obras;
- sondagens;
- projetos executivos.

3.4.2 Alternativa em túnel ARMCO

Constitui-se, basicamente, da execução de túnel escavado manualmente e revestido com módulos de chapas metálicas que, uma vez montados, apresentam o formato circular. A tubulação do interceptor de esgotos é assentada no interior do túnel ARMCO, que atua, então, como um grande tubo camisa. As seguintes atividades principais são necessárias à execução do túnel:

Poço de emboque

Na metodologia ARMCO, os poços de emboque (ou poços de ataque) são escavados manualmente e o escoramento é feito por meio de chapas metálicas corrugadas, montadas de acordo com o avanço da profundidade do poço. Como não se faz necessária a entrada de grandes equipamentos, os poços de emboque possuem diâmetros relativamente menores que os das demais metodologias descritas, dependendo, obviamente, do diâmetro dos dutos que serão assentados no interior do túnel, uma vez que estes serão introduzidos através dos poços.

A locação dos poços de emboque usualmente coincide com os poços de visita do interceptor, respeitando a distância máxima aproximada de 80 a 100 metros entre dois poços consecutivos.

Escavação e montagem das chapas corrugadas

A escavação do túnel é feita manualmente, com a subseqüente montagem das chapas metálicas corrugadas, que constituem, ao mesmo tempo, o escoramento e o revestimento do túnel. Os túneis são usualmente executados com chapas galvanizadas, mas existe a possibilidade de utilização de chapas pretas, de menor durabilidade e custo, desde que seja promovido o enchimento de todo o espaço vazio compreendido entre a tubulação do interceptor e os anéis de revestimento do túnel. No caso particular deste ante projeto, foi prevista a utilização de chapas pretas e o enchimento dos vazios com solo cimento.

Montagem da tubulação dos interceptores

Normalmente são utilizados tubos pré-moldados de concreto, os quais são introduzidos no interior do túnel através dos poços de emboque. Uma vez no interior do túnel, os tubos são assentados sobre pequenos berços de concreto, que conferem a declividade e o alinhamento desejado para o interceptor. No caso particular deste ante projeto de interceptores, foram considerados tubos de concreto macho-fêmea, com junta elástica.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Serviços complementares

Concluída a implantação da tubulação ente dois poços e efetuados os testes de estanqueidade, são executados os seguintes serviços complementares principais:

- execução dos poços de visita
- recomposição da pavimentação
- desmobilização do canteiro

As Figuras 3.1 a 3.3, a seguir, ilustram a seqüência executiva com a utilização de túnel ARMCO.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

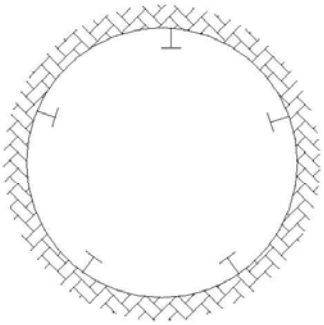


Fig. 3.1 – Escavação e montagem dos anéis corrugados

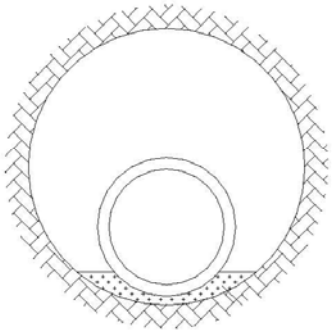


Fig. 3.2 - Execução de berço de concreto e assentamento da tubulação do interceptor



Fig. 3.3 – Enchimento dos espaços vazios com solo cimento

9

3.4.3 Alternativa em túnel bala

O método construtivo em túnel bala assemelha-se ao túnel ARMCO, notadamente em relação ao tipo de escavação (manual) e à retirada do material escavado. A principal diferença relaciona-se ao revestimento do túnel que, nesse caso, é efetuado com placas pré-moldadas de concreto de alto desempenho. Uma vez montadas no interior do túnel, as placas de concreto adquirem a forma de um projétil de revólver, daí a denominação túnel "bala". Outra importante diferença em relação ao túnel ARMCO diz respeito à possibilidade de utilização da própria seção do túnel bala como seção de escoamento dos esgotos, sem a necessidade de implantação da tubulação do interceptor de esgotos. Isso pode ser conseguido em função da elevada resistência à corrosão das placas pré-moldadas de concreto e das boas condições de escoamento que podem ser conseguidas com a conformação de uma canaleta na laje de fundo do túnel. As seguintes atividades principais são necessárias à execução do túnel:

Poço de emboque

Na metodologia túnel bala, os poços de emboque (ou poços de ataque) apresentam seção quadrada e o escoramento é feito por meio de perfis metálico. Como não se faz necessária a entrada de grandes equipamentos, os poços de emboque possuem seção relativamente pequena (2,5 m x 2,5 m), independente da seção acabada do túnel. Isso porque, no caso de interceptores de esgotos, não é necessária a introdução de tubos para o interior do túnel.

A locação dos poços de emboque usualmente coincide com os poços de visita do interceptor, respeitando a distância máxima aproximada de 80 a 100 metros entre dois poços consecutivos.

Escavação e montagem das placas de concreto

A escavação do túnel é feita manualmente, com a subseqüente montagem das placas pré-moldadas de concreto, que constituem, ao mesmo tempo, o escoramento e o revestimento do túnel. As placas de concreto possuem formato reto-curvo, as quais são denominadas "costelas", que unidas na parte superior através de um encaixe nas próprias peças e travadas com um pino de aço, revestido com pintura epoxy, formam as paredes e o teto do túnel.

O piso do túnel também é executado em concreto de alto desempenho armado moldado *in loco*, que engastado às "costelas" determina o conjunto estrutural do corpo do túnel, com seção típica de uma "bala".

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Conformação da canaleta de fundo

Conforme mencionado anteriormente, as boas características de resistência das placas de concreto possibilitam que a própria seção acabada do túnel seja utilizada como seção de escoamento dos esgotos. Todavia, a fim de garantir melhores condições de auto-limpeza do conduto, previu-se no presente ante projeto a conformação de uma canaleta de fundo em "meia-cana", ao longo de todo o túnel, com as mesmas dimensões calculadas para os interceptores.

Serviços complementares

Concluída a conformação da canaleta de fundo, são executados os seguintes serviços complementares principais:

- execução dos poços de visita
- recomposição da pavimentação
- desmobilização do canteiro

As Figuras 3.4 a 3.6, a seguir, ilustram a metodologia construtiva por túnel bala.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI



Fig. 3.4 - Poço de emboque, seção 2,5 x 2,5 m, com escoramento metálico



Fig. 3.5 - Execução do túnel e montagem das peças de concreto pré-moldado



Fig. 3.6 – Perspectiva ilustrando o aspecto geral do túnel em construção e do túnel acabado

12

3.4.4 Alternativa em mini e micro shield

Esta metodologia não destrutiva consiste, basicamente, na utilização de equipamentos que possibilitam tanto a escavação do túnel quanto a cravação, em seqüência, de tubos de concreto que atuam, simultaneamente, como elementos de escoramento do túnel e como dutos de escoamento dos esgotos. Apesar de demandar poços de emboque de maiores dimensões, esta alternativa é a que conduz a túneis de menores dimensões (exatamente a dimensão do interceptor), uma vez que não há a necessidade de entrada de homens para proceder os trabalhos de escavação.

Poço de emboque

Na metodologia de "Mini-Shield", os poços de emboque são consideravelmente maiores que nos métodos ARMCO e túnel bala, uma vez que é através destes que se procede a introdução do equipamento de perfuração do túnel e de cravação dos tubos. Da mesma forma que nos métodos anteriormente descritos, a locação dos poços de emboque usualmente coincide com os poços de visita do interceptor, respeitando a distância máxima aproximada de 150 metros entre dois poços consecutivos. Todavia, havendo necessidade de mudança de direção do eixo de perfuração, essa distância deve ser reduzida, a fim de coincidir com os pontos de deflexão do interceptor.

Em função das grandes dimensões desses poços, a escavação é normalmente efetuada por processos convencionais, com o emprego de retroescavadeira hidráulica. O revestimento dos poços de emboque se faz com a aplicação de concreto projetado, sobre malha de aço, na espessura especificada em projeto.

Escavação

A escavação com o "Mini-Shield" se faz por dois processos similares, porém com particularidades próprias, conforme o equipamento a ser empregado, consistindo a diferença básica no processo de retirada do material escavado.

Escavação com "Slurry Shield" (Micro Túnel)

Neste equipamento, o material proveniente da escavação, através de bomba de alta pressão, é transformado em lama, conduzida a tanques de decantação, para posterior remoção para bota-fora aprovado pela Fiscalização.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Escavação com "Mini-Shield"

Neste processo, o material escavado será conduzido por esteiras transportadoras e vagonetas, para ser retirado nos poços de emboque.

Lançamento da tubulação

Os tubos de concreto a serem implantados possuem um acabamento metálico na extremidade, tipo ponta e bolsa, que propicia uma junta elástica estanque, a qual é ajustada sob alta pressão hidráulica.

O lançamento da tubulação é feito entre dois poços consecutivos. Posicionado o "Mini-Shield", este avança na direção determinada pela topografia, impulsionado pelos macacos hidráulicos, até que se obtenha espaço para posicionar um segmento da tubulação, o qual é acoplado ao equipamento, avançando, até que se possa posicionar novo segmento e assim sucessivamente, até ser atingido o poço de desemboque.

Serviços complementares

Concluída a implantação da tubulação ente dois poços e efetuados os testes de estanqueidade, são executados os seguintes serviços complementares principais:

- execução dos poços de visita
- recomposição da pavimentação
- desmobilização do canteiro

As Figuras 3.7 a 3.12, a seguir, ilustram a metodologia construtiva por Mini e Micro Shield.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI



Fig. 3.7 - Canteiro de serviço e poço de emboque



Fig. 3.8 – Detalhe do nicho de emboque do equipamento



Fig. 3.9 – Equipamento de mini shield



Fig. 3.10 – Emboque do equipamento e da saia



Fig. 3.11 – Cravação do tubo



Fig. 3.12 – Detalhe do tubo assentado

3.4.5 Alternativa em túnel NATM (New Austrian Tunneling Method)

Esta alternativa difere das anteriores principalmente em função da necessidade de se construir o túnel com maiores dimensões. Isso porque, durante a execução, a sustentação da cavidade é assegurada através da aplicação de concreto projetado sobre tela de aço, e da aplicação, simultânea ou não, de cambotas de aço, chumbadores, tirantes e enfilagem.

Poço de emboque

Os emboques são executados a partir de poços de serviços localizados em pontos convenientes e com dimensões que possibilitem o acesso dos equipamentos e tubulações que permitem o trabalho no túnel de modo compatível com a sua programação de execução

Escavação

A escavação do túnel pelo método NATM baseia-se na capacidade de auto-sustentação do material circundante à cavidade do túnel. A seqüência construtiva se resume na escavação de um segmento de túnel compatível com a natureza e as características do solo ou rocha existente e no seu eventual escoramento através da aplicação de elementos construtivos que assegurem a estabilidade, seguida da escavação do segmento seguinte. A velocidade de avanço da frente de escavação, em função do tipo de solo encontrado, determina a eventual necessidade de escoramento

Para segurança na execução dos avanços programados devem ser executadas sondagens na frente da escavação, através de furos sub-horinzontais para verificação da eventual existência de água. Com isso, são tomadas providências para que os serviços de escavação sejam executados no seco e que a frente tenha estabilidade. A verificação do alinhamento do túnel é feita periodicamente, no máximo a cada 3 metros de avanço.

O concreto do revestimento do túnel e de eventuais poços de visita deve resistir aos esforços causados pelas cargas do solo acrescidas das causadas pelo trânsito de veículos, e ser impermeável às infiltrações.

Montagem da tubulação dos interceptores

A montagem da tubulação dos interceptores se faz de maneira análoga à descrita para o túnel ARMCO, com o assentamento dos tubos sobre pequenos berços de concreto, que conferem a declividade e o alinhamento desejado para o interceptor. Alternativamente, e dependendo das

características de resistência do concreto projetado, pode-se substituir a utilização de tubos pela construção de uma canaleta em "meia-cana", conforme descrito na alternativa de túnel bala.

Serviços complementares

Concluída a implantação da tubulação ou conformação da canaleta de fundo, são executados os seguintes serviços complementares principais:

- execução dos poços de visita
- recomposição da pavimentação
- desmobilização do canteiro

As Figuras 3.13 a 3.16, a seguir, ilustram o método construtivo NATM.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI



Fig. 3.13 - Canteiro de serviço



Fig. 3.14 – Túnel em execução



Fig. 3.15 – Frente de escavação do túnel



Fig. 3.16 – Primeira fase do concreto projetado

3.4.6 Alternativa em túnel PHD (Perfuração Horizontal Direcionada)

O processo de instalação de tubulações subterrâneas consiste na execução de um furo piloto através de **perfuração horizontal direcionada**, monitorada eletronicamente por meio de um transmissor de sinais instalado na cabeça da perfuração e de um monitor, receptor destes sinais, que permite ao operador a execução do perfil da rede projetada. O equipamento possibilita o controle sobre a navegação do furo, através de ajustes de inclinação e de deflexões horizontais. A escavação do furo piloto é executada por um equipamento que utiliza uma cabeça de perfuração removível e um conjunto de hastes que fazem girar e avançar a referida cabeça.

Após completar o furo piloto, a cabeça de perfuração é retirada, sendo então instalado um alargador que é puxado em sentido inverso, promovendo, em operações sucessivas, o alargamento do furo, até que seja alcançado o diâmetro de projeto do duto a ser instalado. Na última operação de alargamento, o duto a ser instalado é acoplado ao alargador final e é então puxado para o interior do furo previamente executado.

O duto utilizado nesse processo é usualmente o tubo de polietileno de alta densidade – PEAD, devido a suas características favoráveis de resistência, peso, pequena espessura de parede e ampla diversidade de diâmetro e classes de pressão em que são oferecidos no mercado.

A Figura 3.17, a seguir, ilustra o processo construtivo por Perfuração Horizontal Direcionada – PHD.

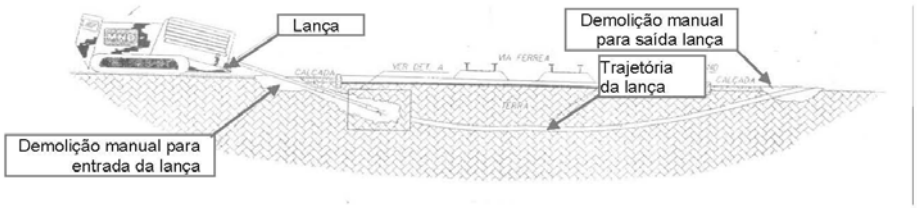


Fig. 3.17 – Ilustração do processo construtivo por Perfuração Horizontal Direcionada – PHD

19

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

3.4.7 Resumo das principais alternativas construtivas estudadas

Apresenta-se, na Tabela 3.1, a identificação e o resumo das alternativas construtivas consideradas mais viáveis para os interceptores de esgotos da sub-bacia do Córrego das Lajes, em Uberaba.

Notar que **não** foram incluídas na referida tabela as alternativas de construção em túnel pelos métodos NATM (New Austrian Tunneling Method) e PHD (Perfuração Horizontal Direcionada), pelos seguintes aspectos principais:

- Método NATM:

  Apesar deste método incorporar uma série de características favoráveis no caso de implantação de interceptores de maiores diâmetros e em maiores profundidades, no presente caso, devido às características de projeto do interceptor e às especificidades locais da obra, estudos preliminares e contatos com especialistas indicaram ser inviável a sua utilização, notadamente em função de:

  - Necessidade de execução do túnel com altura mínima de 1,80 m, aumentando os custos de implantação e a quantidade de remanejamento de interferências, tanto na horizontal quanto na vertical.
  - Pequena espessura da camada de solo acima do túnel, que pode colocar em risco e encarecer sobremaneira a sua execução devido a necessidade de estabilização do maciço de solo.

- Método PHD:

  Este método também incorpora uma série de características favoráveis mas, ao contrário do método NATM, principalmente no caso de implantação de interceptores de menores diâmetros e com declividades mais acentuadas (usualmente acima de 1,5%).

  No presente caso, devido às características de projeto do interceptor, com declividades baixas (usualmente da ordem de 0,5%) e às especificidades locais da obra (com diversas interferências ao longo do perfil do interceptor), estudos preliminares e contatos com especialistas indicaram ser inviável a utilização desse método.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Tabela 3.1 – Caracterização das principais alternativas construtivas estudadas

Alternativa	Método	Sub alternativa	Caracterização	Principais vantagens	Principais desvantagens
1	Vala a céu aberto	1A	Vala a céu aberto, com traçado dos interceptores faceando as paredes externas da galeria de drenagem	▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem ▪ Necessidade de escoramento em apenas um lado da vala	▪ Necessidade de remanejamento de maior número de interferências ▪ Necessidade de implementação de caixas de passagem para possibilitar pequenas mudanças de direção
		1B	Vala a céu aberto, com traçado dos interceptores ora junto ao canal e ora junto ao eixo da via	▪ Menor necessidade de remanejamento de interferências e, conseqüentemente, menores riscos de interrupção dos serviços afetos (água, energia, telefonia etc.)	▪ Possível necessidade de interrupção do tráfego em todas as pistas de rolamento, em cada margem ▪ Necessidade de escoramento em ambos os lados da vala
2	Interior da galeria de drenagem	2A[5]	Instalação dos interceptores afixados nas paredes internas da galeria de drenagem existente	▪ Interrupção do tráfego restrita às obras de implantação dos coletores auxiliares. Estes coletores, por serem de menor porte e com menor profundidade, encontram maior flexibilidade de implantação e apresentam impactos locais bem inferiores aos dos interceptores ▪ Remanejamento de interferências restrito aos dutos de drenagem e às obras dos coletores auxiliares ▪ Eventuais restrições ao escoamento no interior da galeria de drenagem	▪ Maior custo das tubulações do interceptor, uma vez que devem ser em ferro fundido ▪ Riscos se a execução for efetuada no período das chuvas ▪ Impossibilidade de recebimento das ligações de esgotos, no trecho, havendo a necessidade de implantação de coletor auxiliar de esgotos em ambas as margens ▪ Os poços de visita devem ser adaptados para poços de inspeção, o que pode dificultar, de alguma forma, a manutenção das tubulações
	Interior e exterior da galeria de drenagem	2B[6]	Instalação do interceptor da *margem direita* afixado na parede interna da *galeria existente* e o da *margem esquerda* faceando a parede externa da *nova galeria*	▪ Na margem direita, Interrupção do tráfego restrita às obras de implantação dos coletores auxiliares. ▪ Na margem direita, remanejamento de interferências restrito aos dutos de drenagem e às obras dos coletores auxiliares ▪ Eventuais restrições ao escoamento no interior da galeria de drenagem	▪ Interrupção completa do tráfego na margem esquerda, em função da necessidade de duplicação da galeria e de construção do interceptor ME. ▪ Elevado número de remanejamentos na ME ▪ Para o interceptor da margem direita, demais aspectos levantados para a alternativa 2A

[5] A alternativa 2A pressupõe a duplicação da capacidade da galeria de drenagem da Av. Leopoldino de Oliveira pelo método de túnel, o que implica na liberação de seção útil da galeria para implantação dos interceptores em seu interior.
[6] A alternativa 2B pressupões a duplicação da capacidade da galeria de drenagem da Av. Leopoldino de Oliveira pelo método convencional, ou seja, com a construção de outra galeria, contígua à existente.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Tabela 3.1 – Caracterização das principais alternativas construtivas estudadas (continuação)

Alternativa	Método	Sub alternativa	Caracterização	Principais vantagens	Principais desvantagens
3	Túnel	3A	Túnel ARMCO	▪ Menor seção dos poços de emboque e desemboque (Φ = 2,00 m) ▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços emboque e desemboque ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Possibilidade de interceptação e recebimento das tubulações de esgotos, eliminando a necessidade de coletor auxiliar ▪ Possibilidade de montagem dos anéis do túnel com pequenas deflexões	▪ Necessidade de execução do túnel com diâmetro mínimo de 1,20 m, aumentando a necessidade de remanejamento de interferências, tanto na horizontal quanto na vertical ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais
		3B	Túnel BALA	▪ Menor seção dos poços de emboque e desemboque (2,50 m x 2, 50 m) ▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços emboque e desemboque ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Possibilidade de interceptação e recebimento das tubulações de esgotos, eliminando a necessidade de coletor auxiliar ▪ Possibilidade de montagem das "costelas" do túnel com pequenas deflexões	▪ Necessidade de execução do túnel com altura mínima de 1,70 m (altura útil = 1,40 m), aumentando a necessidade de remanejamento de interferências, notadamente na vertical ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais
		3C	Mini Shield	▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços emboque e desemboque ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Escavação mecanizada e cravação dos dutos no mesmo diâmetro do interceptor, diminuindo a necessidade de remanejamento de interferências	▪ Maior seção dos poços de emboque e desemboque (Φ = 4,2 e 3,2 m, respectivamente) ▪ Impossibilidade de execução do túnel com deflexões em planta, havendo a necessidade de poços nas mudanças de direção ▪ Impossibilidade de recebimento das ligações de esgotos, no trecho, havendo a necessidade de implantação de coletor auxiliar de esgotos ao longo do túnel ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

4 PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS CONSTRUTIVAS

4.1 Interceptores secundários e trechos inicial e final do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

Conforme mencionado no item 3.1, a implantação de todos os interceptores secundários deverá apresentar menor grau de dificuldade, em função das características das avenidas sanitárias e dos tipos de infra-estrutura subterrânea existentes ao longo (e também transversalmente) do traçado destes interceptores.

Nesse sentido, propõe-se que estes trechos de interceptores sejam implantados utilizando a metodologia convencional de vala a céu aberto. Dependendo dos novos levantamentos cadastrais que serão elaborados, conforme recomendação constante do Produto 2, poder-se-á optar pelas alternativas 1A ou 1B.

4.2 Trecho intermediário do interceptor da Av. Leopoldino de Oliveira

4.2.1 Preliminares

Conforme mencionado no item 3.1, é neste trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira, compreendido entre as confluências das galerias de drenagem das avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont (ver **Figura 4.1**), que são esperadas as maiores dificuldades construtivas, em função do grande número e porte de alguns serviços de infra-estrutura subterrânea existentes neste trecho, conforme detalhado no item 3 e nos desenhos RE2-2 a RE2-5 do Produto 2.



Figura 4.1 – Vista aérea do trecho crítico da Av. Leopoldino de Oliveira

Acrescente-se, ainda, que eventuais dificuldades construtivas adicionais dependerão substancialmente dos possíveis cenários para a duplicação da galeria de drenagem nesta avenida, que, segundo estudos ora andamento, mostra-se imprescindível a partir da confluência da galeria da Av. Guilherme Ferreira, até o final da avenida, onde se inicia o canal natural do córrego das Lajes.

Nesse sentido, para esse trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira, foram desenvolvidos estudos mais aprofundados para a implantação dos interceptores das margens direita e esquerda, contemplando as seguintes alternativas construtivas, conforme caracterizado na Tabela 3.1:

- Implantação em vala a céu aberto (alternativas 1A e 1B)
- Implantação no interior da galeria de drenagem (alternativas 2A e 2B)
- Implantação em túnel (alternativas 3A, 3B e 3C)

Para cada uma dessas alternativas, foram elaborados desenhos de locação aproximada dos interceptores, tanto em planta quanto em perfil, além de detalhes construtivos e seções tipo, conforme consta dos desenhos RE3-02 a RE3-08. Consta, ainda, destes desenhos, a identificação das principais interferências com a infra-estrutura subterrânea no trecho, notadamente em relação aos dutos de drenagem e de energia.

Para cada alternativa estudada, foi feita a estimativa dos custos de implantação, conforme resumido no capítulo 6 e apresentado na íntegra no Anexo I.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

5 ASPECTOS OPERACIONAIS E DE MANUTENÇÃO DA GALERIA DE DRENAGEM

Para as alternativas 2A e 2B, considerou-se a implantação dos interceptores de esgotos no interior da galeria de drenagem da Av. Leopoldino de Oliveira, no trecho compreendido entre as avenidas Guilherme Ferreira e Santos Dumont. Tais alternativas foram estudadas em função da necessidade já comprovada de ampliação da capacidade de escoamento desta galeria, seja através de construção de nova galeria (contígua à existente) ou de construção de túnel (localizado abaixo da galeria existente).

Com essa ampliação da capacidade de escoamento, existe a possibilidade dos interceptores de esgotos serem instalados no interior da galeria existente, sem comprometimento da seção de escoamento.

Também os aspectos operacionais e de manutenção da galeria de drenagem não deverão ser substancialmente afetados, uma vez que os interceptores seriam afixados nas paredes laterais da galeria, longitudinalmente ao sentido do fluxo. Todas as tubulações de drenagem afluentes à galeria continuariam tendo seção livre de escoamento, sem qualquer interferência com as tubulações dos interceptores.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

6 ESTIMATIVA DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DOS INTERCEPTORES

6.1 Preliminares

Para a estimativa de custos de implantação dos interceptores, foram considerados os seguintes critérios principais:

- percentual que incide sobre os itens de serviço: BDI de 35%
- percentual que incide sobre os itens de materiais: administração de 18%
- fonte dos preços de serviços e de materiais: planilha da COPASA
- data base dos preços: outubro de 2004
- Percentuais de escavação:
  - manual em solo seco: 15%
  - manual em solo com água: 3%
  - mecânica em solo seco: 67%
  - mecânica em solo com água: 10%
  - em rocha, a frio: 5%
- Profundidades de escavação em valas:
  - ate 1,50 m
  - de 1,50 m a 3,00 m
  - de 3,00 m a 4,50 m
- Escoramento de valas
  - profundidade ate 2,50 m: descontinuo (pranchões madeira + longarinas) -
  - profundidade de 2,50 a 3,00 m: continuo (pranchões madeira + longarinas) -
  - profundidade acima de 3,00 m: continuo, metálico (estacas-prancha)

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

6.2 Custos de implantação dos interceptores secundários

A Tabela 6.1 apresenta o resumo dos custos de implantação dos interceptores secundários da sub-bacia do Córrego das Lajes. Na Figura 6.1, os custos foram agrupados segundo os interceptores que chegam à Av. Leopoldino de Oliveira, a saber:

- Interceptores da Av. Guilherme Ferreira e da Av. Odilon Fernandes
- Interceptores da Av. Fidélis Reis e da Av. Pedro Salomão
- Interceptores da Av. Santos Dumont, da Av. Nelson Freire e da Av. Santa Beatriz

Tabela 6.1 – Resumo dos custos de implantação dos interceptores secundários

Interceptor	Ident.	Diâmetros	Extensão (m)	Custo (R$)	Custo unitário (R$/m)
Av. Guilherme Ferreira	MD	200 e 300	2.004	803.040,33	400,72
	ME	150 a 350	2.082	1.071.906,15	514,84
	Total	-	4.086	1.874.946,48	458,87
Av. Odilon Fernandes	MD	150 e 200	768	137.549,78	179,10
	ME	150 e 200	750	264.749,41	353,00
	Total	-	1.518	402.299,19	265.02
Av. Fidélis Reis	MD	-	-	-	-
	ME	300	750	156.245,22	208,33
	Total	-	750	156.245,22	208,33
Pedro Salomão	MD	200	972	198.547,55	204,27
	ME	200 e 350	1.098	236.719,56	215,59
	Total	-	2.070	435.267,11	210,27
Av. Santos Dumont	MD	300 a 400	1.287	563.413,63	437,77
	ME	350 e 400	1.272	695.092,13	546,46
	Total	-	2.559	1.258.505,76	491,80
Av. Nelson Freire	MD	150 a 300	780	126.924,21	162,72
	ME	150 e 200	738	100.807,32	136,60
	Total	-	1.518	227.731,53	150,02
Av. Santa Beatriz	MD	300	1.332	643.451,47	483,07
	ME	150 e 200	1.272	486.928,02	382,81
	Total	-	2.604	1.130.379,49	434,09
Global	-	-	**15.105**	**5.485.374,78**	**363,15**

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

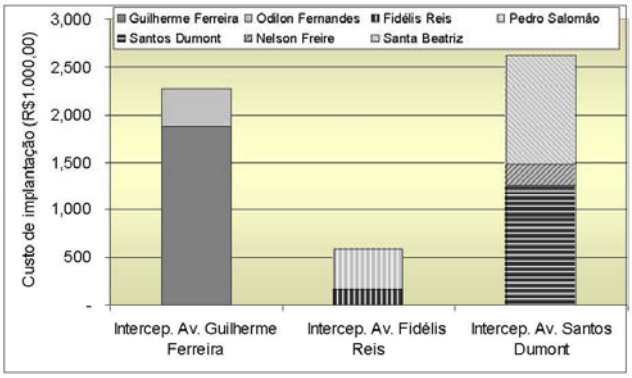


Figura 6.1 – Resumo dos custos de implantação dos interceptores secundários

28

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

6.3 Custos de implantação dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira

A Tabela 6.2 e a Figura 6.2 apresentam o resumo dos custos de implantação dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira, incluindo os trechos inicial e final, e também o trecho intermediário. Para este trecho, foram estudadas diversas alternativas construtivas, conforme mostrado na Tabela e na Figura.

Tabela 6.2 – Resumo dos custos de implantação dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira

Interceptor	Ident.	Diâmetros	Extensão (m)	Custo (R$)	Custo unitário (R$/m)
Av. Leopoldino de Oliveira (trechos inicial e final)	MD	300 a 500	2.862	2.263.548,45	790,90
	ME	200 a 800	2.646	2.127.292,22	803,97
	Total	-	5.508	4.390.840,67	797,18
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 1A)	MD	350 e 500	666	330.882,72	496.82
	ME	500	684	365.792,70	534.78
	Total	-	1.350	696,675.42	516.06
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 1B)	MD	350 e 500	666	278,714.28	418.49
	ME	500	684	365,792.70	534.78
	Total	-	1.350	644,506.98	477.41
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 2A)	MD	350 e 500	666	334,757.79	502.64
	ME	500	684	430,892.24	629.96
	Total	-	1.350	765,650.03	567.15
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 2B)	MD	350 e 500	666	334,757.79	502.64
	ME	500	684	355,626.30	519.92
	Total	-	1.350	690,384.09	511.40
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 3A)	MD	600	666	1,074,647.63	1,613.59
	ME	600	684	1,088,721.43	1,591.70
	Total	-	1.350	2,163,369.06	1,602.50
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 3B)	MD	350 e 500	666	1,361,964.85	2,044.99
	ME	500	684	1,396,261.61	2,041.32
	Total	-	1.350	2,758,226.46	2,043.13
Av. Leopoldino de Oliveira (trecho intermediário - Alt. 3C)	MD	350 e 500	666	2,173,518.60	3,263.54
	ME	500	684	2,184,371.47	3,193.53
	Total	-	1.350	4,357,890.07	3,228.07

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

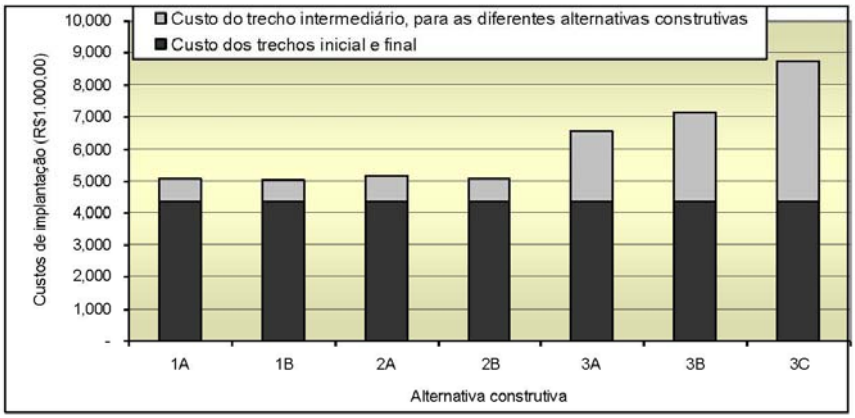


Figura 6.2 – Resumo dos custos de implantação dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira, para as diferentes alternativas construtivas estudadas

30

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

6.4 *Impacto dos custos de cada alternativa construtiva sobre os custos globais de todo o sistema de interceptação*

Apresenta-se, na **Figura 6.3**, o resumo dos custos globais de implantação de todo o sistema de interceptação de esgotos da sub-bacia do Córrego das Lajes, considerando as diferentes alternativas construtivas estudadas para o trecho intermediário da Av. Leopoldino de Oliveira.

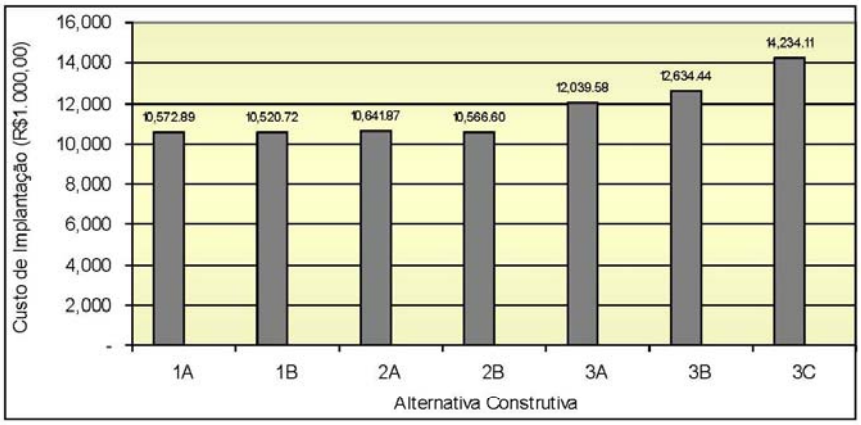


Figura 6.3 – Resumo dos custos globais de implantação de todo o sistema de interceptação de esgotos da sub-bacia do Córrego das Lajes, para as diferentes alternativas construtivas estudadas

Conforme pode-se observar a partir da **Figura 6.3**, o menor custo global de implantação recai sobre a Alternativa 1B, que totaliza cerca de 10,52 milhões de reais, todavia os custos de implantação das alternativas 1A, 2A e 2B são da mesma ordem de magnitude, todos inferiores a 10,7 milhões de reais. Considerando-se as incertezas inerentes ao levantamento de custos a partir de um ante projeto, pode-se afirmar que os custos de implantação destas quatro alternativas são equivalentes.

A partir da análise da **Figura 6.4**, pode-se observar com maior clareza as diferenças de custos entre as diferentes alternativas construtivas estudadas. O gráfico desta figura mostra, claramente, que existe um patamar de equivalência de custos para as alternativas 1A, 1B, 2A e 2B, cujos percentuais de diferença são inferiores a 1,2%. Todavia, as diferenças de custos de implantação tornam-se substancialmente mais elevadas para as alternativas 3A, 3B e 3C, cujas diferenças percentuais variam de 14 a 35%. Notar que estas diferenças percentuais, para mais, foram calculadas considerando-se os custos de todo o sistema de interceptação.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

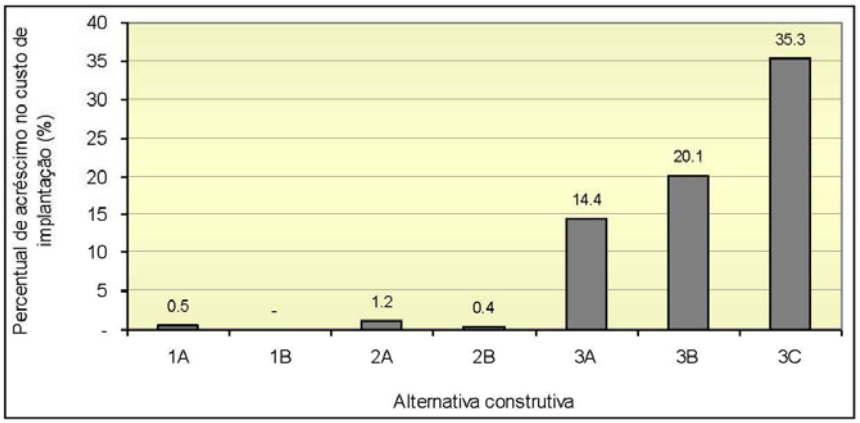


Figura 6.4 – Comparação das diferenças percentuais dos custos de implantação de cada alternativa, considerando-se **todo o sistema de interceptação** da sub-bacia do Córrego das Lajes e tomando por base os custos da alternativa 1B

Se considerados apenas os custos dos interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira (ver **Figura 6.5**), o impacto de acréscimo de custos é substancialmente mais elevado para as alternativas 3A, 3B e 3C. Nessa situação comparativa, as diferenças percentuais variam de 23 a 42%.

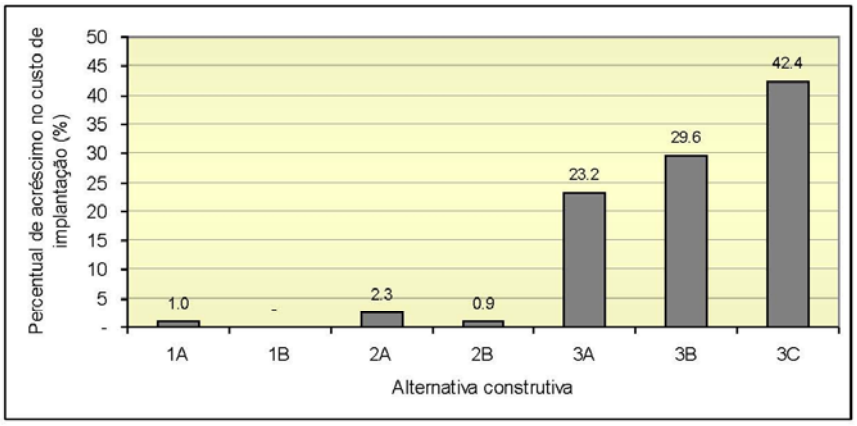


Figura 6.5 – Comparação das diferenças percentuais dos custos de implantação de cada alternativa, considerando-se **apenas os interceptores da Av. Leopoldino de Oliveira** e tomando por base os custos da alternativa 1B

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

7 COMPLEXIDADE CONSTRUTIVA DE CADA ALTERNATIVA

A complexidade construtiva de cada alternativa está mais relacionada aos imprevistos que podem ocorrer durante a obra do que em relação à alternativa propriamente dita. Isso porque, para todas as alternativas estudadas, existem empresas construtoras com larga experiência e com competência técnica para a execução das obras.

Obviamente que, além dos imprevistos de obra, deverão ocorrer dificuldades construtivas diferenciadas para os três grandes grupos de alternativas, em função dos impactos locais na Área Diretamente Afetada - ADA, conforme detalhado no capítulo 9 deste relatório. Dessa forma, são esperados maiores impactos e, portanto, maiores dificuldades, para a alternativa que contempla a abertura de valas (alternativa 1). Também para a alternativa 3, que depende da abertura dos poços de emboque e desemboque, e do transporte do material de bota-fora, são esperados impactos e dificuldades construtivas, porém em menor monta. Apenas para a alternativa 2, especificamente para a sub-alternativa 2A, é que são esperados impactos mínimos.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

8 IMPACTOS AMBIENTAIS, SOCIAIS E ECONÔMICOS DE CADA ALTERNATIVA

8.1 Preliminares

O presente item refere-se à implantação dos Interceptores da região central da cidade de Uberaba em Minas Gerais. Foi elaborado dentro de uma visão global que envolve o conhecimento integrado das questões ambientais, ainda com o objetivo de atender às disposições legais da legislação ambiental vigente. Destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- a identificação e avaliação dos impactos ambientais advindos do planejamento, implantação e operação do empreendimento;
- possibilitar o desenvolvimento futuro de estudos que permitam o entendimento das interações entre os compartimentos ambientais nos quais a área está inserida;
- a avaliação da viabilidade ambiental do empreendimento;
- o estabelecimento "preliminar" de medidas preventivas e corretivas dos impactos negativos decorrentes das obras de implantação e operação do sistema proposto;
- a proposição de medidas potencializadoras dos impactos positivos, tendo em vista a natureza das obras e seu objetivo final.

8.2 Concepção do projeto

8.2.1 Interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira

Os interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira foram planejados nas pistas laterais ao canal existente – margem direita e margem esquerda, atendendo às sub-bacias sanitárias contribuintes a este trecho.

O primeiro poço de visita planejado (LO/D-01), foi localizado no cruzamento da Avenida Claricinda com a Leopoldino de Oliveira, recebendo uma provável interligação de coletor-tronco existente que desce pela primeira avenida. A profundidade é desconhecida e deverá ser levantada em futuro cadastro topográfico, atividade de fundamental importância nas próximas fases dos trabalhos.

Esta Avenida Claricinda foi conformada sobre uma canalização que está interligada ao canal da Avenida Leopoldino de Oliveira. O segundo poço de visita (LO/D-02) foi localizado logo após a travessia deste canal e, para vencer esta interferência, foi planejado um sifão sob a galeria.

Ressalta-se que, para todas as demais travessias planejadas, foram projetados sifões.

Os demais poços de visita foram localizados em todos os cruzamentos existentes, onde, provavelmente, existirão as interligações de redes coletoras que atualmente estão interligadas ao canal de drenagem.

O trecho final do interceptor da Avenida Leopoldino de Oliveira compreende a interligação do poço de visita LO/D-34 ao LO/E-30 que atravessam a galeria existente neste trecho, com cota e espaço suficiente para a execução desta travessia em seu interior. O lançamento de toda a contribuição desta área ao emissário existente que conduzirá os esgotos sanitários a ETE do rio Uberaba será através da interligação do poço de visita LO/E-30 ao PV 01 (existente) do emissário do rio Uberaba.

Aos interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira estão interligados os interceptores das Avenidas:

- Guilherme Ferreira
- Fidélis Reis
- Santos Dumont

8.2.2 Interceptores da Avenida Guilherme Ferreira

Localizados a esquerda da Avenida Leopoldino de Oliveira, este interceptor começa na Avenida Nelson Freire (PV NF/D-01 e PV NF/E-01, margens direita e esquerda).

No trecho montante da Avenida Guilherme Ferreira, entre a Avenida Orlando Rodrigues da Cunha e Rua Osório Joaquim Guimarães, optou-se por lançar os interceptores ao longo do talvegue. Porém, conforme os levantamentos topográficos e cadastrais a serem efetuados para o desenvolvimento dos projetos básicos e executivos, poder-se-á optar por projetar os interceptores dentro dos arruamentos.

8.2.3 Interceptores da Avenida Fidélis Reis

Este trecho de interceptor tem seu trecho inicial planejado na Avenida Odilon Fernandes – margem esquerda e margem direita (PV OF/E-01 e PV OF/D-01, respectivamente), localizada a montante da Avenida Fidélis Reis. A partir do encontro destas duas avenidas, o interceptor foi projetado apenas para a margem esquerda da Fidélis Reis, pois em sua margem direita, já existe um interceptor que vem dos dois lados da Avenida Henrique Castelo e é interligado a um poço

de visita da Avenida Leopoldino de Oliveira (PV - LO/D-27), localizado logo após uma travessia em sifão.

Não existe um cadastro deste trecho de interceptor existente a montante da Avenida Fidélis Reis. Pode ser necessário projetar uma travessia sob a galeria existente desta avenida sanitária, de forma que toda a contribuição destas sub-bacias passe a escoar, apenas, pelo interceptor existente na margem direita da Avenida Fidélis Reis. Estas contribuições não foram consideradas, portanto, no cálculo do novo interceptor projetado para a margem esquerda da Avenida Fidélis Reis.

8.2.4 Interceptores da Avenida Santos Dumont

A montante da Avenida Santos Dumont estão as Avenidas Santa Beatriz e Pedro Salomão. A Montante da Avenida Pedro Salomão, logo após a Avenida Maranhão, existe uma área que foi parcelada junto ao talvegue, ainda em seu curso natural e desocupada. Este trecho de interceptor foi projetado para receber futuras contribuições de uma provável avenida sanitária, conforme orientação do CODAU. Desta forma, os interceptores foram planejados com PV inicial (PV – PS/D-01 e PV – PS/E-01) localizado a uma quadra acima da Avenida Maranhão.

8.3 Estudo de alternativas construtivas

A interceptação dos esgotos sanitários gerados em todas as sub-bacias sanitárias da bacia do córrego das Lajes será feita pelos interceptores planejados, que receberão as contribuições ao longo de todas as avenidas sanitárias existentes.

Porém, ao atingir a Avenida Leopoldino de Oliveira, devido às interferências existentes, representadas pelos diversos serviços de infra-estrutura que atendem ao município e, devido, ainda, à complexidade registrada pela insuficiência na sua capacidade de escoamento do sistema de drenagem das águas pluviais, foram desenvolvidos estudos técnicos e econômicos de alternativas construtivas para os interceptores a serem implantados nesta avenida, objetivando a seleção de alternativa que atenda o município, apresentando as melhores soluções técnicas, econômicas e ambientais.

Portanto, para os interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira foram estudadas as alternativas construtivas mostradas na Tabela 3.1 (capítulo 3 deste relatório).

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

8.4 Identificação e avaliação dos impactos ambientais

Neste item são identificados, valorados e interpretados os prováveis impactos ambientais que podem ser causados com a implantação dos interceptores centrais da cidade de Uberaba/MG, sendo aqui considerados todos os interceptores planejados para todas as avenidas sanitárias da bacia do córrego das Lajes.

A identificação e avaliação dos impactos deverá contemplar todas as alternativas construtivas apresentadas na Tabela 3.1.

Ressalta-se que os interceptores de esgotos sanitários são unidades essenciais ao Sistema de Esgotamento Sanitário de Uberaba e deverão ser executados em área completamente urbanizada, ao longo de cursos d´água que já foram envelopados em canais fechados, apresentando, no momento, sérios problemas de capacidade de escoamento. Existem, além dos canais de concreto que correm no meio das vias sanitárias, os demais sistemas públicos de água, energia, telefonia e outros, cuja interferência e soluções de obras, somente serão exatas após a execução de um completo cadastro topográfico, conforme destacado no Produto 2.

Este cenário sobre o saneamento básico de Uberaba levou a Prefeitura a estudar alternativas de adequação do sistema de drenagem e, conseqüentemente, as alternativas construtivas aqui apresentadas levam pressupõem que as obras de adequação do sistema de drenagem existente serão realizadas no mesmo período que as obras dos interceptores de esgotos sanitários.

Os impactos e os benefícios identificados com a implantação dos interceptores de esgotos sanitários são comuns a todas as ***alternativas construtivas*** propostas, podendo, em alguns casos, apenas apresentar ***abrangência espacial, magnitude, periodicidade e tempos de ocorrência*** diferenciadas. Não se considera exceção nem mesmo para a concepção proposta para a alternativa 2A, cuja solução poderá ser a instalação dos interceptores nas paredes internas da galeria existente, pois, mesmo neste caso, além de obras de adequação do sistema de drenagem, deverão ser executadas algumas caixas de passagem e/ou outro dispositivo de manutenção do sistema de esgotamento sanitário.

No caso dos túneis, todos exigirão poços de emboque e desemboque, obras que deverão gerar transtornos a população e modificações no meio físico.

Para cada alternativa construtiva, foram relacionadas as vantagens e desvantagens, conforme já apresentado na Tabela 3.1 (capítulo 3 deste relatório), que no presente capítulo podem ser vistas como impactos de natureza positiva ou negativa, conforme resumido na Tabela 8.1.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Tabela 8.1 - Principais vantagens e desvantagens de cada uma das alternativas construtivas estudadas

Alternativa	Método	Sub alternativa	Principais vantagens	Principais desvantagens
1	Vala a céu aberto	1A	▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem; ▪ Necessidade de escoramento em apenas um lado da vala	▪ Necessidade de remanejamento de maior número de interferências; ▪ Necessidade de implementação de passagem para possibilitar pequenas mudanças de direção
		1B	▪ Menor necessidade de remanejamento de interferências e, conseqüentemente, menores riscos de interrupção dos serviços afetos (água, energia, telefonia, etc.)	▪ Possível necessidade de interrupção do tráfego em todas as pistas de rolamento, em cada margem; ▪ Necessidade de escoramento em ambos os lados da vala
2	Interior da galeria de drenagem	2A	▪ Interrupção do tráfego restrita às obras de implantação dos coletores auxiliares. Estes coletores, por serem de menor porte e com menor profundidade, encontram maior flexibilidade de implantação e apresentam impactos locais bem inferiores aos dos interceptores ▪ Remanejamento de interferências restrito aos dutos de drenagem e às obras dos coletores auxiliares ▪ Eventuais restrições ao escoamento no interior da galeria de drenagem	▪ Maior custo das tubulações do interceptor, uma vez que devem ser em ferro fundido ▪ Riscos se a execução for efetuada no período das chuvas ▪ Impossibilidade de recebimento das ligações de esgotos, no trecho, havendo a necessidade de implantação de coletor auxiliar de esgotos em ambas as margens ▪ Os poços de visita devem ser adaptados para poços de inspeção, o que pode dificultar, de alguma forma, a manutenção das tubulações
	Interior e exterior da galeria de drenagem	2B	▪ Na margem direita, Interrupção do tráfego restrita às obras de implantação dos coletores auxiliares. ▪ Na margem direita, remanejamento de interferências restrito aos dutos de drenagem e às obras dos coletores auxiliares ▪ Eventuais restrições ao escoamento no interior da galeria de drenagem	▪ Interrupção completa do tráfego na margem esquerda, em função da necessidade de duplicação da galeria e de construção do interceptor ME. ▪ Elevado número de remanejamentos na ME ▪ Para o interceptor da margem direita, demais aspectos levantados para a alternativa 2A

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Tabela 8.1 - Principais vantagens e desvantagens de cada uma das alternativas construtivas estudadas (continuação)

3	Túnel	3A	▪ Menor seção dos poços de emboque e desemboque (ϕ = 2,00m) ▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços emboque e desemboque ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Possibilidade de interceptação e recebimento das tubulações de esgotos, eliminando a necessidade de coletor auxiliar ▪ Possibilidade de montagem dos anéis do túnel com pequenas deflexões	▪ Necessidade de execução do túnel com diâmetro mínimo de 1,20m, aumentando a necessidade de remanejamento de interferências, tanto na horizontal quanto na vertical ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais
		3B	▪ Menor seção dos poços de emboque e desemboque (2,50m x 2,50m) ▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Possibilidade de interceptação e recebimento das tubulações de esgotos, eliminando a necessidade de coletor auxiliar ▪ Possibilidade de montagem das "costelas" do túnel com pequenas deflexões	▪ Necessidade de execução do túnel com altura mínima de 1,70m, (altura útil = 1,40m), aumentando a necessidade de remanejamento de interferências, notadamente na vertical ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais
		3C	▪ Escavações e movimentações de obra restritas aos poços emboque e desemboque ▪ Possibilidade de restringir a interrupção do tráfego a apenas uma pista de rolamento, em cada margem da galeria ▪ Escavação mecanizada e cravação dos dutos no mesmo diâmetro do interceptor, diminuindo a necessidade de remanejamento de interferências	▪ Maior seção dos poços de emboque e desemboque (ϕ = 4,20 e 3,00 m, respectivamente) ▪ Impossibilidade de execução do túnel com deflexões em planta, havendo a necessidade de poços nas mudanças de direção ▪ Impossibilidade de recebimento das ligações de esgotos, no trecho, havendo a necessidade de implantação de coletor auxiliar de esgotos ao longo do túnel ▪ Custos de implantação mais elevados que as alternativas convencionais

A identificação e análise dos impactos ambientais parte do conhecimento das diferentes etapas do projeto, planejamento, implantação e operação do empreendimento, bem como das particularidades das características ambientais das áreas de influência.

Apresentam-se também as principais medidas mitigadoras dos impactos negativos e potencializadoras dos impactos positivos.

Verifica-se, entretanto, que o empreendimento, da forma em que foi proposto, contempla ações e serviços em sua própria concepção tecnológica, visando o controle ambiental e reduzindo, portanto, as possibilidades de interferência não só em relação ao meio natural como também em relação à população afetada. Devido aos objetivos do projeto, a inserção do empreendimento pode ser previamente considerada como fator de interferência positiva, devendo, mesmo assim, ser analisada sob diversos prismas, no tocante à diversidade de impactos ambientais que porventura possam ocorrer.

8.4.1 Critérios de Avaliação dos Impactos Ambientais

Áreas de influência

Considera-se que os efeitos mais imediatos desta modalidade de interferência antrópica, representada neste projeto pela implantação dos interceptores de esgotos sanitários sobre um espaço geográfico urbanizado, são notadamente percebidos sobre os compartimentos físico e sócio-econômico, ressaltando neste contexto o recurso hídrico.

Estes efeitos, refletidos de formas distintas, em momentos diferenciados e com intensidades variadas, definem espaços de abrangência, considerados como áreas que estarão direta ou indiretamente submetidas às influências do empreendimento, em suas diversas etapas de execução.

Em relação ao parâmetro físico, para todo o componente "Saneamento Ambiental", pode-se definir como unidade de análise, a BACIA HIDROGRÁFICA, por considerá-la como uma unidade sistêmica aberta, que possui interdependência entre os elementos naturais que a compõem.

Estes elementos serão submetidos a mais um fator externo de interferência, representado pela implantação de todo o componente "Saneamento Ambiental Integrado".

Quanto ao parâmetro sócio-econômico, consideram-se os limites administrativos sujeitos às repercussões sociais e econômicas do referido empreendimento.

A importância de se definir uma bacia hidrográfica como um universo de análise, está em seu aspecto intrínseco, por interligar uma rede de drenagem, cujo curso d'água principal será beneficamente atingido pelo empreendimento e em seu aspecto abrangente, contemplando não só grande parte dos impactos sobre o meio físico, como também parte dos impactos sobre o meio biótico e antrópico. Considera-se que o meio sócio-econômico, circunscrito em uma esfera de maior alcance, seja o único a extrapolar, em sua totalidade, as linhas limítrofes desta unidade de análise.

- Área de Influência DIRETA - AID

Sob ponto de vista físico e sócio-econômico, únicos compartimentos avaliados para as obras dos interceptores de esgotos sanitários da área central, tendo em vista a sua localização em área totalmente urbanizada, a Área de Influência Direta **(AID)** refere-se a bacia do córrego das Lajes, contribuinte aos interceptores projetados, delimitada a partir da interligação do último PV do interceptor da Avenida Leopoldino de Oliveira ao emissário existente do rio Uberaba, por se constituir em um espaço físico, econômico e social beneficiado e impactado de forma Direta pelo empreendimento.

Área Diretamente Afetada - ADA

Em um segundo nível de análise, definiu-se a Área Diretamente Afetada **(ADA)**, considerando a relação imediata do empreendimento com o meio no qual ele será inserido.

Esta área relaciona-se, basicamente, com: o logradouro e o espaço físico destinado à implantação dos interceptores e demais obras e ações relacionados ao empreendimento, que levarão os esgotos até o emissário existente.

Neste sentido, a **ADA** apresentará um limite diferenciado para cada uma das alternativas construtivas estudadas, ou seja, a abertura de valas (alternativa 1 – vala a céu aberto) implica em espaços físicos impactados de maior abrangência e, para as alternativas 2 e 3, interior da galeria e túneis, respectivamente, a **ADA** apresentará um limite de menor abrangência.

Assim, como já foi citado anteriormente, quase todos os impactos e os benefícios identificados com a implantação dos interceptores de esgotos sanitários serão comuns a todas as ***alternativas***

construtivas propostas, apresentando ***abrangência espacial, magnitude, periodicidade e tempos de ocorrência*** diferenciadas para cada uma delas.

A área destinada ao canteiro de obras e onde serão desenvolvidas atividades de administração, depósito de equipamentos, materiais de construção e alojamentos e as áreas destinadas ao empréstimo e bota-fora das obras, normalmente consideradas como diretamente afetadas, não foram contempladas em relação aos impactos ambientais por não estarem definidas.

A seguir serão descritos e detalhados todos os impactos ambientais resultantes da implantação dos interceptores da área central de Uberaba, considerando todas as alternativas construtivas.

Tendo em vista que alguns impactos gerados nas diversas fases do Projeto (planejamento, implantação e operação) se repetem, os mesmos poderão ser descritos, quando observados estes casos, em conjunto.

8.4.2 Identificação e avaliação dos impactos das obras dos interceptores de esgotos

Fase de Planejamento

Na fase de planejamento dos interceptores da área central, as ações desenvolvidas referem-se a elaboração dos estudos e projetos; a geração de expectativas na população residente nas áreas onde serão implantados os interceptores, em especial daquela que ocupa o seu entorno; na mobilização da população do município; na contratação de mão-de-obra, que criará a expectativa de geração de empregos diretos e indiretos, cujas medidas a serem tomadas referem-se à contratação de mão-de-obra local; na seleção de área para instalação de canteiro de obra.

A mobilização de mão-de-obra ou aumento da oferta de emprego, em especial, é um impacto positivo que inicia com a decisão de implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário. Na fase de planejamento predomina a demanda por serviços especializados e na etapa de execução destaca-se a absorção da mão-de-obra pouco qualificada. O número de empregos gerados pelo projeto deverá variar conforme o tempo de duração da obra e de acordo com critérios adotados pela própria empresa encarregada dos trabalhos.

Estes impactos são observados em nível local e tendem a ser reduzidos com o avanço de todo o Programa "Água Viva" e a continuidade dos contatos planejados através dos mecanismos de consulta instituídos.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Medida: Implementação de ações de comunicação social, participação comunitária e educação ambiental

Na fase de planejamento, bem como na fase de implantação das obras, faz-se necessária a implementação das ações de comunicação social sob a forma de um programa bem estruturado, para incorporar ações de divulgação do programa e ações específicas de comunicação dos transtornos e cuidados das obras.

As ações de comunicação irão inspirar confiança e, inclusive, contribuir para evitar o desencadeamento de problemas ou mesmo conflitos não desejáveis, que poderão trazer repercussões negativas para o Projeto dos interceptores e mesmo para todo o Programa.

O objetivo das ações de comunicação é promover a divulgação e mobilização social da população envolvida e de promover a articulação das atividades com as diretrizes de comunicação social da Prefeitura Municipal de Uberaba, tendo como referência as seguintes diretrizes:

- Promover a ampla divulgação das ações do Programa Água Viva, para a população de Uberaba;
- Promover ações de comunicação social junto à população indireta e diretamente afetada e beneficiada pelo empreendimento;
- Apoiar a execução dos projetos e programas ambientais propostos.

Fortalecimento da Mobilização Comunitária

As propostas de intervenção do Projeto poderão resultar no incremento das formas associativas, com os moradores atuando organizadamente em prol da coletividade. Esse impacto é considerado positivo e deverá receber apoio através de programas de comunicação e de educação ambiental.

Medida: Programas de Comunicação e Mobilização Social e Educação Ambiental

Esse é um impacto positivo de caráter moderado que deverá ser potencializado, pelas ações de comunicação social do Projeto conjugadas com as ações de educação ambiental.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Fase de Execução das Obras

Nesta fase, as principais ações são a contratação de mão de obra e a execução das obras propriamente dita. Os impactos indiretos e diretos, decorrentes das principais ações nesta fase de implantação do Projeto, são apresentados a seguir:

- Alteração na qualidade de vida da população residente nas áreas AID e ADA

Durante a implantação das obras dos interceptores da área central, para qualquer uma das alternativas em estudo (valas a céu aberto, interceptores no interior da galeria ou túneis), deverão ocorrer incômodos à população residente nas proximidades das intervenções previstas, em decorrência das atividades necessárias à execução dos vários projetos, tais como: transporte de material, seja de bota-fora ou de insumos da construção civil, escavação, reaterro de valas, demolições, etc. Trata-se de atividades que demandam, em geral, maquinário pesado, tais como retro-escavadeiras, serras-elétricas, tratores, compressores etc.

Ressalta-se que, para cada uma das alternativas construtivas propostas neste projeto, a população residente na AID E ADA serão atingidas pelos incômodos, em menor ou maior proporção.

Podem ser citados os seguintes incômodos que interferem no cotidiano das famílias residentes nas proximidades das obras:

- ***Aumento dos níveis de ruído e poeira e da emissão de gases de motores, trânsito de veículos pesados***, que resultam da abertura de valas, do trânsito de veículos, movimentos de terra, transporte de bota-fora e empréstimos, etc. Estes impactos são passíveis de causar desconforto aos operários e à população local, tanto o ruído quanto a poeira são impactos não mitigáveis no que diz respeito à população local, porém, têm-se como atenuantes o curto espaço de tempo demandado pela maioria das obras no que tange às redes internas áreas mais densamente ocupadas.

  A poeira proveniente de transporte de materiais na região da obra e pelo movimento de terra poderá ser amenizada através da utilização de caminhões pipas com equipamentos de aspersão de água.

  Todo material deverá ser transportado em caçambas cobertas, para evitar ao máximo o espalhamento de partículas ao ambiente. O volume a ser transportado deverá ser compatível com o volume da caçamba.

Quanto ao ruído das máquinas, as mesmas deverão trabalhar em horários compatíveis com a população vizinha, adequando-a o máximo possível ao ambiente local e ao horário, consultando a legislação municipal pertinente.

As detonações de explosivos para desmontes de rocha que liberam partículas/poeira e ruídos, com a agravante das áreas sujeitas a este tipo de oba estarem em área densamente urbanizada, faz-se necessário uma série de procedimentos para o controle ambiental, tais como: avisar a população da região sobre as detonações para desmonte de rocha; isolamento da área para medida de segurança; aviso das detonações, através de sinais sonoros.

Os caminhões pesados deverão trafegar em vias previamente estabelecidas, como também em horários compatíveis às regiões afetadas, evitando-se o transtorno e a liberação de ruídos.

- ***Interdição de vias, de calçadas e acessos a edificações, desvios de tráfego, circulação de pessoas que não mantém relações de vizinhança com o local, danos a equipamentos públicos***. Todas as intervenções procedidas nas áreas de implantação das obras são passíveis de causar interferências diversas, dentre as quais citam-se contatos obrigatórios travados entre população e corpo técnico-operacional, distúrbios no tráfego e trânsito local, aumento da demanda em estabelecimentos comerciais e transporte coletivo, etc.

  Tais interferências em função do tempo e local onde se instalam, atuam como agentes capazes de promover conflitos e tensões nas comunidades. Como atenuantes destes impactos sugere-se a adoção do Programa de Comunicação Social, de modo a estabelecer um canal de interlocução entre população atingida e o empreendedor, favorecendo a solução de problemas e conflitos, além de propiciar o conhecimento do que se pretende implantar, a dinâmica das atividades e os benefícios decorrentes do empreendimento.

  Somado a adoção deste programa, sugere-se a fiscalização eficiente de todo o processo, agindo o fiscalizador, inclusive, como o mediador dos anseios da população.

Estes impactos ambientais temporários gerados durante o período de obras são de caráter reversível e, em geral, aceitos pelos moradores, quando são devidamente informados sobre o empreendimento e os benefícios para a região. A abrangência desse tipo de impacto é local.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Medida: Implantação de métodos e procedimentos construtivos adequados
Recomenda-se a adoção de medidas preventivas no sentido de evitar ou reduzir quaisquer problemas e garantir que os níveis de qualidade de vida sejam próximos do encontrado no local. O Manual Ambiental das Construções descrito no Capítulo X - Programas Ambientais, do PROGRAMA ÁGUA VIVA, contém os métodos e procedimentos construtivos adequados e deverá constar do edital de licitações de obras.

- **Risco de Acidentes**

  Para a fase de implantação, levando-se em conta que a execução das obras nos logradouros públicos, além de estar sujeito a acidentes para o pessoal responsável pela obra, poderá ocasionar também acidentes de trânsito, podendo causar danos materiais e humanos.

  Recomendam-se os seguintes procedimentos, de maneira a diminuir os acidentes:

  - Observância das leis de segurança do trabalho, protegendo principalmente os trabalhadores, conta as imprudências que possam resultar do exercício habitual da profissão;
  - Aos operadores de máquinas diesel, recomenda-se a utilização de um equipamento protetor individual (EPI) adequado, contra ruídos;
  - Controle médico por meio de exame audiométrico pré-admissional e periódico;
  - A utilização de marteletes pneumáticos, lixadeiras, perfuratrizes, moto-serras, etc., causam após algum tempo, lesões nas articulações. Recomenda-se prevenção a nível médico, realizada por exames periódicos dos indivíduos que utilizam equipamentos vibrantes, para um diagnóstico precoce das alterações;
  - Instalações dos canteiros de obras em local apropriado e aprovado pela Fiscalização do empreendedor;
  - Armazenamento adequado do material a ser utilizado na oba;
  - Reservar área suficiente e protegida para os equipamentos utilizados na obra;
  - Informar a população, nas áreas afetadas pelas obras, dos benefícios decorrentes da implantação do empreendimento e as mudanças que deverão ocorrer, utilizando meios de comunicação adequados;
  - Desvio total e parcial do trânsito no local da obra, obedecendo a legislação vigente;
  - Sinalização adequada;

47

- Para a noite sinais luminosos;
- Execução das obas utilizando métodos construtivos adequados;
- Concepção, projeto e execução apoiados em normas e critérios vigentes no País;
- Controle de qualidade dos materiais a serem utilizados nas obras;
- Construção de passadiços de proteção adequados para os pedestres que necessitam cruzar as valas abertas;
- Nos locais onde se julgar necessário, as valas deverão ser cobertas com chapas metálicas adequadas, de maneira a permitir o livre trânsito de veículos;
- Medidas excepcionais de segurança, no caso de ser necessária a utilização de explosivos.

O risco de acidentes é um impacto presente em obras de engenharia, de maneira geral. No caso dos interceptores de esgotos, a multiplicidade e o volume de obras previstos na **ADA**, ressaltam este impacto como merecedor de atenção e de medidas que visem a sua atenuação.

Medida: Planejamento de obras, procedimentos de segurança e seguros de acidentes

O planejamento adequado da obra e a utilização de mão de obra qualificada para as várias tarefas a serem executadas constituem medidas preventivas para a redução do risco. Além disso, é também indicada a adoção de todos os procedimentos definidos pela legislação específica no que diz respeito aos riscos de acidentes em obras civis, que vão desde a obrigatoriedade de utilização de equipamentos de segurança até a constituição da Comissão Interna de Prevenção de Acidentes – CIPA, além da promoção de palestras entre os funcionários das obras alertando para os riscos do trabalho.

Nesse sentido, o planejamento da obra deve obedecer rigidamente a Lei Federal Nº 6.514 de 22 de Dezembro de 1977 e as Normas Regulamentadoras (NR) aprovadas pela Portaria Federal Nº 3214 de 8 de junho de 1978, que se referem à segurança do trabalhador das obras de construção civil.

Além disso, a obra deverá ser orientada, de forma a eliminar os atos inseguros, por meio da instrução do trabalhador, e criar condições para um melhor entendimento entre contratantes e empregados, dando a este condições mais dignas de trabalho e sobretudo de segurança.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

- **Deterioração das condições urbanísticas e paisagísticas**

No momento das obras, poderá ocorrer deterioração das condições urbanísticas e paisagísticas, tendo em vista que várias obras envolvem abertura de valas e formação de pilhas de armazenamento temporário se solos retirados de escavações, transformando toda a área em um canteiro de obras.

No caso de abertura de valas e/ou poços de emboque e desemboque (alternativa túneis), a interferência com as vias secundárias e principais, altera em maior ou menor grau, o tráfego e trânsito de veículos, prestação de serviços, desenvolvimento de atividades produtivas e bem estar da população.

Para atenuar este impacto, sugere-se a brevidade de execução das obras nestes pontos de conflito, bem como a observância às especificações de obras. Quando possível, também poderão ser utilizados desvios, contando-se inclusive com a cooperação da Polícia Militar, ou a alternância de pistas, de modo a não dar impedimento ao fluxo de veículos.

Medida: Planejamento prévio das obras e métodos construtivos adequados

Este impacto é de difícil mitigação, já que a implantação de canteiro e o desenvolvimento das atividades de obras são temporariamente fator de degradação do ambiente. Sugere-se que a obra seja executada rigidamente no prazo previsto e que o cronograma seja divulgado para a população do entorno, de forma a evitar situações em que a comunidade tenha que conviver eternamente com seu entorno deteriorado. Alem disso, recomenda-se que sejam feitas gestões junto às escolas próximas, para que estas promovam a utilização dos tapumes de obra para realização de pinturas e desenhos pelos alunos locais, grupos de grafiteiros ou artistas plásticos, no intuito de amenizar a paisagem edificada. Ainda com relação aos tapumes, deverá ser estudada a implantação de telas metálicas em pontos estratégicos dos mesmos, que possibilitem não só a observação da obra pelos moradores do entorno, mas que dão maior segurança, em comparação com elementos completamente vedados, aos transeuntes da região. O Manual Ambiental das Construções deverá indicar as principais ações visando a minimização dos efeitos durante as obras.

- **Comprometimento da qualidade das águas durante as obras**

A movimentação de terra necessária para a implantação das intervenções tem como conseqüência direta a produção de sedimentos, podendo ocasionar um maior comprometimento dos cursos d'água de Uberaba, o que torna o impacto negativo. Entretanto, sua ocorrência é apenas na implantação das intervenções, sua incidência local, temporário e de baixa magnitude.

Medida: Métodos construtivos adequados e monitoramento

A primeira medida para mitigação deste impacto refere-se ao desenvolvimento de projetos visando uma menor movimentação de solos. A Prefeitura de Uberaba deverá exigir das empresas contratadas a adoção de cuidados específicos durante a realização das obras, entre os quais destacam-se: a definição de cronogramas que evitem trabalhos durante a época das chuvas, a execução de canaletas de proteção aos depósitos temporários de solos removidos, o armazenamento em separado de solo orgânico e previsão de seu retorno mantendo o perfil original do solo e umidificação dos locais das obras e das estradas não pavimentadas para evitar produção de poeiras. As ações detalhadas constam do Manual Ambiental de Construções. O Programa de Monitoramento da Qualidade da Água deverá fornecer informações que permitam indicar problemas na execução das obras.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

- **Geração de bota-fora**

A implantação das obras de saneamento, mesmo em áreas urbanizadas, geram material de bota-fora, o que se traduz em impacto negativo.

A criação de áreas de bota-fora, a princípio, pode se constituir em um impacto negativo, na medida em que pode desestabilizar um sistema anteriormente estável.

Entretanto, se o material de bota-fora for aproveitado para tratamento de algum foco de erosão já instalado, a produção de material torna-se um fator positivo.

Medida: Reconstituição urbano-paisagística das áreas utilizadas. Destino adequado do volume de terra excedente em área adequada, com medida de proteção ambiental.

Uma das medidas indicadas é a possibilidade, já citada acima, de utilização do material para recuperação de focos erosivos das proximidades. Para tanto, deverá ser feita pesquisa específica para definição do local mais adequado ao bota-fora. Caso o bota-fora seja executado em áreas nas proximidades das obras, deverão ser feitos projetos específicos contemplando as medidas clássicas de proteção ambiental, tais como:

- Vegetação de faces de bancos;
- Impermeabilização de bermas com camadas argilosas;
- Drenos internos nas bermas, caimento longitudinal e transversal adequado;
- Drenos superficiais de proteção da pilha

Na opção de translado do bota-fora para outros locais, deve-se respeitar as recomendações apresentadas na medida seguinte. As ações detalhadas constam do Manual Ambiental de Construções.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

- **Incômodos provocados pelo transporte de bota-fora**

O transporte de material de bota-fora apresenta aspectos negativos, devido ao aumento do tráfego de veículos pesados com carga que apresenta riscos de poluição atmosférica e de sujar as vias públicas.

Medida: Projetos com transporte e destino final adequados.

Os materiais imprestáveis para execução de aterros e aqueles que forem escavados em excesso deverão ser transportados, obrigatoriamente, sobre caminhões basculantes, forrados com lona e transportados para bota-foras ou aterros sanitários indicados nos projetos executivos ou pela fiscalização da Prefeitura de Uberaba. Nos locais de bota fora, o material deverá ser espalhado, compactado, drenado e receber cobertura vegetal.

A circulação dos caminhões de transporte, bem como a quantidade de veículos em cada comboio, deverá ser definida previamente de tal forma a reduzir os transtornos de trânsito em áreas de ocupação densa. Além disso, os veículos utilizados deverão estar em bom estado de conservação e manutenção, permitindo assim a diminuição de ruídos e a emissão de poluentes atmosféricos.

As ações são detalhadas no Manual Ambiental das Construções.

- **Geração de empregos**

A implantação do Projeto Água Viva está promovendo, já na fase de estudos, a geração de oportunidades de trabalho, quando estão sendo desenvolvidas ações referentes à análise da viabilidade econômica, social e ambiental do Projeto, bem como com relação aos diversos estudos que estão sendo elaborados (Estudo dos Interceptores da Área central, Estudo de Demanda, Estudo de Macrodrenagem, Estudo de melhoria da ETA, Modelagem QUAL 2E, Painel de Segurança de Barragens, Sistema de Informações Georeferenciadas –GIS de Uberaba, Estudo de Fortalecimento Institucional).

Entretanto, o número mais significativo de empregos que deverá ser gerado refere-se à fase de implantação do Projeto Água Viva com mobilização de mão-de-obra do setor da construção civil, quando será criado um grande número de vagas, certamente maior onde as intervenções são de maior vulto (Implantação das ETEs, Reservatórios de Amortecimento de

Cheias). Sendo assim estima-se a geração de um grande numero de vagas para empregos diretos e indiretos durante as obras do empreendimento, aproximadamente dois mil empregos. Nesse sentido, o impacto de geração de empregos temporários é altamente positivo beneficiando toda a população do Município.

Medida: Priorização de contratação de mão de obra local

A Prefeitura de Uberaba deverá incluir nas cláusulas dos contratos com as empresas vencedoras das licitações para implantação das obras, a priorização de mão-de-obra local, de forma que parcela dos trabalhadores seja originária das áreas de intervenção. Esta cláusula deverá constar como orientação da Prefeitura às empresas, já que a Constituição Federal em seu Capítulo I - da Organização Política e Administrativa - Art. 19, parágrafo III, estabelece ser vedado à União, aos Estados, ao Distrito Federal e Municípios criar distinções entre brasileiros ou preferências entre si. Essa orientação consta do Manual Ambiental das Construções, que deverá ser parte integrante dos editais de licitação de obras.

- **Desmobilização da Mão-de-Obra**

  O término das obras resulta, conseqüentemente na demissão dos operários envolvidos com os trabalhos. Este é um efeito negativo, mas inerente a atividade de construção civil, que convive com momentos de grande demanda e outros em retração.

- **Interferência com áreas passíveis de ocorrência de patrimônio paleontológico**

  Conforme mencionado anteriormente, o município de Uberaba abrange um dos maiores e mais importantes Sítios Paleontológicos do Brasil. Durante a implantação das intervenções a escavação do solo expõe uma grande quantidade de rochas sedimentares do período Cretáceo, as quais podem apresentar fósseis. Em todo o município é comum o relato do achado destes quando da abertura de estradas, construção de imóveis e em pedreiras, os quais são geralmente destruídos antes de qualquer tipo de intervenção para o resgate dos mesmos.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Medida: Implantação do Projeto Fóssil Vivo que prevê estruturar uma equipe de salvamento e resgate paleontológico

Durante as escavações, caso seja encontrado qualquer vestígio de material paleontológico a escavação deverá ser paralisada e a equipe do Projeto Fóssil Vivo deverá ser informada imediatamente, para que a mesma possa tomar as providências cabíveis.

- **Interferência das obras de infra-estrutura e equipamentos urbanos**

Os interceptores serão implantados na área central de Uberaba podendo podem interferir nos sistemas de infra-estrutura existentes, como por exemplo, nas redes de abastecimento de água, nas redes de esgotamento sanitário, telefonia, de eletricidade e outros sistemas a cabo, sejam estes subterrâneos ou aéreos, indicando a necessidade de deslocamento e readequação dos mesmos. Podem igualmente interferir em equipamentos urbanos existentes (cabine telefônica, banca de jornal, etc), exigindo remoções e recomposições, compatibilizadas com as propostas do Projeto. Trata-se de um impacto negativo, direto, temporário, de curto prazo de alta magnitude, tendo em vista que os interceptores estarão sendo implantados em áreas intensamente utilizadas, porém de duração limitada ao prazo de construção.

Medida: Articulação com concessionárias de serviços

A medida mitigadora deste impacto é o planejamento adequado da obra considerando um trabalho articulado com as concessionárias do serviço público procurando definir com antecedência as interferências existentes e promover alguma adequação de traçado que se faça necessária. Além disso, é de extrema importância a divulgação de eventuais cortes de serviço, em função das obras, a toda população usuária da concessionária do serviço em questão, de forma a trazer o menor transtorno ao seu cotidiano.

O Manual Ambiental das Construções detalha os procedimentos que deverão constar dos editais de licitação de obras.

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Fase de Operação do sistema

A fase de operação dos interceptores de esgotos sanitários de Uberaba corresponderá ao período posterior à implantação das obras. Trata-se, principalmente, de um impacto benéfico, dada a melhoria significativa decorrente do desligamento de todas as interligações de redes coletoras e/ou ligações domiciliares diretamente nos canais existentes.

Os impactos negativos decorrentes do funcionamento dos interceptores e emissários resumem-se a eventuais problemas de entupimento e ou ruptura da tubulação, cabendo ao CODAU zelar pela manutenção do sistema.

Os impactos podem ser assim traduzidos:

- **Redução do lançamento de esgotos sanitários na rede pluvial**

  A implantação dos interceptores de esgoto tanto na área central de Uberaba, quanto ao longo do rio Uberaba irá propiciar a redução do lançamento de esgoto na rede pluvial. A forte liberação de odores oriunda das "bocas de lobo" existentes ao longo da Avenida Leopoldino de Oliveira, especialmente nos períodos mais secos do ano, confirma a presença significativa de lançamento de esgoto sanitário "in natura" ao longo de praticamente toda a extensão do canal.

  Medida: Programa de Eliminação de Ligações Cruzadas

  O Programa de Eliminação de Ligações Cruzadas pretende alcançar os seguintes objetivos:

  - evitar que continuem chegando aos cursos d'água esgotos domésticos e industriais após ter sido concluído o sistema de coleta e de transporte de esgotos até as ETEs;
  - evitar que o sistema de esgotamento sanitário (redes, interceptores, emissários e ETEs) tenha seu funcionamento prejudicado pela sobrecarga de águas pluviais nele indevidamente introduzidas.

- **Eventuais problemas de entupimento e/ou ruptura de tubulação**

  A complementação do sistema de esgotamento sanitário, através da implantação de interceptores e emissários, configura-se como uma etapa importante no saneamento do município de Uberaba.

Os impactos negativos decorrentes do funcionamento dos interceptores e emissários resumem-se a eventuais problemas de entupimento e ou ruptura da tubulação, vazamentos, acúmulo de detritos nos poços de visita, obstrução de redes, rompimento, que podem ser solucionados por meio de um adequado plano de operação e manutenção.

Medida: Adequada manutenção do sistema pelo CODAU

9 RISCOS E CUSTOS AMBIENTAIS DE CADA ALTERNATIVA

Considerando os impactos aqui apresentados, pode-se concluir que os únicos itens que devem ser avaliados na fase de execução dos PROJETOS EXECUTIVOS dizem respeito às "Interferências com áreas passíveis de ocorrência de Patrimônio Paleontológico" que exigirá uma equipe de salvamento e resgate paleontológico, caso sejam encontrados vestígios durante as obras e, "Interferências das obras de infra-estrutura e equipamentos urbanos", tendo em vista a complexidade de remanejamento de algumas delas, considerados os compartimentos físicos (remanejamento físico das redes existentes) e compartimento sócio-econômico (corte de fornecimento e atendimento ao público).

Estes podem vir a ser tornar impactos de alta magnitude e abrangência.

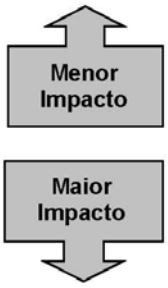
FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

10 Escolha da Melhor Alternativa

Das sete alternativas estudadas, apenas a sub-alternativa 2A apresenta impactos mínimos na Área Diretamente Afetada – ADA, em função da pequena magnitude das obras na via pública. Nessa alternativa, as obras na via pública ficariam restritas à implantação dos coletores auxiliares e dos poços de inspeção. Os impactos decorrentes destas obras podem ser significativamente minimizados a partir do estabelecimento de um correto planejamento das atividades.

Excetuando-se a sub-alternativa 2A, todas as demais apresentam impactos na Área Diretamente Afetada, sendo, obviamente, bem maiores para a alternativa 1, que pressupõe a implantação dos interceptores em vala a céu aberto. Ainda que menores, também a alternativa 3, que contempla a implantação dos interceptores por métodos não destrutivos, apresenta impactos na Área Diretamente Afetada.

De uma maneira geral, pode-se esperar a seguinte ordem decrescente de magnitude dos impactos na Área Diretamente Afetada pelo empreendimento:

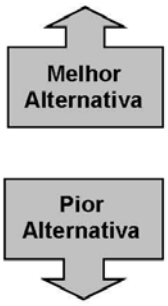


1. Alternativa 2A (impactos restritos à construção de coletores auxiliares e poços de inspeção)
2. Alternativas 3A e 3B (impactos restritos aos poços de emboque e remanejamentos de interferências)
3. Alternativa 3C (impactos restritos aos poços de emboque – maiores nesse caso –, remanejamentos de interferências e construção de coletores auxiliares)
4. Alternativa 1A (impactos em toda a extensão do trecho, devido a abertura de valas e remanejamento de interferências. Prevê-se mais remanejamentos, mas menor obstrução da via pública)
5. Alternativa 1B (impactos em toda a extensão do trecho, devido a abertura de valas e remanejamento de interferências. Prevê-se menos remanejamentos, mas maior obstrução da via pública)
6. Alternativa 2B (impactos em toda a extensão do trecho, devido a necessidade de construção de nova galeria de drenagem)

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

Considerando a escala de impactos e os custos de implantação (ver item 6 – Figuras 6.3 e 6.4), depreende-se que a Alternativa 2A é a que reúne mais vantagens e deve ser priorizada frente às demais. Todavia, ressalta-se que tal escolha se baseou em custos de implantação que certamente apresentam imprecisões e guarda certo grau de subjetividade em relação à magnitude dos impactos atribuídos a esta alternativa. Ademais, a escolha desta alternativa depende da solução de drenagem a ser adotada para a Av. Leopoldino de Oliveira, a partir da Av. Guilherme Ferreira (montante para jusante), uma vez que a Alternativa 2A só se viabilizará em caso de duplicação da galeria de drenagem pela metodologia de túnel.

Certamente, a equivalência dos custos de implantação das alternativas 1 e 2, e a substancial diferença (para menos) em relação aos custos das alternativas 3A, 3B e 3C, indicam serem estas as alternativas preferenciais para a construção dos interceptores no trecho crítico da Av. Leopoldino de Oliveira. Resumindo, pode-se atribuir o seguinte ranqueamento para as alternativas estudadas:



1. Alternativa 2A (menores custos e menores impactos)
2. Alternativa 1A (menores custos e razoável grau de impactos)
3. Alternativa 1B (menores custos e razoável grau de impactos)
4. Alternativa 2B (menores custos e elevado e elevado grau de impactos)
5. Alternativa 3A (elevados custos de implantação e pequena magnitude de impactos)
6. Alternativa 3B (elevados custos de implantação e pequena magnitude de impactos)
7. Alternativa 3C (elevados custos de implantação e alguma magnitude de impactos)

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

11 EQUIPE

- Prof. Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (coordenador)
- Engenheira Ângela Maria Vieira Ladeira
- Graduando Gustavo Machado Duffles Teixeira
- Graduando Moisés Silva Alves

FUNDAÇÃO CHRISTIANO OTTONI

12 DESENHOS DAS ALTERNATIVAS CONSTRUTIVAS ESTUDADAS

Número	Título
RE3-01	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Lay out geral do sistema
RE3-02	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 1A (Vala aberta) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-03	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 1B (vala aberta) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-04	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 2A (interior da galeria) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-05	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 2B (interior da galeria) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-06	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 3A (túnel ARMCO) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-07	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 3B (túnel Bala) - Planta, Perfis e Detalhes
RE3-08	Ante projeto dos interceptores de esgotos sanitários da sub-bacia do córrego Lages Estudo de Alternativas Construtivas Trecho: Av. Leopoldino de Oliveira (estaca 103 a 137) Alternativa Construtiva 3C (Mini-shield) - Planta, Perfis e Detalhes

17 ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES.

17.1 EQUAÇÃO INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA DE CHUVAS INTENSAS PARA A CIDADE DE UBERABA

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO PARCIAL 1/2005

EQUAÇÃO INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA DE CHUVAS INTENSAS PARA A CIDADE DE UBERABA (MG)

Belo Horizonte, Janeiro de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

Relatório técnico elaborado por Prof. Mauro Naghettini

1 – Introdução

A relação entre intensidade-duração-freqüência (IDF) de precipitações tem sido um dos instrumentos de análise mais utilizados por engenheiros e hidrólogos tanto para planejamento e projeto de sistemas de recursos hídricos, como para proteção de núcleos urbanos, rodovias e outras obras de engenharia contra as enchentes. Nesse contexto, a estimativa da equação IDF de precipitações intensas é uma parcela importante e fundamental na busca de soluções para os problemas de drenagem pluvial da cidade de Uberaba, principalmente se considerada a inexistência de estudos anteriores dessa natureza para o núcleo urbano em questão. Os itens que se seguem descrevem e justificam as etapas da estratégia elaborada para a estimativa da equação IDF de chuvas intensas para a cidade de Uberaba.

Os dados disponibilizados para o presente estudo foram as alturas diárias máximas anuais da estação pluviométrica de Uberaba (código 83577), operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). O período de dados disponíveis se estende do ano civil de 1914 ao ano de 1990, com 19 anos com falhas no período chuvoso de Outubro a Março. A Tabela 1 apresenta as alturas diárias máximas anuais, para os períodos sem falhas na estação chuvosa, de acordo com a cronologia de suas ocorrências por ano civil.

Tabela 1 – Alturas Diárias Máximas Anuais – Estação Pluviométrica de Uberaba (INMET 83577)

Ano	Altura Diária Máxima (mm)	Ano	Altura Diária Máxima (mm)	Ano	Altura Diária Máxima (mm)	Ano	Altura Diária Máxima (mm)
1914	90,6	1933	70,0	1950	55,0	1978	106,0
1915	61,4	1934	88,0	1951	90,2	1979	74,4
1916	82,4	1936	63,0	1953	64,4	1980	58,2
1917	66,2	1937	87,0	1957	92,8	1981	83,0
1918	78,2	1938	63,2	1960	86,8	1982	87,6
1919	67,2	1939	56,0	1963	49,4	1983	84,0
1920	62,6	1940	64,5	1966	88,9	1984	98,3
1921	60,6	1941	70,8	1968	46,8	1985	110,0
1922	64,0	1942	69,0	1969	32,2	1986	131,4
1923	71,6	1943	95,6	1971	86,0	1987	75,0
1924	111,0	1944	58,5	1972	126,6	1988	118,0
1925	67,0	1946	50,3	1974	64,8	1989	85,5
1927	65,6	1947	59,2	1975	61,6	1990	56,8
1928	63,0	1948	79,8	1976	69,0	-----	-----
1932	53,0	1949	61,4	1977	59,2	***N=58***	-----

Além dos dados pluviométricos da Tabela 1, foram disponibilizadas, para fim de comparação, as equações IDF das localidades de Barretos (SP) e Catalão (GO), próximas ao Triângulo Mineiro, bem como a equação IDF obtida para a cidade de Uberaba por Freitas et al. (2001), a partir de análise regional de dados pluviográficos do estado de Minas Gerais.

Tendo em conta a ausência de dados pluviográficos locais, a metodologia para se estimar a equação IDF de Uberaba, a partir dos dados disponíveis, haveria de passar, necessariamente, por alguma estratégia de desagregação de dados diários em alturas ou intensidades sub-diárias. Entre tais estratégias, destacam-se (a) o emprego de fatores de desagregação e (b) a utilização de relações de invariância de escala entre as intensidades de precipitação diárias e sub-diárias. No presente estudo, a alternativa (b) foi selecionada pelas seguintes razões:

o estudo das propriedades de invariância de escala em equações IDF foi objeto de algumas investigações relativamente recentes, particularmente as apresentadas por Burlando e Rosso (1996) e Menabde et al. (1999), as quais proporcionaram ao meio técnico um arcabouço teórico sólido e consistente;

a aplicação das propriedades de invariância de escala em equações IDF já foi efetuada com sucesso em localidades do estado de Minas Gerais, tendo sido demonstrada sua correção e simplicidade de execução; e

os chamados fatores de desagregação, compilados por DAEE/CETESB (1980), além de genéricos e preliminares, independem do período de retorno.

O presente relatório apresenta nos itens seguintes os fundamentos teóricos das propriedades de invariância de escala e sua aplicação para algumas estações pluviográficas do estado de Minas Gerais. Em seguida, apresenta-se a transferência da informação, tal como obtida para localidades com disponibilidade de dados pluviográficos, para a localidade de Uberaba. Finalmente, a equação IDF de Uberaba, tal como estimada pela metodologia proposta, é comparada com outros resultados já existentes, sendo apresentadas, na seqüência, as principais conclusões do presente estudo.

2 – Fundamentos Teóricos

Para um dado tempo de retorno, as relações IDF são casos particulares da fórmula empírica geral

$$i = \frac{w}{\left(d^{\nu} + \theta\right)^{\eta}} \qquad (1)$$

onde i representa a intensidade de uma precipitação de duração d, e w, ν, θ e η são coeficientes não negativos. Um exercício numérico, proposto por Koutsoyannis et al. (1998), mostra que os erros resultantes da imposição de ν=1 na equação (1) são muito menores do que os erros típicos presentes nas estimativas de parâmetros e quantis, obtidas a partir das amostras de tamanho limitado, geralmente disponíveis. Considerando que a especificação de $\nu \neq 1$ resulta em parametrizacão excessiva da equação (1), Koutsoyannis et al. (1998) sugerem a seguinte expressão geral para as relações IDF para um dado tempo de retorno:

$$i = \frac{w}{\left(d + \theta\right)^{\eta}} \qquad (2)$$

Rigorosamente, os coeficientes w, θ e η são dependentes do tempo de retorno. Entretanto, essa dependência não pode ser arbitrária, pois as curvas para diferentes tempos de retorno não devem se interceptar; essa restrição impõe alguns limites para a variação dos parâmetros

w, θ e η. Se { w_1, θ_1 e η_1} e { w_2, θ_2 e η_2} denotam os conjuntos paramétricos para os tempos de retorno T_1 e $T_2<T_1$, respectivamente, Koutsoyannis et al. (1998) sugerem as seguintes restrições possíveis ao espaço de variação dos parâmetros :

$$\begin{aligned} &\theta_1 = \theta_2 = \theta \geq 0 \\ &0 < \eta_1 = \eta_2 = \eta < 1 \\ &w_1 > w_2 > 0 \end{aligned} \qquad (3)$$

Observe que nesse conjunto de restrições, o único parâmetro que pode variar coerentemente com tempos de retorno crescentes é w, o que vem simplificar substancialmente a formulação de um modelo geral para relações IDF. De fato, essas considerações permitem a proposição de equações IDF generalizadas da forma

$$i_{d,T} = \frac{a(T)}{b(d)} \qquad (4)$$

a qual possui a vantagem de apresentar relações separáveis de dependência entre i e T e entre i e d. Na equação (4), $b(d) = (d+\theta)^{\eta}$ com $\theta>0$ e $0<\eta<1$, enquanto $a(T)$ é completamente determinada pela função de distribuição de probabilidades das intensidades. A forma da equação (4) é compatível com as equações IDF empíricas obtidas para diversas localidades brasileiras [ver, por exemplo, Wilken (1978) e Pinheiro e Naghettini (1998)].

Suponha que I_d represente a intensidade de precipitação máxima anual de duração d, definida como o valor máximo anual da média móvel de largura d de um processo contínuo de precipitação. A variável aleatória I_d possui uma distribuição acumulada de probabilidades $F_d(i)$, ou seja

$$\Pr(I_d \leq i) = F_d(i) = 1 - \frac{1}{T_{(i)}} \qquad (5)$$

Os campos de precipitação podem apresentar a propriedade de invariância simples de escala no sentido estrito, a qual é definida por Menabde et al. (1999) através da expressão

$$I_d \overset{dist}{=} \left(\frac{d}{D}\right)^{-\gamma} I_D \qquad (6)$$

onde o sinal de igualdade refere-se à coincidência das distribuições de probabilidades dos dois membros da equação, D denota uma duração $D>d$, geralmente tomada como 24 h, e γ é o fator de escala, suposto constante. Em contraposição a essa hipótese, no caso geral de "multi-escala", o fator $(d/D)^{-\gamma}$ é substituído por uma variável aleatória dependente do quociente (d/D). A hipótese de invariância simples de escala, definida pela equação (6), pode ser verificada empiricamente e, se aceita, produzir modelos de desagregação bastante simples e de utilidade prática.

A equação (6) pode ser reescrita em termos dos momentos $\langle I_d^q \rangle$ em relação à origem, de ordem q, ou seja

$$\left\langle I_d^q \right\rangle = \left(\frac{d}{D}\right)^{-\gamma q} \left\langle I_D^q \right\rangle \quad (7)$$

ou

$$d^{\gamma q}\left\langle I_d^q \right\rangle = D^{\gamma q}\left\langle I_D^q \right\rangle \quad (8)$$

Menabde et al. (1999) concluem que a única forma funcional de $\left\langle I_d^q \right\rangle$ capaz de satisfazer a equação (8) é

$$\left\langle I_d^q \right\rangle = G(q)\, d^{-\gamma q} \quad (9)$$

onde *G*(*q*) é uma função de *q*. A equação (9) reflete a propriedade de invariância simples de escala em sentido amplo, implicando que a expressão (9) decorre da (6), mas não vice-versa. No caso de "multi-escala", o expoente de *d* na equação (9) seria substituído por uma função não linear *K*(*q*).

Como decorrência da equação (6), pode-se escrever

$$F_d(i) = F_D\left[\left(\frac{d}{D}\right)^{\gamma} i\right] \quad (10)$$

Para muitas formas paramétricas, a equação (10) pode ser expressa em termos de uma variável central reduzida, ou seja

$$F_d(i) = F\left(\frac{i-\mu_d}{\sigma_d}\right) \quad (11)$$

onde *F*(.) é uma função independente de *d*. Desse modo, depreende-se da equação (10) que

$$\mu_d = \left(\frac{d}{D}\right)^{-\gamma} \mu_D \quad (12)$$

$$\sigma_d = \left(\frac{d}{D}\right)^{-\gamma} \sigma_D \quad (13)$$

Substituindo as expressões (11), (12) e (13) na equação (5) e invertendo o resultado com relação a *i*, obtem-se

$$i_{d,T} = \frac{\mu_D D^{\gamma} - \sigma_D D^{\gamma} F^{-1}\left(1-1/T\right)}{d^{\gamma}} \quad (14)$$

Igualando a equação (14) com a relação IDF generalizada (4), verifica-se que

$$\gamma = \eta \quad (15)$$

$$\theta = 0 \quad (16)$$

$$b(d) = d^{\eta} \quad (17)$$

$$a(T) = \mu + \sigma F^{-1}(1 - 1/T) \quad (18)$$

onde $\mu = \mu_D D^{\eta}$ e $\sigma = \sigma_D D^{\eta}$ são constantes. Vale ressaltar que a hipótese de invariância simples de escala conduz à igualdade entre o fator de escala e o expoente da relação de dependência entre a intensidade e a duração.

A propriedade de invariância simples de escala, formalizada pela expressão (9), pode ser verificada experimentalmente substituindo-se, na referida equação, os momentos populacionais pelos amostrais. Por outro lado, a verificação da equação (10) pressupõe a especificação de uma distribuição de probabilidades para as intensidades máximas anuais de precipitação. Nesse contexto, as distribuições mais usuais, a saber, a Generalizada de Valores Extremos (GEV) e a de Gumbel, possuem formas funcionais compatíveis com a expressão (11) e permitem a verificação empírica da equação (10).

3 – Aplicações das Propriedades de Invariância de Escala

A adequação do modelo de invariância simples de escala temporal de intensidades de chuva, prescrito pela equação (14), pode ser verificada a partir de dados pluviográficos. Dada a indisponibilidade desses dados para a localidade de Uberaba, foram efetuados os estudos de invariância de escala para 4 estações pluviográficas, localizadas em diferentes regiões do estado de Minas Gerais, com o fim de transferir tal informação para Uberaba. Essas estações são: Vespasiano (código 01943009), localizada na Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), Papagaios (01944049), Lagoa do Gouvea (01845004) e Entre Rios de Minas (02044007), essas 3 localizadas na bacia do alto Rio São Francisco. Tendo em vista (i) que as principais propriedades de invariância de escala, a saber o expoente η, da equação (15) e as durações para as quais prevalecem tais propriedades, não apresentaram grande variação entre as estações; (ii) que a estação de Vespasiano localiza-se em uma sub-região com variações de relevo menos dramáticas que no centro-sul da RMBH e, portanto, que não levaria as particularidades orográficas mais críticas da RMBH para o sudeste do Triângulo Mineiro e (iii) que existem 18 anos de dados pluviográficos consistidos para as durações 10 min, 15 min, 30 min, 45 min, 1, 2, 3, 4, 8, 14 e 24 horas para a estação de Vespasiano, optou-se por aplicar de modo detalhado o modelo de invariância de escala para tal estação, tendo em vista o objetivo do presente estudo de usar tal informação para desagregar as alturas diárias de precipitação disponíveis para Uberaba. A aplicação do modelo de invariância de escala para a estação pluviográfica de Vespasiano é o objeto principal dos parágrafos que se seguem.

A verificação da propriedade de invariância de escala pode ser efetuada pela equação (9), com $\gamma = \eta$, a partir dos momentos amostrais. A Figura 1 apresenta a relação entre $\langle I_d^q \rangle$ com *d*, ambos em coordenadas logarítmicas, para *q*=1, 2 e 3. Observe que para todas as ordens *q*, existem relações de escala bem definidas para as durações entre 1 hora e 24 horas; as durações inferiores a 1 hora apresentam a mesma propriedade, porém com inclinação linear diversa da existente para as outras durações. De fato, as regressões entre os momentos e as durações, em coordenadas logarítmicas, apresentam maior linearidade quando são efetuadas separadamente para um primeiro sub-conjunto de durações, entre 24 horas e 1 hora, e para um segundo com durações sub-horárias. As Figuras 2 e 3 apresentam os diagramas de dispersão e os resultados das regressões efetuadas para os sub-conjuntos de durações de 1 a 24 h e de 10 min a 1 h, respectivamente. Em ambos casos, é visível que o ajuste linear tem

mais plausibilidade para trechos de durações do que para o conjunto completo de todas as durações.

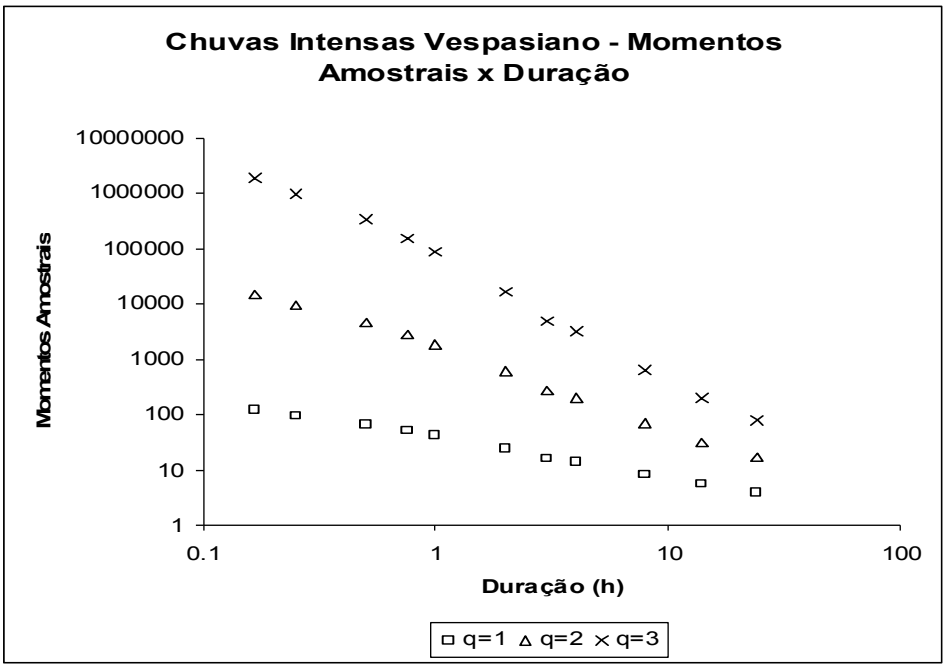


Figura 1 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano.

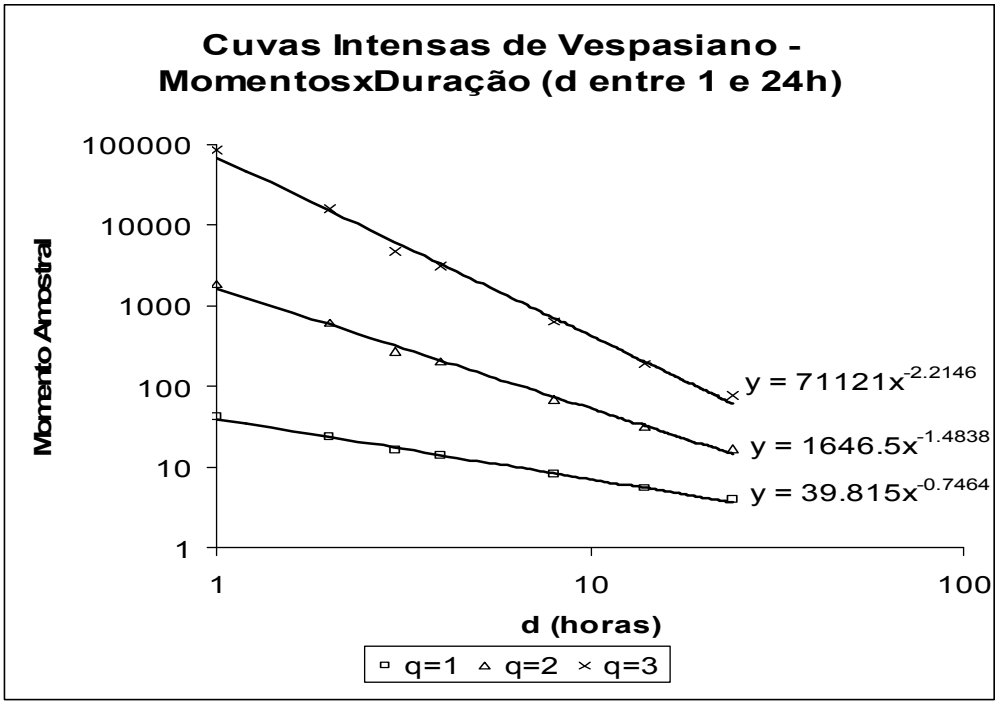


Figura 2 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano entre 1 e 24 horas.

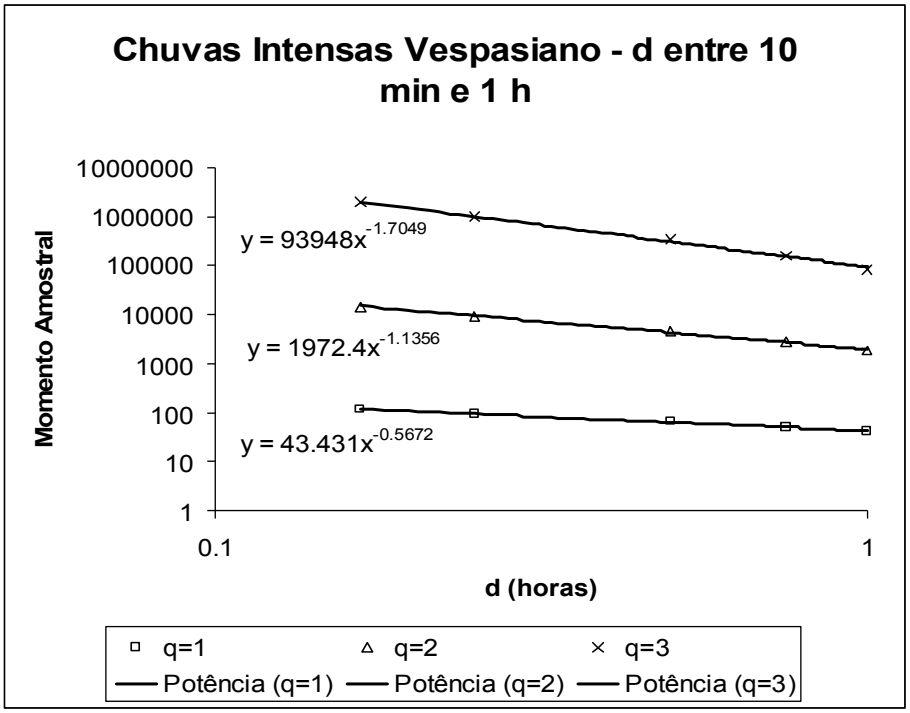


Figura 3 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano entre 10 min e 1 hora.

Representando o expoente de *d* na equação (9) por $K(q) = -\eta q$ e de posse dos resultados das regressões entre log [$\langle I_d^q \rangle$] e log (*d*), válidos para os dois sub-conjuntos de durações, verifica-se, pelas Figuras 4 e 5, uma linearidade quase perfeita entre *K* (*q*) e *q*. A linearidade dessa relação vem confirmar a hipótese de invariância simples de escala, em sentido amplo, definida pela equação (9), para os dois sub-conjuntos de durações considerados. O coeficiente angular da regressão entre *K* (*q*) e *q* fornece as seguintes estimativas do fator de escala $\hat{\eta} = 0{,}7398$, para as durações entre 1 hora e 24 horas, e $\hat{\eta} = 0{,}5681$ para as durações entre 10 minutos e 1 hora, com um ponto de interseção exatamente em 1 hora. A dedução das curvas IDF para as chuvas de curta duração, a partir das precipitações de 24 horas, pode ser realizada pela equação (14) com $\gamma = \hat{\eta} = 0{,}7398$ e as estimativas de μ_D e σ_D, para *D*=24 horas. Para as durações inferiores a 1 hora, o procedimento é idêntico, desta feita com $\gamma = \hat{\eta} = 0{,}5681$ e as estimativas de μ_D e σ_D, para *D*=1 hora. Convém ressaltar que μ_D e σ_D representam respectivamente os parâmetros de posição e escala da distribuição de probabilidades ajustada para as intensidades de duração *D*. No caso da estação de Vespasiano, por exemplo, onde a distribuição de Gumbel se ajusta às intensidades de precipitação de 24 horas, com $\hat{\mu}_{24} = 3{,}17$ mm/h e $\hat{\sigma}_{24} = 1{,}1333$ mm/h, é fácil verificar, com a função inversa de Gumbel na equação (14), que a correspondente relação IDF deduzida, para durações entre 1 h e 24 horas, é dada por:

$$i_{d,T} = \frac{28{,}4 - 10{,}16 ln\left[-ln\left(1 - 1/T\right)\right]}{d^{0{,}7398}} \qquad (19)$$

Essa é a essência da aplicação do modelo de invariância de escala às relações IDF. Com base no exposto e na aplicação para Vespasiano, a estratégia para a dedução da curva IDF de Uberaba compreende as seguintes etapas:

pelas características de relevo de Vespasiano e pela pouca variabilidade espacial dos expoentes de escala (os expoentes para durações superiores a 1 hora para Papagaios (01944049), Lagoa do Gouvea (01845004) e Entre Rios de Minas (02044007) foram de 0,75, 0,77 e 0,81, respectivamente) é plausível de se supor válidas, também para Uberaba, as seguintes estimativas do fator de escala $\hat{\eta} = 0,7398$, para as durações entre 1 hora e 24 horas, e $\hat{\eta} = 0,5681$ para as durações entre 10 minutos e 1 hora;

construir a série de intensidades máximas anuais de 24 horas de duração a partir da multiplicação da série correspondente de intensidades diárias, obtidas no posto pluviométrico de Uberaba (INMET 83577), pelo **fator 1,14**, tal como recomendado por DAEE/CETESB (1980);

ajustar um modelo probabilístico, compatível com a condição de invariância de escala (Gumbel, Log-Normal ou Generalizada de Valores Extremos), à série de intensidades máximas anuais de 24 horas de duração, tal como obtida segundo item anterior; e

deduzir as relações IDF de Uberaba por meio da aplicação da equação (14), inicialmente para durações de até 1 hora a partir da distribuição de probabilidades das intensidades de 24 horas e com o expoente de escala $\hat{\eta} = 0,7398$ e, em seguida, para durações de até 5 minutos a partir da distribuição de probabilidades das intensidades de 1 hora e com o expoente de escala $\hat{\eta} = 0,5681$.

4 – Análise de Freqüência das Intensidades Máximas Anuais de 24 horas

A Tabela 2, a seguir, apresenta as intensidades máximas anuais de 24 horas de duração, tal como calculadas a partir da multiplicação da série correspondente de intensidades diárias, obtidas no posto pluviométrico de Uberaba, pelo fator 1,14

Tabela 2 - Intensidades máximas anuais de 24 horas de duração – Uberaba

Ano	Int. Max (mm/h)	Ano	Int. Max (mm/h)	Ano	Int. Max (mm/h)	Ano	Int. Max (mm/h)
1914	4,304	1933	3,325	1950	2,613	1978	5,035
1915	2,917	1934	4,180	1951	4,285	1979	3,534
1916	3,914	1936	2,993	1953	3,059	1980	2,765
1917	3,145	1937	4,133	1957	4,408	1981	3,943
1918	3,715	1938	3,002	1960	4,123	1982	4,161
1919	3,192	1939	2,660	1963	2,347	1983	3,990
1920	2,974	1940	3,064	1966	4,223	1984	4,669

1921	2,879	1941	3,363	1968	2,223	1985	5,225
1922	3,040	1942	3,278	1969	1,530	1986	6,242
1923	3,401	1943	4,541	1971	4,085	1987	3,563
1924	5,273	1944	2,779	1972	6,014	1988	5,605
1925	3,183	1946	2,389	1974	3,078	1989	4,061
1927	3,116	1947	2,812	1975	2,926	1990	2,698
1928	2,993	1948	3,791	1976	3,278	-----	-----
1932	2,518	1949	2,917	1977	2,812	***N=58***	-----

A análise de freqüência da série da Tabela 2 foi efetuada com o auxílio do *software* ALEA, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, de livre utilização mediante *download* de arquivo executável da URL http://www.ehr.ufmg.br. Esse programa permite, em uma primeira análise exploratória, a detecção de dependência serial, heterogeneidade e presença de *outliers*, para, em seguida, efetuar os ajustes, pelos métodos dos momentos e do máximo de verossimilhança, bem como testes de aderência às seguintes distribuições de probabilidade: Exponencial, Gumbel, Log-Normal de 2 e 3 parâmetros, Generalizada de Valores Extremos, Pearson III e Log-Pearson III. O que se segue é um excerto do relatório emitido pelo *software* ALEA para a análise de freqüência da série de intensidades máximas anuais, tal como apresentada na Tabela 2 e sem a presença da intensidade 1,530 mm/h do ano de 1969, considerada um *outlier* baixo; o modelo distributivo de Gumbel foi aqui selecionado como preferencial pelas seguintes razões: (i) a qualidade do ajuste foi muito boa; (ii) o critério de parcimônia do número de parâmetros foi observado e (iii) apresenta compatibilidade com o modelo de invariância de escala de relações IDF, formalizado pela equação (14).

Análise de frequência Local de Eventos Anuais (ALEA)

1 - Entrada e Análise Inicial de Dados

Dados do Projeto

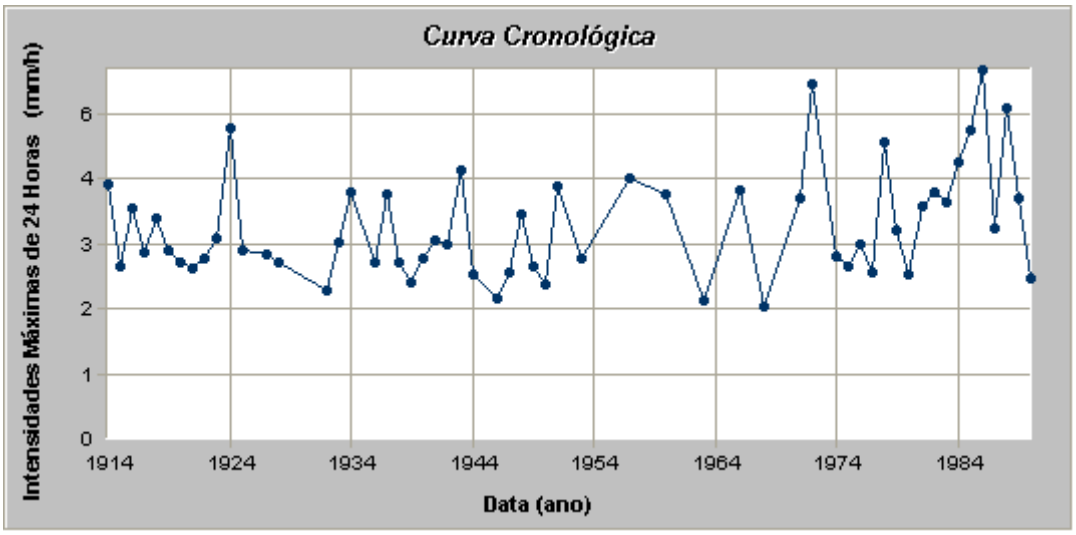
Título: Uberaba : Intensidade Máx Anuais de 24 h

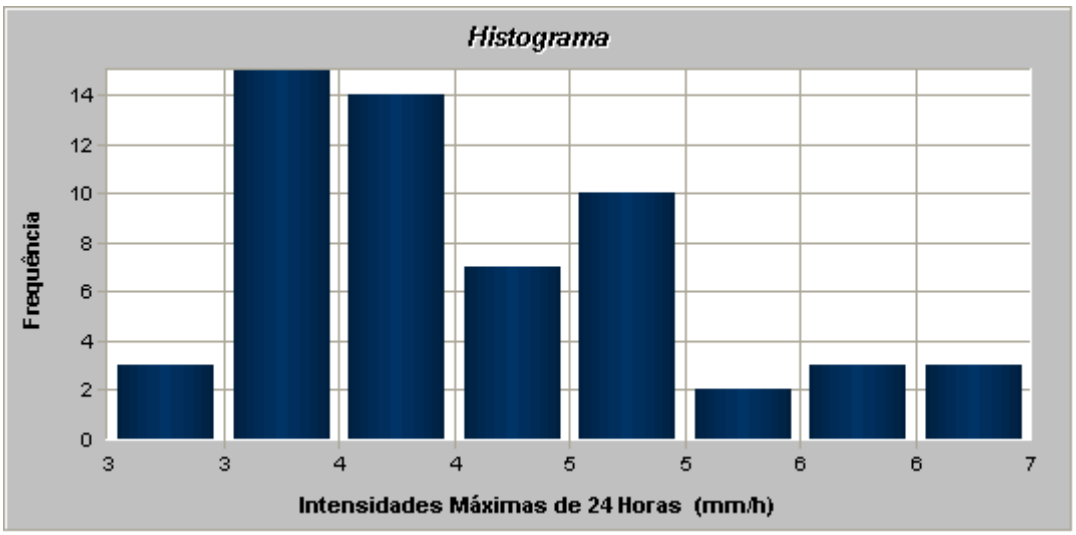
Variável analisada: Intensidades Máximas de 24 Horas (mm/h)

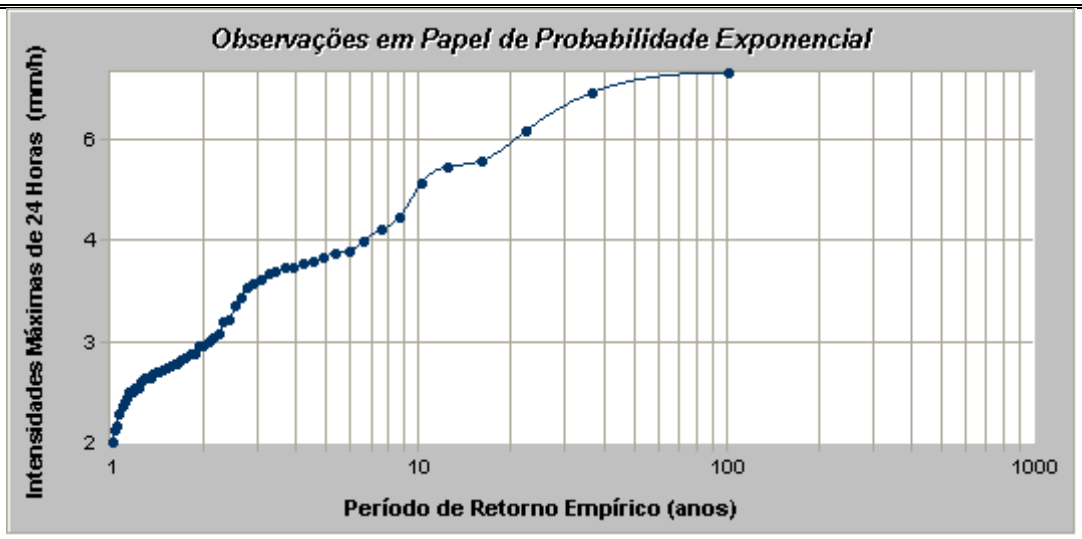
Período de Retorno: Máximos Anuais Coef. da Fórmula de Cunnane: 0.44

Tamanho da amostra de dados: 57

Gráficos:


Curva Cronológica
Intensidades Máximas de 24 Horas (mm/h)
0
1
2
3
4
6
1914
1924
1934
1944
1954
1964
1974
1984
Data (ano)


Histograma
Frequência
0
2
4
6
8
10
12
14
3
3
4
4
5
5
6
6
7
Intensidades Máximas de 24 Horas (mm/h)



Estatísticas de Base

Máximo: 6,242

Mínimo: 2,223

Média: 3,5922

Mediana: 3,278

s: 0,9214

Coeficientes :

Cs: 1,0065

Ck: 3,6522

Cv: 0,2565

Testes de Hipóteses

Independência

Estatística de Teste: 0,2014747 Valor p: 0,4212584

Os dados amostrais são independentes, Nível de significância de 5%,

Homogeneidade

Estatística de Teste: 727,5 Valor p: 8,868271E-02

A amostra de dados analisada é homogênea, Nível de significância de 5%,

Presença de *Outliers*

Ao nível de significância de 10% não foram identificados *Outliers*,

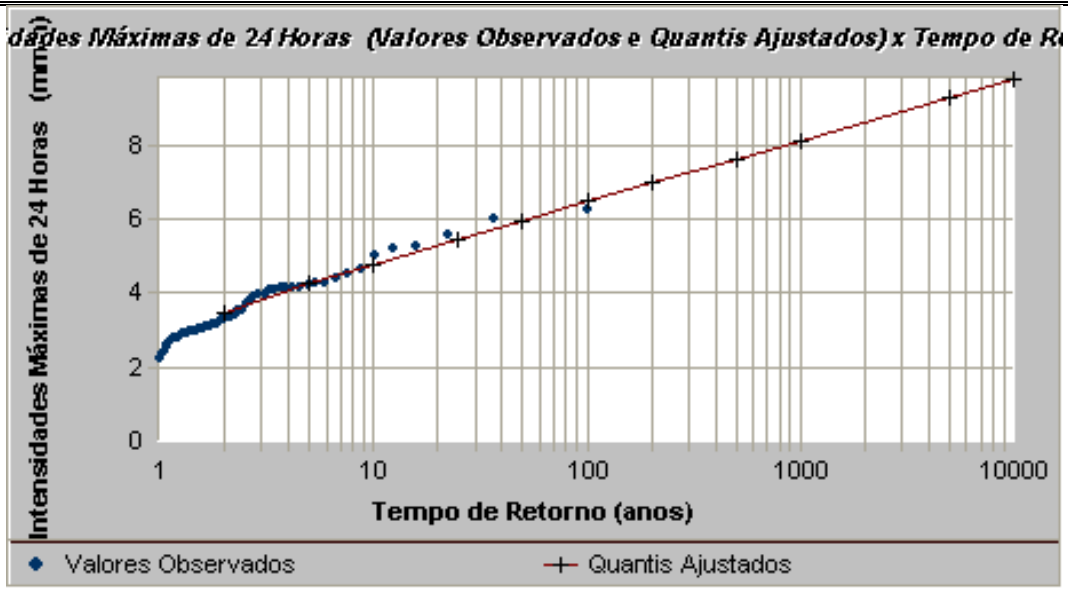
2 - Ajuste

Resultados

Ajuste pela Distribuição: **Gumbel** para Máximos (Método dos Momentos)

T(anos)	P(X>x)	Quantis (mm/h)
10000	0,0001	9,794
5000	0,0002	9,296
1000	0,001	8,140
500	0,002	7,641
200	0,005	6,982
100	0,01	6,482
50	0,02	5,981
25	0,04	5,475
10	0,1	4,794
5	0,2	4,255
2	0,5	3,441

Gráfico:



Parâmetros Estimados

Posição : 3,18

Escala : 0,72

Testes de Aderência

1-Qui-Quadrado

Estatística de Teste :3,4033 Valor p : 0,3335

A amostra foi extraída de uma distribuição Gumbel,

2-Kolmogorov-Smirnov

Estatística de Teste :0,0997 Valor p : 0,6004

A amostra foi extraída de uma distribuição Gumbel

5 – Dedução das Relações IDF para a cidade de Uberaba e Análise dos Resultados

A distribuição de Gumbel tem como função densidade de probabilidade a seguinte expressão:

$$f_X(x) = \alpha \exp\left\{-\alpha(x-\beta) - \exp\left[-\alpha(x-\beta)\right]\right\} \quad -\infty < x < \infty,\ -\infty < \beta < \infty \text{ e } \alpha > 0 \qquad (20)$$

e função de probabilidades acumuladas dada por

$$F_X(x) = exp\left[-exp\left(-\frac{x-\beta}{\alpha}\right)\right] \qquad (21)$$

nas quais α e β são parâmetros de escala e posição, equivalentes, na equação (14), respectivamente a σ_D e μ_D. Substituindo F^{-1} na equação (14) pela função inversa de Gumbel, tomada em termos da notação usual de parâmetros e do tempo de retorno *T*, pode-se escrever

$$i_{d,T} = \frac{\beta_D D^{\eta} - \alpha_D D^{\eta}\, ln[-ln(1-1/T)]}{d^{\eta}} \qquad (22)$$

A equação (22) é a expressão-chave para a dedução das relações IDF para durações sub-diárias. No caso de Uberaba, inicialmente com *D*=24 h, $\hat{\alpha} = 0{,}72$, $\hat{\beta} = 3{,}18$, $\hat{\eta} = 0{,}7398$ e 1h ≤ d ≤ 24 h, a **equação IDF válida para durações de 1 hora a 24 horas** é dada por

$$i_{d,T} = \frac{33{,}382 - 7{,}558\, ln[-ln(1-1/T)]}{d^{0{,}7398}} \qquad (23)$$

onde $i_{d,T}$ representa a intensidade em mm/h, de uma precipitação de duração *d* (em horas) e de tempo de retorno *T* (em anos). Analogamente, agora com *D*=1 h, $\hat{\alpha} = 7{,}558$, $\hat{\beta} = 33{,}382$, $\hat{\eta} = 0{,}5681$ e 0,0833h ≤ d ≤ 1 h, a **equação IDF válida para durações menores ou iguais a 1 hora, extrapolada inferiormente até 5 minutos (0,0833 h),** é dada por

$$i_{d,T} = \frac{33{,}382 - 7{,}558\, ln[-ln(1-1/T)]}{d^{0{,}5681}} \qquad (24)$$

onde $i_{d,T}$ representa a intensidade em mm/h, de uma precipitação de duração *d* (em horas) e de tempo de retorno *T* (em anos).

As relações IDF, formalizadas pelas equações (23) e (24), tiveram seus resultados comparados aos produzidos pelas seguintes três outras equações:

$i_{d,T} = (d+20)^{a}\,[b + c\,ln(T-0{,}5)]$, com *a*=-0,849, *b*=19,18 e *c*=5,37 para 10 min ≤ *d* ≤ 60 min, e *a*=-0,834, *b*=17,78 e *c*=4,98 para 60 min ≤ *d* ≤ 1440 min, definida por FCTH/CTH/DAEE para o posto pluviográfico de Barretos (estado SP, lat 20º33', long 48º34', código INMET 83625), com intensidades em mm/min e durações em minutos;

$i_{d,T} = 2400T^{0{,}164} / (d+31{,}194)^{0{,}867}$ para a própria localidade de Uberaba, definida por Freitas et al. (2001) a partir de análise regional de dados pluviográficos do estado de Minas Gerais, com intensidades em mm/h e durações em minutos; e

tabelas de intensidade, duração e freqüência para a localidade de Catalão (estado GO, lat 18º10', long 47º58'), definida por Pfafstetter (1957) e reproduzidas em DAEE/CETESB (1980).

As Tabelas 3, 4, 5, 6 e 7 apresentam os resultados obtidos pela equação aqui deduzida e por cada uma das equações acima mencionadas, para tempos de retorno *T*=2, 10, 25, 50 e 100 anos, respectivamente. As Figuras 4 a 8 ilustram graficamente os comparativos entre os resultados das tabelas 3 a 7. As tabelas e figuras demonstram que os resultados produzidos pelas relações IDF aqui deduzidas situam-se entre aqueles obtidos em Barretos e Catalão, sem grandes diferenças percentuais. O mesmo não ocorre com os resultados da equação proposta por Freitas et al. (2001), os quais são sistematicamente superiores aos produzidos pelas equações (23) e (24), para durações maiores ou iguais a 10 minutos, com erros percentuais que variaram de 1,7 a 62,7%.

Tabela 3 – Comparação dos resultados das relações IDF aqui deduzidas para *T*=2 anos.

Duração (h)	Eqs. (23) e (24)	Eq. Barretos	Freitas et al. (2001)	Eq. Catalão

	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
0,0833	148,32	83,34	119,74	152,88
0,1667	100,01	71,39	107,03	115,08
0,5	53,60	46,27	75,95	63,96
1	36,15	31,04	53,74	41,34
2	21,65	19,27	34,67	25,62
4	12,96	11,50	20,89	15,48
8	7,76	6,66	12,06	9,24
14	5,13	4,24	7,59	6,06
24	3,44	2,73	4,82	4,08

Tabela 4 – Comparação dos resultados das relações IDF aqui deduzidas para *T*=10 anos.

Duração (h)	Eqs. (23) e (24) (mm/h)	Eq. Barretos (mm/h)	Freitas et al. (2001) (mm/h)	Eq. Catalão (mm/h)
0,0833	206,74	122,02	155,91	187,14
0,1667	139,45	104,52	139,36	142,32
0,5	74,71	67,74	98,89	90,60
1	50,39	45,45	69,97	54,66
2	30,18	28,22	45,14	34,38
4	18,07	16,84	27,20	21,06
8	10,82	9,76	15,70	12,60
14	7,15	6,20	9,89	8,22
24	4,80	3,99	6,27	5,52

Tabela 5 – Comparação dos resultados das relações IDF aqui deduzidas para *T*=25 anos.

Duração (h)	Eqs. (23) e (24) (mm/h)	Eq. Barretos (mm/h)	Freitas et al. (2001) (mm/h)	Eq. Catalão (mm/h)
0,0833	236,14	141,87	181,19	207,78
0,1667	159,28	121,52	161,96	159,06
0,5	85,33	78,76	114,92	93,72
1	57,56	52,85	81,32	63,36

2	34,47	32,81	52,46	40,26
4	20,64	19,58	31,61	24,84
8	12,36	11,34	18,24	14,88
14	8,17	7,22	11,49	9,36
24	5,48	4,64	7,30	6,24

Tabela 6 – Comparação dos resultados das relações IDF aqui deduzidas para *T*=50 anos.

Duração (h)	Eqs. (23) e (24) (mm/h)	Eq. Barretos (mm/h)	Freitas et al. (2001) (mm/h)	Eq. Catalão (mm/h)
0,0833	257,96	156,61	203,00	224,22
0,1667	173,99	134,15	181,46	172,50
0,5	93,21	86,94	128,76	103,26
1	62,87	58,34	91,11	70,74
2	37,65	36,22	58,77	45,24
4	22,54	21,61	35,42	28,08
8	13,50	12,53	20,44	16,80
14	8,92	7,97	12,88	10,98
24	5,99	5,13	8,17	7,26

Tabela 7 – Comparação dos resultados das relações IDF aqui deduzidas para *T*=100 anos.

Duração (h)	Eqs. (23) e (24) (mm/h)	Eq. Barretos (mm/h)	Freitas et al. (2001) (mm/h)	Eq. Catalão (mm/h)
0,0833	279,61	171,24	227,44	241,50
0,1667	188,60	146,68	203,31	186,72
0,5	101,04	95,06	144,26	113,58
1	68,15	63,79	102,08	78,72
2	40,81	39,61	65,85	50,76
4	24,44	23,63	39,68	31,62
8	14,63	13,70	22,90	18,96
14	9,67	8,71	14,42	12,36

24	6,49	5,60	9,16	8,16

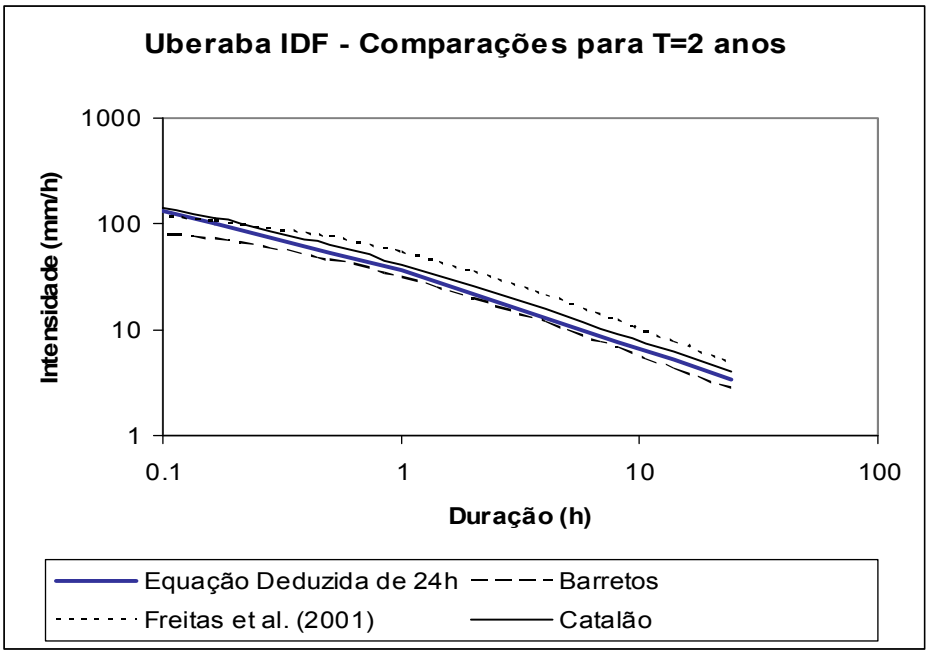


Figura 4 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=2 anos.

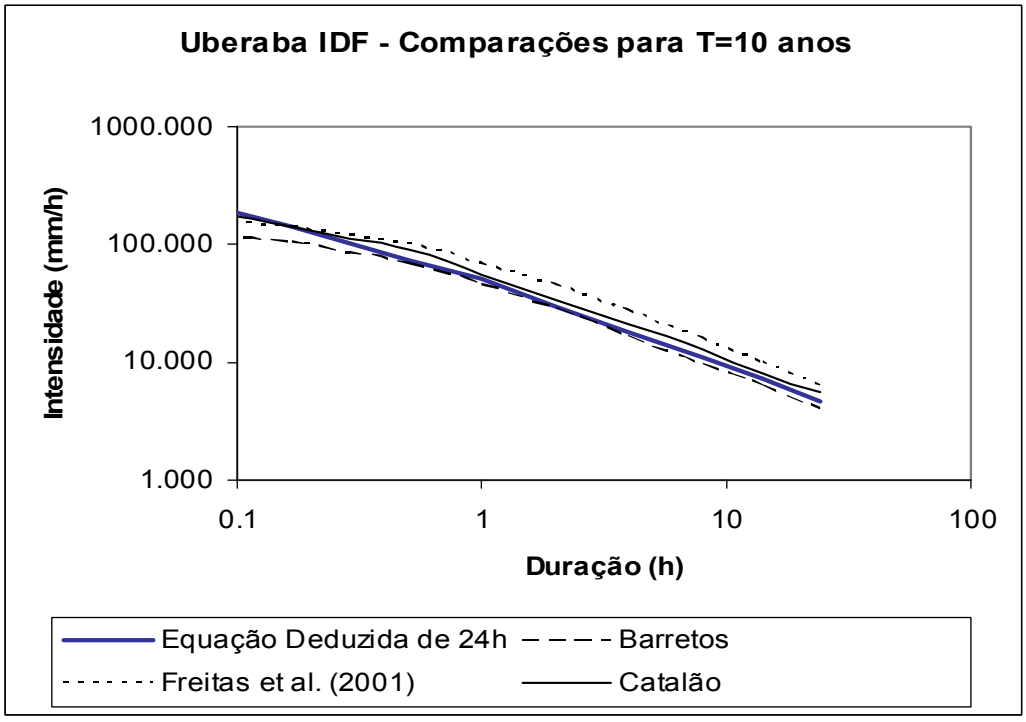


Figura 5 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=10 anos.

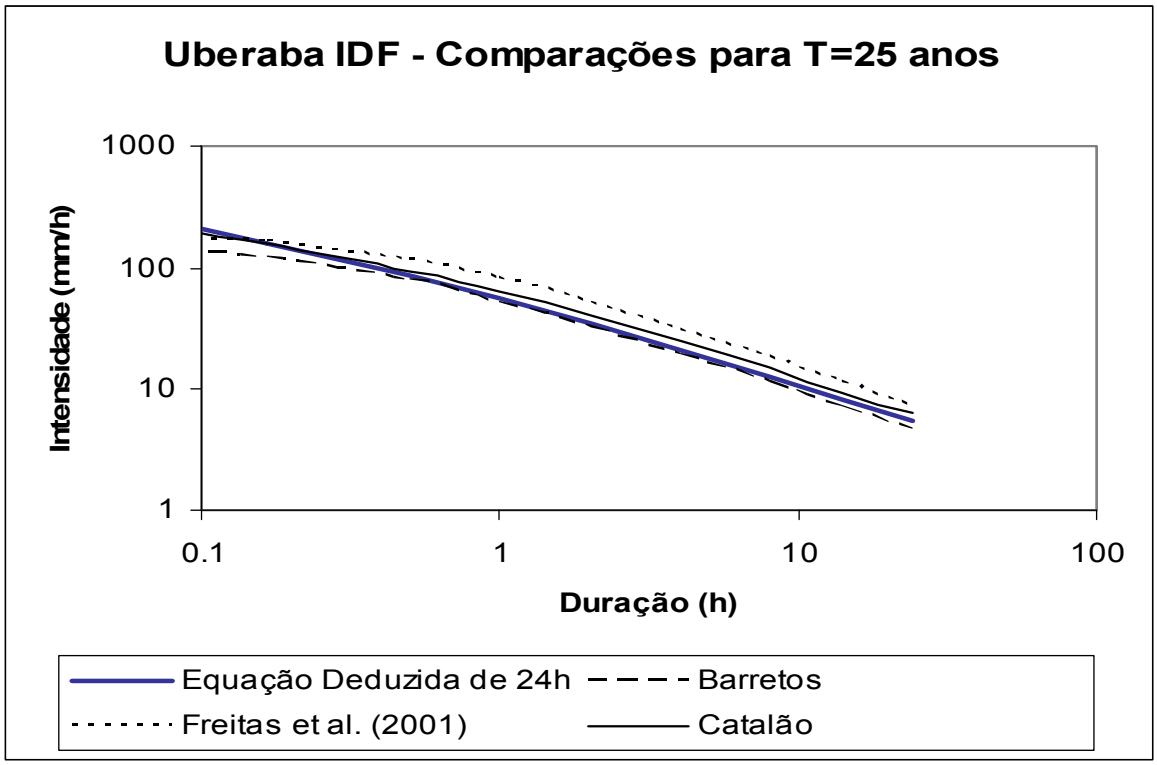


Figura 6 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=25 anos.

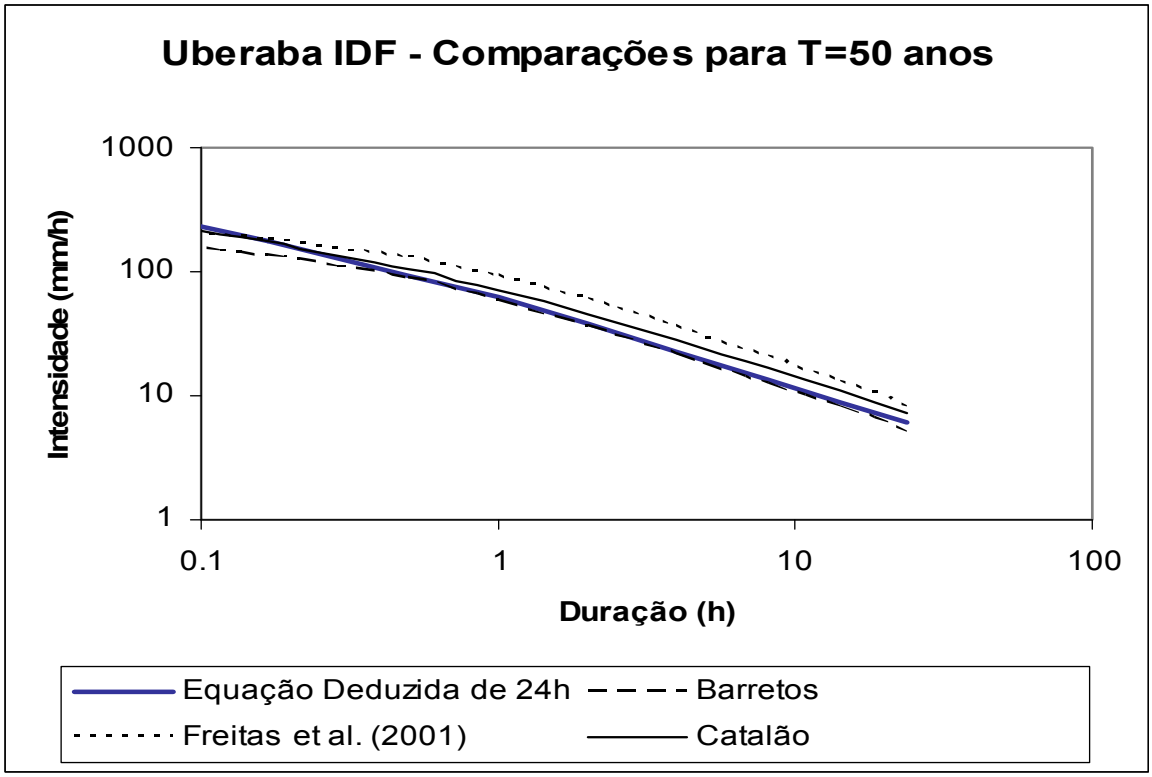


Figura 7 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=50 anos.

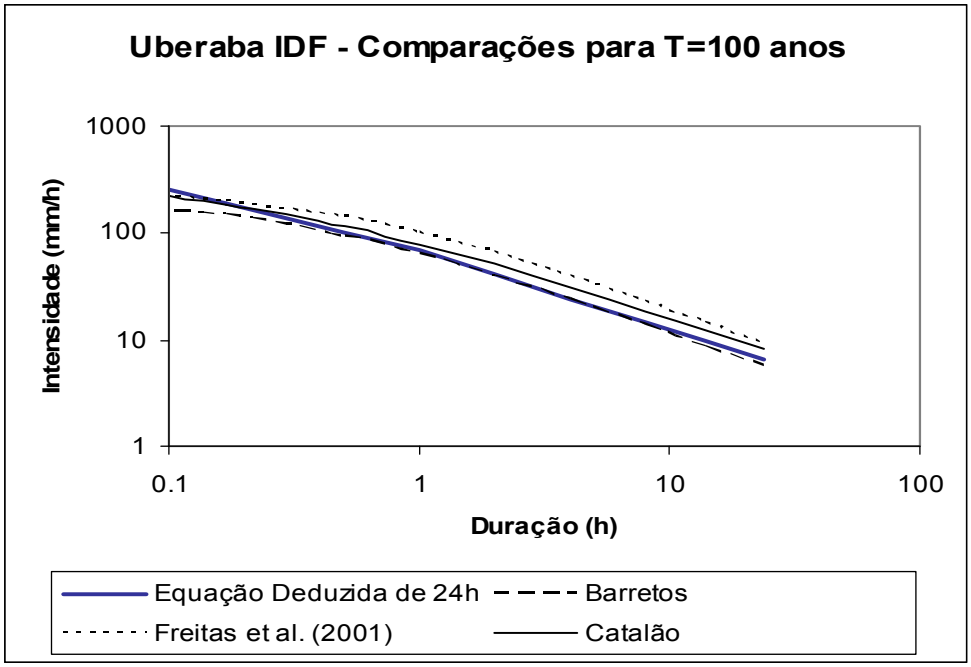


Figura 8 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=100 anos.

Ainda foi realizada uma segunda análise comparativa entre os resultados aqui obtidos com aqueles produzidos pela aplicação dos fatores entre alturas de chuva sub-diárias e alturas de 24 horas, propostos pelo antigo DNOS (Departamento Nacional de Obras de Saneamento) e reproduzidos em DAEE/CETESB (1980, pp. 22). As Figuras de 9 a 13 ilustram tal análise comparativa para diversos tempos de retorno. Via de regra, as diferenças entre os dois resultados são pequenas, sendo as maiores encontradas para durações inferiores a 30 minutos.

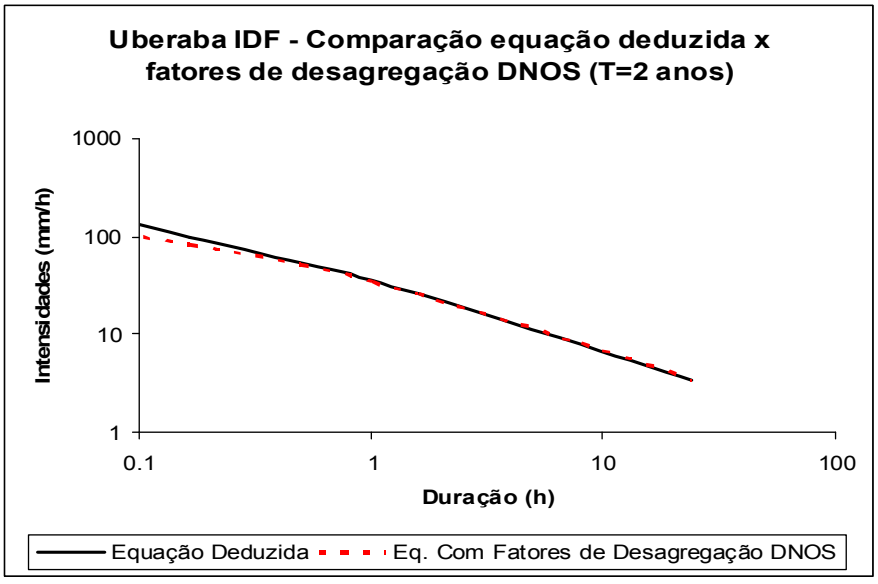


Figura 9 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=2 anos.

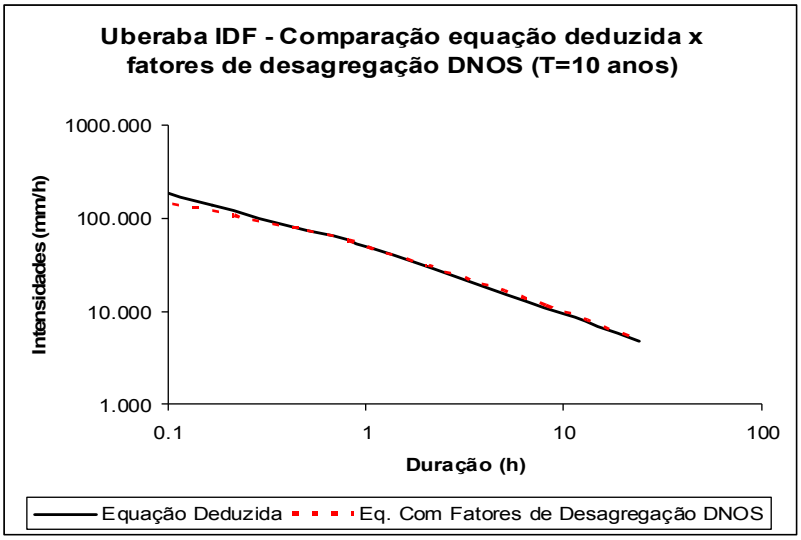


Figura 10 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=10 anos.

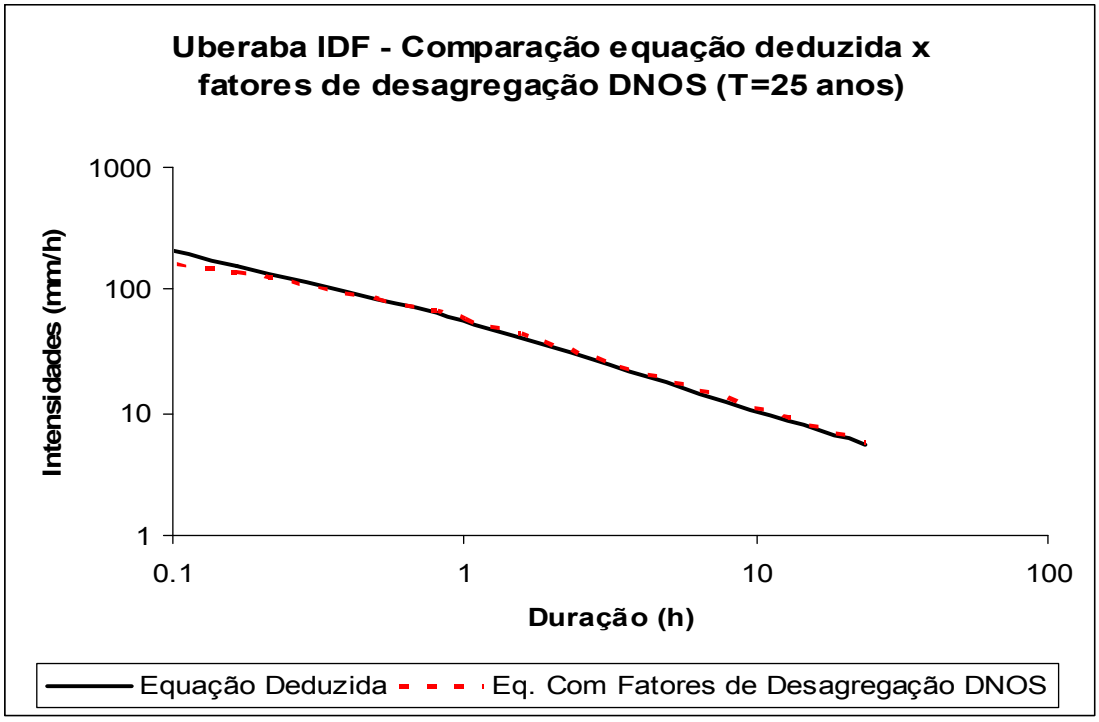


Figura 11 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=25 anos.

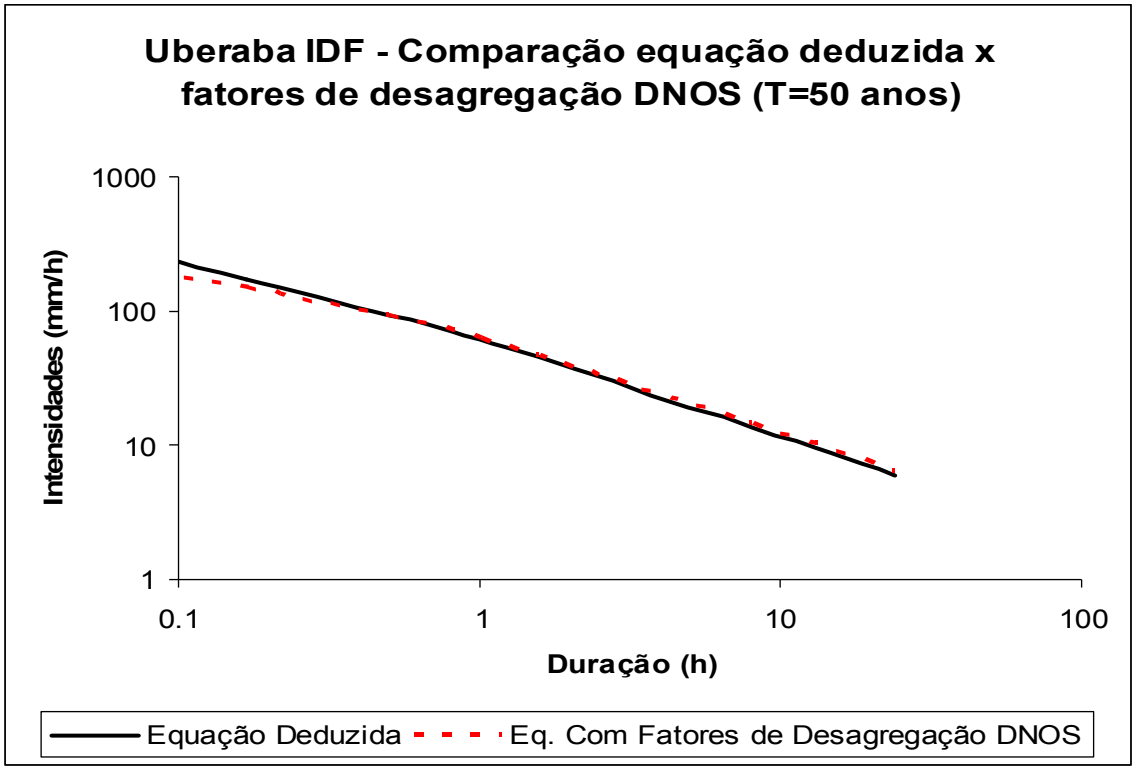


Figura 12 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=50 anos.

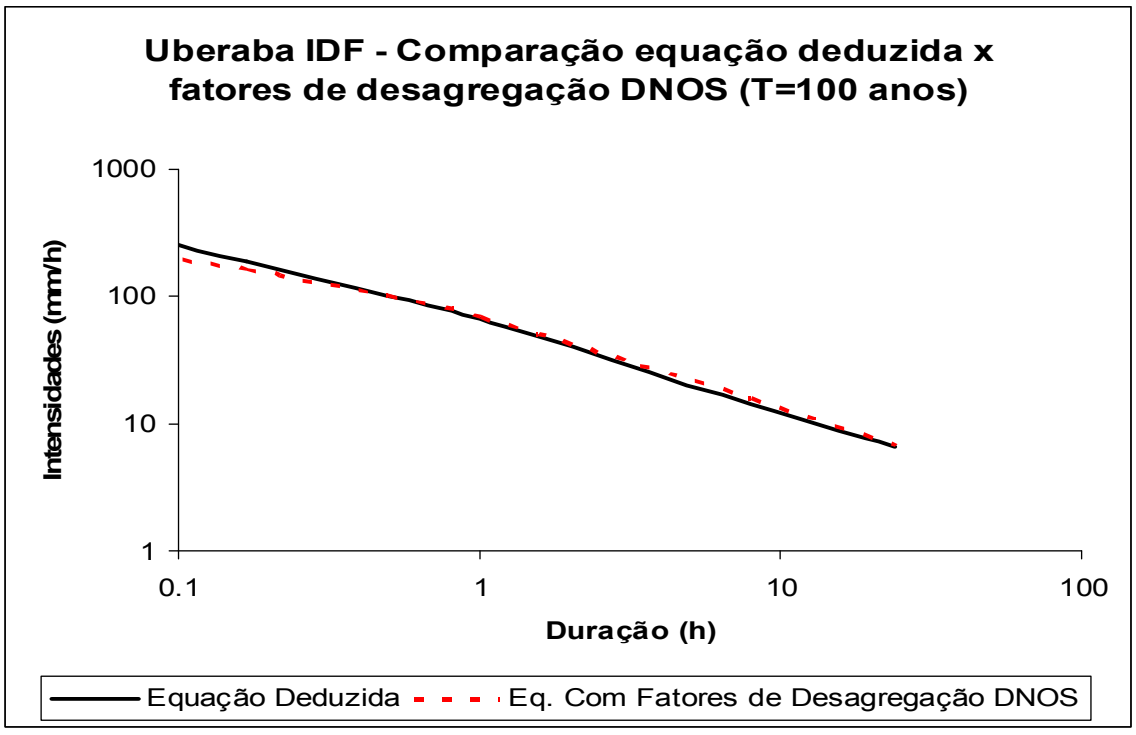


Figura 12 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=100 anos.

6 – Conclusões

As relações IDF aqui deduzidas para a cidade de Uberaba, formalizadas pelas equações (23) e (24) do presente relatório, tiveram como fundamentos as propriedades de invariância de escala nos trechos de durações entre 10 minutos e 1 hora e de 1 hora a 24 horas. Em geral, tais trechos marcam também diferenças significativas entre os mecanismos dominantes de ascensão de massas de ar determinando, não raramente, a ocorrência de precipitações do tipo convectivo ou do tipo frontal. Portanto, também sob esse ponto de vista, é coerente a inflexão de escala entre os trechos de durações estudadas.

A dedução das relações IDF de Uberaba, a partir dos valores numéricos dos fatores de escala obtidos em Vespasiano, pode ser justificada pela variação espacial relativamente pequena de tais fatores e pela oportunidade de aplicação do modelo de invariância de escala a uma série de dados pluviográficos bem estudada e consistida. Na estratégia para a dedução das relações IDF de Uberaba, julgou-se mais importante ter informações locais, como a série de alturas diárias de precipitação, associada a um esquema de desagregação com sólidos fundamentos teóricos.

A comparação dos resultados obtidos com aqueles de equações IDF de localidades relativamente próximas, tais como Barretos e Catalão, sugere uma coerência com os padrões de precipitação da região no entorno do Triângulo Mineiro. De fato, os resultados obtidos para Uberaba ficaram próximos e intermediários, quando comparados aos de Barretos e Catalão. Essas considerações parecem indicar a maior coerência dos resultados aqui obtidos com relação à equação proveniente da análise regional de Freitas et al. (2001). Essa maior coerência fica reforçada pela comparação dos resultados aqui obtidos com aqueles produzidos pela aplicação dos fatores de desagregação médios propostos pelo antigo DNOS.

Referências

Burlando P. e R. Rosso. Scaling and multiscaling models of depth-duration-frequency curves for storm precipitation. *Journal of Hydrology*, *187*, p. 45-65, 1996.

DAEE/CETESB. Drenagem Urbana – Manual de projeto. São Paulo, 1980.

Freitas, A. J., D. D. Silva, F. F. Pruski, F. A. Pinto, S. B. Pereira, R. R. Gomes Filho, A. F. Teixeira, L. G. N. Baena, L. T. A. de Mello e L. F. de Novaes. Equações de Chuvas Intensas no Estado de Minas Gerais. COPASA/UFV, Belo Horizonte, 2001.

Koutsoyannis D., D. Kozonis e A. Manetas. A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology*, *206*, p. 118-135, 1998.

Menabde M., A. Seed e G. Pegram. A simple scaling model for extreme rainfall. *Water Resources Research*, Vol. *35*, No. 1, p. 335-339, 1999.

Pfafstetter O. *Chuvas Intensas no Brasil*. *Relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos*. DNOS, Rio de Janeiro, 1957.

Pinheiro M. M. G. E M. Naghettini. Análise regional de frequência e distribuição temporal das tempestades na Região Metropolitana de Belo Horizonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. *3*, No. 4, p. 73-88, 1998.

Wilken P. S. *Engenharia de Drenagem Superficial*. CETESB, São Paulo, 1978.

17.2 DIAGNÓSTICO

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO PARCIAL 2/2005

DIAGNÓSTICO

Belo Horizonte, Janeiro de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial. O presente relatório trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações.

Inundações têm ocorrido com freqüência na área urbana de Uberaba localizada na bacia do córrego das Lajes. Relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e da população que ocupa as áreas mais atingidas indicam uma recorrência de base anual ou bianual do fenômeno nessas áreas. Segundo os relatos, as inundações caracterizam-se por serem de curta duração e por apresentarem elevadas velocidades de escoamento sobre o sistemas viário. Há evidências de insuficiências de captação do sistema de microdrenagem, pouco desenvolvido, como também de funcionamento sob pressão das redes de canais subterrâneos de macrodrenagem, caracterizadas, entre outros fenômenos, por extravasamentos jorrantes nos poços de visita das galerias.

Em vista desse quadro, em 1997 a Prefeitura de Uberaba contratou a empresa Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda. para que realizasse estudos de diagnóstico e de proposição de medidas de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes, tendo resultado no documento intitulado "Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", datado de abril de 1997.

No capítulo de diagnóstico, os estudos da Themag constataram a insuficiência do sistema de macrodrenagem, a inadequação de critérios adotados para o projeto das galerias, tais como o emprego do método racional, a adoção de tempos de retorno reduzidos, de 10 anos no caso dos córregos das Bicas (av. Santos Dumont), da Igreja (av. Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (av. Leopoldino de Oliveira), bem como estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacia em foco. Não houve simulações de funcionamento do sistema de microdrenagem, porém os estudos contemplam uma avaliação qualitativa do mesmo, concluindo por sua insuficiência.

Em termos de controle de inundações, os estudos da Themag consideram duas alternativas: a implantação de bacias de detenção, prevendo-se um total de quatro bacias (Leopoldino de Oliveira, Guilherme Ferreira, Santos Dumont Direito e Santos Dumont Esquerdo), ou a duplicação de galerias, de forma a transportar os excedentes de escoamentos não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. Análises de efetividade das medidas de controle associadas a avaliações financeiras dos custos de implantação permitiram concluir pela alternativa de implantação de bacias de detenção.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de detenção à empresa HT Consultoria e

Planejamento. A bacia de detenção Leopoldino de Oliveira foi implantada, tendo sido dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R-1 e R-2, com projeto executivo elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia.

No quadro do projeto Água Viva, a perspectiva de implantação das demais bacias de detenção conduziu à necessidade de reavaliação completa do programa proposto de controle de inundações justificada por diversas razões, entre elas:

os dados cadastrais do sistema de macrodrenagem, cujos dados não se encontravam disponíveis em 1997, possibilitando a simulação hidráulica mais detalhada do sistema;

o desenvolvimento de uma equação de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (equação IDF-Uberaba), um requisito importante para reduzir as incertezas de modelagem hidrológica da bacia em foco (c.f. Relatório 1 do presente estudo);

a realização de estudos complementares de funcionamento do sistema de macrodrenagem prevendo-se a implantação de todas as bacias de detenção, contemplando cenários futuros de ocupação urbana da cidade, previstos no Plano Diretor, bem como a realização de simulações de eventos de tempo de retorno superiores ao adotado pela Themag (T = 25 anos), a saber, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, permitindo uma análise mais detalhada de riscos e de conseqüências de inundações, bem como análises de ruptura de barragens;

a realização de estudos geotécnicos complementares, incluindo-se os estudos de estabilidade de taludes e das barragens que compõem algumas das bacias de detenção;

a necessidade de delimitação de zonas inundáveis segundo diferentes níveis de risco de inundação de forma a possibilitar a análise custo-benefício das soluções propostas e, em caráter complementar, contribuir para a atualização da Lei de Uso e Ocupação do Solo e para a elaboração de um plano de contingência em caso de ocorrência de inundações.

O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar esses estudos complementares, previstos no projeto Água Viva, tendo por objetivos:

realizar diagnóstico complementar do funcionamento do sistema de macrodrenagem em foco, por meio de simulação hidrológica e hidráulica, considerando-se cenários de ocupação urbana atual e futura (horizonte de 20 anos), segundo diferentes níveis de risco hidrológico (T = 2, 5, 10, 50 e 100 anos);

avaliar alternativas de implantação das bacias de detenção suplementares para fins de controle de inundações;

realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de detenção definidas para o sistema;

definir as condições de funcionamento e operação das bacias de detenção;

conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de detenção;

elaborar, para as bacias de detenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;

realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;

conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Segundo proposta apresentada pelo EHR-UFMG, os produtos do presente estudo deverão ser apresentados por meio de 10 relatórios conforme listado no Quadro 1. O presente documento corresponde ao Relatório 2.

Quadro 1. Projeto Água Viva – estudo do sistema de macrodrenagem: Produtos previstos

Relatório	Tema
1	Precipitações de projeto
2	Diagnóstico e estudo de alternativas
3	Medidas não estruturais de controle de cheias
4	Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento
5	Bacias de detenção: pré-dimensionamento geotécnico
6	Análise de efeitos de ruptura de barragens
7	Custos de implantação e operação das bacias
8	Sistema de monitoramento hidrológico
9	Sistema de alerta de funcionamento
10	Relatório final de consolidação

Em decorrência da evolução dos estudos de diagnóstico e de avaliação de alternativas, optou-se por restringir o Relatório 2 ao tema diagnóstico e transferir o estudo de alternativas para o Relatório 4. Tendo em vista o fato de que estudo ainda se encontra na etapa de análise de alternativas para o controle de inundações, a revisão mais detalhada de dimensionamento de estruturas hidráulicas de controle das bacias de detenção, a simulação de eventos extremos e o detalhamento dos trechos de intervenção nas galerias existentes serão objeto de complementação de estudos, tão logo se atinja a decisão final sobre esse tema.

2. METODOLOGIA DE MODELAGEM MATEMÁTICA

Descreve-se, nesse item, a metodologia de modelagem matemática hidrológica e hidráulica empregada no presente estudo. Essa metodologia é usualmente adotada em estudos dessa natureza, sendo bem adaptada à disponibilidade de dados hidrológicos, geralmente composta apenas por dados de precipitação, informações cartográficas, regulamentares e legais relacionadas ao uso e à ocupação dos solos e dados cadastrais sobre o sistema de macrodrenagem.

2.1. Metodologia de modelagem hidrológica

2.1.1. Modelagem das precipitações de projeto

As precipitações de projeto foram definidas a partir do desenvolvimento de uma equação Intensidade-Duração-Freqüencia (Equação IDF) para a cidade de Uberada, com base em dados de altura de precipitação diária provenientes da Estação INMET-Uberaba (83577), entre 1914 e 1990 (com algumas falhas) conforme descrito no Relatório n. 1, integrante do presente estudo. A equação IDF é reproduzida a seguir:

$$i_{d,T} = \frac{33{,}382 - 7{,}558\left\{\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]\right\}}{d^{\eta}} \qquad \text{(Eq. 1)}$$

sendo:

$i_{d,T}$: intensidade da precipitação de duração *d* para um tempo de retorno *T*, em [mm/h];

d: duração da precipitação, em [horas];

T: tempo de retorno, em [anos].

O parâmetro η, na Equação 1, assume os seguintes valores:

$\eta = 0{,}5681$, para a duração da precipitação situada no intervalo $0{,}0833 \leq d \leq 1$ (5 min a 1 h);

$\eta = 0{,}7398$, para a duração da precipitação situada no intervalo $1 \leq d \leq 24$ (1 h a 24 h).

Os hietogramas de projeto foram construídos para os tempos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Foram também construídos hietogramas para os tempos de retorno 1.000 e 10.000 anos para fins de estudo de funcionamento das estruturas de controle das bacias de detenção.

A distribuição temporal dos eventos de precipitação simulados foi estabelecida com base nos hietogramas adimensionais propostos por Guimarães e Naghettini para a Região Metropolitana de Belo Horizonte, optando-se pelas funções de probabilidade de excedência de 50%. Considera-se o emprego desses hietogramas adimensionais, embora desenvolvidos para a RMBH, pertinente e mais realista para a modelagem da distribuição temporal das precipitações que o uso de hietogramas sintéticos do tipo blocos alternados, duplo triângulo ou outros.

Uma pesquisa de duração crítica das precipitações de projeto foi realizada tendo por referência o tempo de retorno de 25 anos. Foram simulados eventos de 0,5 hora a 6 horas de duração, com incrementos de 0,5 h, procurando-se identificar a duração de precipitação que resultasse nas maiores vazões de pico por sub-bacia e por trecho de canal simulado. O tempo de retorno de 25 anos foi o adotado para fins de projeto de intervenções de controle de inundações na área em foco, justificando seu emprego na etapa de pesquisa de chuvas críticas.

Realizou-se a pesquisa de duração crítica para os cenários de ocupação atual e futura da bacia, uma vez que com o aumento das taxas de impermeabilização e o desenvolvimento do sistema viário alteram-se os volumes de precipitação efetiva e as velocidades de escoamento superficial, modificando a duração crítica do evento de projeto.

A inclusão de precipitações de pequena duração atende ao propósito de identificar os tempos críticos para pequenas sub-bacias, em particular aquelas para as quais há projeto de implantação de bacias de detenção. Durações superiores a 2 ou 3 h permitirão avaliar tempos críticas para as sub-bacias e a bacia do Lajes, como um todo, para o cenário de implantação do conjunto das bacias de detenção.

De fato, um sistema de drenagem constituído por bacias de detenção não controladas apresenta funcionamento complexo, devendo-se considerar vários cenários de funcionamento plausíveis relacionados à modelagem do evento precipitação. A implantação de bacias de detenção pode conduzir à ocorrência de dois ou mais picos de vazão em alguns trechos do sistema, segundo as características de distribuição temporal e espacial do evento de precipitação, o número e a localização das bacias de detenção no sistema. Um primeiro pico pode ser gerado por áreas não controladas situadas à jusante das bacias de detenção e outros picos poderão ocorrer quando essas bacias atingem seus respectivos armazenamentos máximos e liberam as máximas vazões para o evento em estudo. Em particular, deve-se investigar a possibilidade de coincidência de picos de hidrogramas em trechos críticos da canalização eventualmente causada por alterações de tempos de propagação no sistema de drenagem como resultado da implantação de bacias de detenção.

Quando o tempo de esvaziamento das bacias de detenção é longo, observa-se naturalmente a permanência de vazões mais elevadas no sistema de drenagem por um tempo bem superior ao observado no mesmo sistema em ausência das bacias de detenção. Se esse tempo de esvaziamento for muito longo, deve-se atentar para um risco mais elevado de ocorrência de seqüências de eventos de precipitação capazes de conduzir a falhas de controle de inundações mesmo que, tomados como eventos independentes, apresentem tempo de retorno inferior ao de projeto.

Outras simulações podem ter em conta diferentes cenários de distribuição espacial das precipitações e de deslocamento de células de precipitações na bacia hidrográfica. Entretanto, na presente etapa dos estudos, considerou-se apenas o cenário de distribuição espacial uniforme das precipitações na bacia. Esse cenário é adequado para pequenas áreas de drenagem, como é o caso do córrego das Lajes, e tende a maximizar as estimativas de vazão em cada ponto de interesse. Porém, é possível que uma combinação distinta de

distribuição temporal e espacial para um dado evento, associado a um deslocamento particular da célula de precipitação na bacia, resulte em um cenário mais crítico que o produzido pela hipótese de distribuição uniforme. Há dificuldades de se ter em conta tais cenários na etapa de projeto de sistemas de drenagem, entre outros fatores, em razão da indisponibilidade de dados pluviométricos em diferentes pontos da bacia ou de observações provenientes de radares meteorológicos, bem como da complexidade da análise estatística requerida para se atribuir tempos de retorno aos mesmos.

2.1.2. Modelagem chuva-vazão por evento: o modelo HEC-HMS

O modelo hidrológico empregado no estudo foi o modelo HEC-HMS, versão 2.2.2, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Centre, do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (US Army Corps of Engineers). O HEC-HMS contempla, de fato, uma solução multimodelo composta por diferentes alternativas de modelagem da precipitação de projeto, da precipitação efetiva, da concentração dos escoamentos por modelagem do escoamento superficial e da propagação de hidrogramas de cheia em cursos d'água, reservatórios e outras áreas de armazenamento, como as bacias de detenção. Trata-se de um modelo semi-distribuído de simulação por evento.

No caso do estudo hidrológico da bacia do córrego das Lajes, empregaram-se as seguintes soluções de modelagem:

chuvas efetivas calculadas por meio do método Soil Conservation Service (método SCS), com emprego do parâmetro CN;

modelagem da concentração de escoamentos adotando-se o modelo do hidrograma unitário sintético triangular igualmente proposto pelo SCS;

modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em canais adotando-se o modelo de Muskingum-Cunge;

modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em áreas de armazenamento (bacias de detenção) pelo método de Puls modificado.

Não se apresenta, no presente documento, uma descrição detalhada dessas soluções por se tratarem de modelos hidrológicos bem conhecidos e amplamente descritos na literatura técnica. A discretização espacial da bacia hidrográfica e a estimativa dos valores dos parâmetros do modelo hidrológico serão descritas em itens subseqüentes.

2.2. Metodologia de modelagem hidráulica

As simulações hidráulicas realizadas do sistema de macrodrenagem do córrego das Lajes atende aos objetivos de:

determinar a posição da linha d'água em toda a extensão dos canais que compõem o sistema, para vazões resultantes dos diferentes eventos de projeto definidos para o estudo;

detectar pontos de funcionamento inadequado do sistema, implicando em eventual extravasamento do escoamento, e identificar suas causas;

contribuir para a concepção de alternativas de solução dos problemas detectados, como é o caso da implantação de bacias de detenção no sistema de macrodrenagem;

recomendar intervenções localizadas na canalização existente de forma a melhorar as condições de escoamento, quando for o caso;

delimitar as áreas inundadas, na planície de inundação, segundo os diferentes tempos de retorno simulados.

A modelagem hidráulica do canal do sistema de macrodreangem em foco foi realizada por meio do modelo HEC-RAS, do US Army Corps of Engineers. Foram adotadas as seguintes definições de modelagem, tendo em vista as características do modelo e a natureza do fenômeno simulado:

escoamento gradualmente variado: princípios de conservação de massa e energia com solução pelo *standard step method*;

escoamento bruscamento variado (degraus, ressaltos, etc.): princípios de conservação de massa e quantidade de movimento;

escoamento em confluências: princípio de conservação de massa e de quantidade de movimento;

escoamento em pontes e bueiros, aplicando-se os princípios de conservação de massa e energia para a condição de águas baixas, sem afogamento ou extravasamento da estrutura.

Em alguns casos, utilizou-se o modelo HEC-RAS igualmente para complementar estudos das estruturas de controle hidráulico das bacias de detenção. Nesses casos e para o canal do córrego Quinta da Boa Esperança, adotaram-se as seguintes estratégias de modelagem:

escoamento em pontes e bueiros, considerando-se a hipótese de funcionamento como orifício e vertedor de parede espessa em condições de águas altas (estrutura submersa pelo escoamento);

caso, em águas altas, as condições de escoamento como vertedor, sobre aterros e pontes, deixem de ocorrer em razão de afogamento imposto por um controle localizado a jusante da estrutura, então o modelo passa a empregar os princípios de conservação de massa e energia em todo o trecho sob ação desse controle.

Todos os canais foram simulados como estruturas fechadas, à exceção de trechos do canal do córrego Quinta da Boa Esperança. Para tal, adotou-se o recurso do modelo HEC-RAS, versão 2.2.2, conhecido como "*lid*". Esse recurso elimina a área da seção transversal da estrutura, ocupada pela laje de cobertura e pelo recobrimento, bem como aumenta, de forma correspondente, o perímetro molhado. Observa-se que o modelo HEC-RAS não representa o escoamento em carga.

Os parâmetros geométricos da canalização e a estimativa dos valores de parâmetros hidráulicos (e.g.: coeficiente de rugosidade de Manning) do modelo serão descritas em itens subseqüentes.

2.3. Cenários de simulação

Tendo em conta os objetivos do estudo, foram concebidos os cenários de simulação descritos no Quadros 2, referente à etapa de diagnóstico do estudo. Todos os cenários foram simulados para os tempos de retorno previstos no presente estudo e para os eventos de duração crítica previamente determinada. Uma exceção é feita para o cenário 1, em que se simulou apenas o evento de tempo de retorno 25 anos porque esse cenário objetiva apenas reproduzir, em termos aproximados, as simulações de referência do contexto da bacia do córrego das Lajes à época do estudo realizado pela empresa Themag.

O Quadros 2 traz a designação atribuída a cada cenário no modelo hidrológico HEC-HMS da bacia do córrego das Lajes bem como a descrição e os objetivos de construção e simulação do mesmo. Por simplicidade, considera-se o conjunto formado pelos reservatórios R1 e R2 como uma única bacia de detenção aqui denominada BD1. No Relatório 4 do presente estudo, serão apresentadas análises distintas de funcionamento de R1 e de R2.

Quadro 2. Bacia do córrego das Lajes: cenários de simulação para a etapa de diagnóstico

N.	Modelo bacia	Descrição	Objetivos
1	LJAT	Uso do solo atual, sem bacias de detenção	Comparar vazões com as obtidas pelo estudo da Themag
			Simular eventos históricos ocorridos antes da implantação de BDs
2	LJATBD1	Uso do solo atual, com bacias R1 e R2	Diagnosticar funcionamento atual do sistema
			Simular eventos históricos ocorridos após a implantação de R1 e R2
			Referência para avaliar alternativas de controle de cheias em cenário atual
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo
3	LJFTBD1CN90	Uso do solo futuro, com CN = 90 e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente
			Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo
4	LJFTBD1	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente
			Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo

3. CHUVAS DE PROJETO

Com base na metodologia descrita no item 2, calcularam-se as chuvas de projeto alturas para diferentes durações e tempos de retorno encontram-se listadas na Tabela 1. A Figura 1 ilustra esses dados em forma gráfica. A Figura 2 mostra um hietograma de projeto típico dos utilizados nas simulações aqui descritas, nesse caso para o evento de duração 2 horas e tempo de retorno de 25 anos.

Tabela 1. Uberaba: alturas de precipitação de projeto

Duração	Alturas de precipitação [mm]					
	T = 2	T = 5	T = 10	T = 25	T = 50	T = 100
[h]	[anos]	[anos]	[anos]	[anos]	[anos]	[anos]
0,5	26,8	33,1	37,4	42,7	46,6	50,5
1,0	36,2	44,7	50,4	57,6	62,9	68,1
1,5	40,2	49,7	56,0	64,0	69,9	75,7
2,0	43,3	53,6	60,3	68,9	75,3	81,6
2,5	45,9	56,8	64,0	73,1	79,8	86,5
3,0	48,1	59,5	67,1	76,6	83,7	90,7
4,0	51,9	64,1	72,3	82,6	90,2	97,8
5,0	55,0	68,0	76,6	87,5	95,6	103,6
6,0	57,6	71,3	80,3	91,7	100,2	108,6
8,0	62,1	76,8	86,6	98,9	108,0	117,1
10,0	65,8	81,4	91,7	104,8	114,5	124,1
14,0	71,8	88,9	100,1	114,4	124,9	135,4
24,0	82,7	102,2	115,2	131,6	143,7	155,8

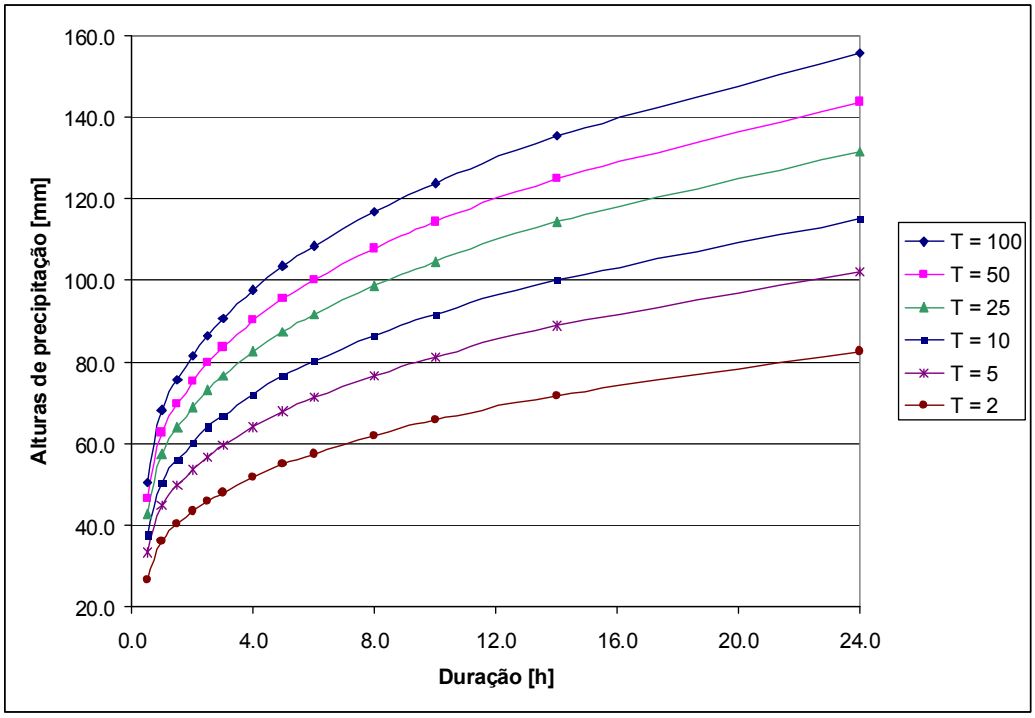


Figura 1. Uberaba: alturas de precipitação segundo a duração e o tempo de retorno

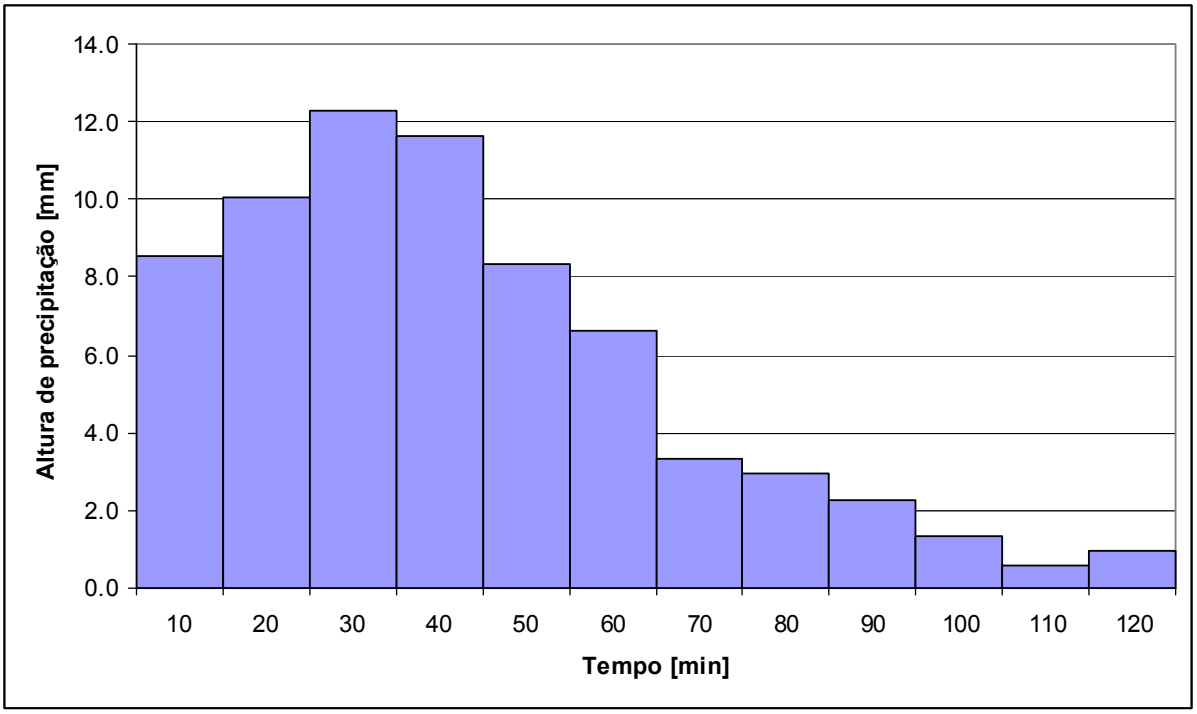


Figura 2. Uberaba: hietograma de projeto para T = 25 anos, duração 2 h e probabilidade de excedência de 50%

4. ESTIMATIVAS DOS PARÂMETROS DE MODELAGEM

4.1. Modelagem hidrológica

4.1.1. Discretização espacial da bacia do córrego das Lajes

A bacia do córrego das Lajes possui área de drenagem de 28,4 km^2 até a confluência do córrego de mesmo nome com o rio Uberaba. A bacia encontra-se, em grande parte, ocupada pela área urbana da cidade de Uberaba. O córrego das Lajes e seus principais afluentes diretos encontram-se canalizados, em toda a área urbana, por estruturas em concreto de seção transversal predominantemente retangular. Os canais são fechados, exceção feita no caso de trechos mais a montante do córrego Quinta da Boa Esperança (Av. Odilon Fernandes), e integram o sistema viário em uma solução semelhante à de avenidas sanitárias, a despeito de não terem sido ainda implantados os interceptores de esgotos domésticos.

O Quadro 3 apresenta a associação entre os cursos d'água canalizados e os logradouros de fundo de vale simulados pela modelagem hidrológica e hidráulica.

Quadro 3. Bacia do córrego das Lajes: associação entre cursos d'água canalizados e logradouros

Curso d'água	Logradouro	Extensão do trecho canalizado [m]
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira	3.961
Córrego Santa Rita		89
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	611
Córrego Capão da Igreja	Av. Guilherme Ferreira	2.038
Córrego Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	1.412
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	57
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	765
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	1.052
Córrego das Bicas	Av. Santos Dumont	1.256
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	992

Fonte: Cadastro de canalizações de macrodrenagem de Uberaba

Tendo em vista a rede de canais de macrodrenagem, as bacias de detenção existentes e a proposta de implantação das bacias de detenção projetadas, elaborou-se a discretização espacial da bacia do córrego das Lajes cujo diagrama unifilar para modelagem pelo HEC-

HMS encontra-se nas Figuras 3 e 4. O mapa topográfico da bacia, correspondente a essa discretização encontra-se no Anexo 1. A Figura 3 ilustra o diagrama unifilar para o cenário 1, enquanto a Figura 4 mostra o diagrama unifilar referente aos cenários 2 a 4 (ver Quadro 2).

No diagrama unifilar, as sub-bacias encontram-se numeradas conforme a discretização espacial ilustrada pelo mapa topográfico (Anexo 1). O Quadro 4 contém as coordenadas UTM das junções presentes nos diagramas unifilares (Figuras 3 e 4 e Anexo 1).

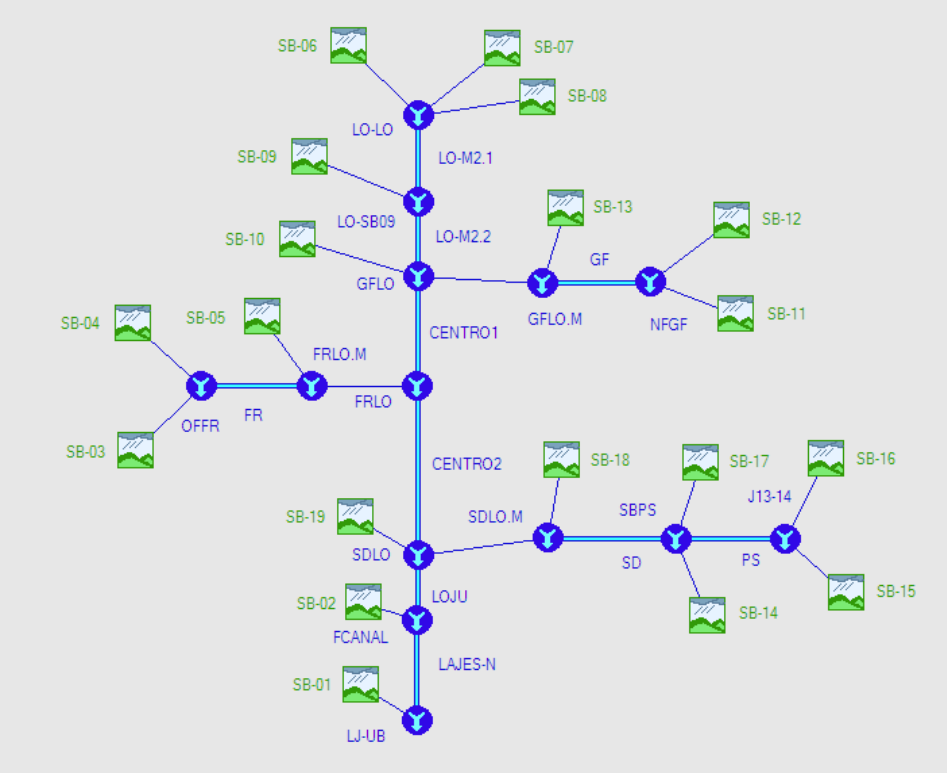


Figura 3. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para o cenário 1.

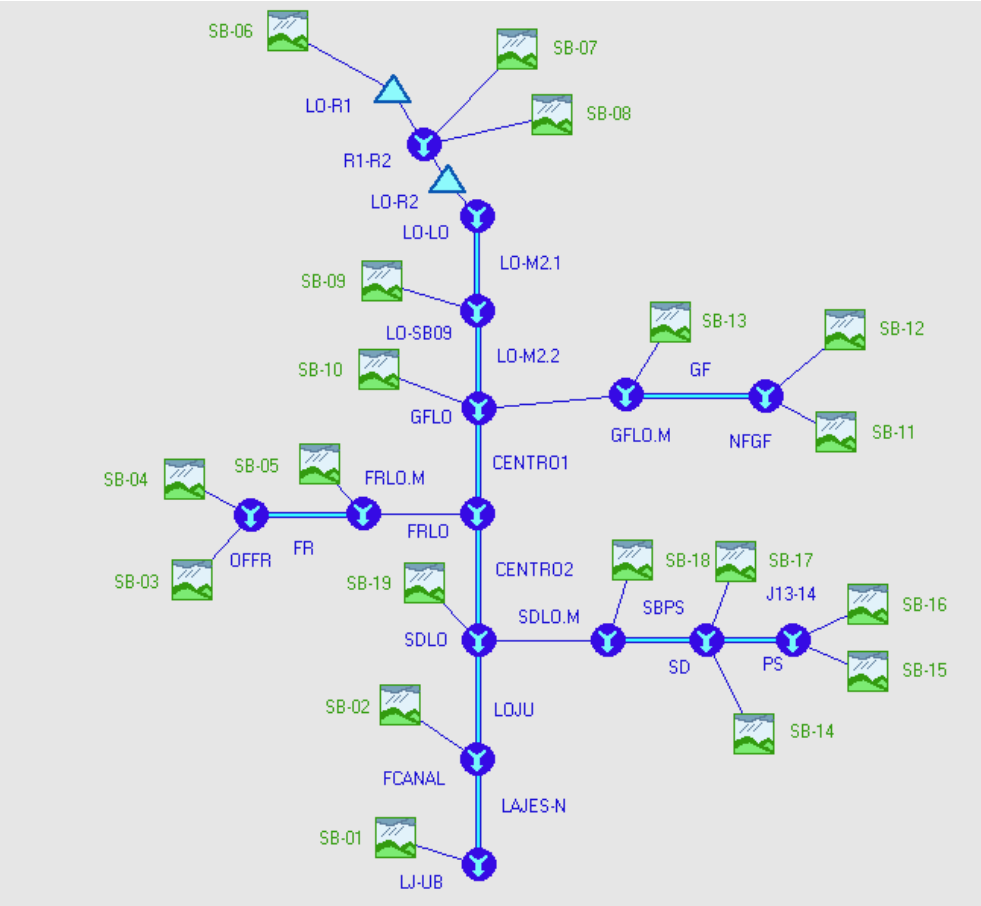


Figura 4. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para os cenários 2 a 4 .

Quadro 4. Coordenadas das junções definidas no modelo da bacia

Junção	Curso d'água	Coordenadas UTM	
		Norte	Leste
R1R2	Córrego Santa Rita –bacia de detenção Leopoldino de Oliveira, "junção" entre R1 e R2	7813510	194680
LOLO	Córrego das Lajes	7812930	194350
LO-SB09	Córrego das Lajes	7813190	193860
GFLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira)	7813540	192550
FRLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis)	7813750	192280
SDLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego das Bicas (Av. Santos Dumont)	7814010	192050
FCANAL	Córrego das Lajes	7814530	191660
LJ-UB	Córrego das Lajes, confluência com rio Uberaba	7816350	190190
NFGF	Córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira), confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	7812190	192420
GFLO-M	Córrego da Igreja (junção auxiliar, equivalente a GFLO)	7813750	192280
OFFR	Confluência entre os cór. Quinta da Boa Esperança (Av. Odilon Fernandes) e do Pontilhão (Av. Santos Guido)	7814290	192750
FRLO-M	Córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis – junção auxiliar, equivalente a FRLO)	7813750	192280
PS	Confluência entre os córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e Vertente 3	7813240	190500
SD	Confluência entre os córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e das Bicas (Av. Santa Beatriz)	7813160	191120
SDLO-M	Córrego das Bicas (Av. Santos Dumont – junção auxiliar, equivalente a SDLO)	7814010	192050

4.1.2. Parâmetro CN – função de produção do modelo

A função de produção do modelo hidrológico adotada em toda a bacia do córrego da Lajes e destinada à geração de chuvas efetivas foi a preconizada pelo antigo Soil Conservation Service (SCS), organismo da administração pública federal dos EUA. Essa função requer a calibração de um parâmetro, denominado CN, associado ao tipo e ao uso do solo em cada sub-bacia bem como ao estado inicial de umidade do solo.

Na ausência de uma melhor caracterização do tipo de solo, adotou-se solo tipo B para a bacia, definido pelo método SCS como profundo, arenoso, podendo também conter a presença de silte e argila. Entre os solos descritos pelo método SCS, o solo tipo B apresenta taxas de infiltração e permeabilidade médias a ligeiramente superiores à média.

Conforme descrito no item 2.3, adotaram-se três cenários de simulação com respeito ao uso do solo, o cenário atual, o cenário futuro com CN = 90 e o cenário futuro correspondente aos limites de impermeabilização definidos pelo Plano Diretor de Uberaba.

O uso atual do solo foi definido por sub-bacia a partir de visitas de campo e da análise da base cartográfica fornecida pela Prefeitura Municipal de Uberaba:

Mapa topográfico (Anexo 1);

Mapa de zoneamento urbano, segundo o Plano Diretor de Uberaba (Anexo 2);

Mapa de vazios urbanos (Anexo 3);

Levantamento aerofotogramétrico da cidade de Uberaba, de 2000;

Os padrões de uso do solo encontrados foram:

Áreas verdes;

Áreas desocupadas;

Áreas urbanizadas;

Áreas industriais.

Para as áreas urbanas no cenário atual, tendo em conta a análise qualitativa das fotografias aéreas provenientes do levantamento aerofotogramétrico de 2000 e observações feitas durante a visita a campo, considerou-se razoável adotar como referência de taxa de impermeabilização por lote o limite inferior de taxa de ocupação estabelecido pelo Plano Diretor de Uberaba, variável entre 30% e 80% da área do lote, em função da zona. Para o cenário futuro com CN variável por sub-bacia, adotou-se para as zonas urbanizadas o limite superior de taxa de impermeabilização definido pelo Plano Diretor que é de 90% da área do lote.

Adotaram-se condições de umidade antecedente tipo II, uma prática corrente em estudos dessa natureza. Segundo a metodologia SCS, as condições de umidade antecedente do tipo II correspondem a estados intermediários entre solo seco (condição I), e saturado (condição III). Os valores de CN relacionados no Quadro 5 foram ponderados segundo as percentagens de cada padrão de uso do solo, de forma a obter-se um CN médio por sub-bacia (Tabela 2).

Na Tabela 2, listam-se os valores de CN obtidos por sub-bacia e por cenário de uso do solo. Optou-se, igualmente, por criar um segundo cenário de uso do solo futuro, intermediário entre o cenário atual e o definido pelo limites superiores de impermeabilização estabelecidos no Plano Diretor. Nesse cenário intermediário, o valor de CN é único e igual a 90, correspondendo a uma taxa de impermeabilização média da ordem de 80%.

Quadro 5 – Valores típicos de CN adotados no estudo, segundo o tipo e o uso do solo

Tipo de solo	Uso do Solo	CN-II atual	CN-II futuro
B	Áreas verdes	61	61
B	Áreas desocupadas	61	61
B	Áreas urbanizadas (variável segundo zoneamento)	de 83 a 89	De 89 a 94
B	Áreas industriais, pátios industriais	89	89
B	Vias	98	98

Tabela 2. Valores de CN estimados por sub-bacia

Sub-bacia	CN-II atual	CN-II futuro 90	CN-II futuro
SB-01	75,8	80,5	80,5
SB-02	87,3	90,0	94,4
SB-03	87,5	90,0	93,8
SB-04	87,5	90,0	93,6
SB-05	87,9	90,0	94,4
SB-06	85,3	88,5	88,5
SB-07	87,1	90,0	93,8
SB-08	87,2	90,0	94,4
SB-09	87,1	90,0	94,4
SB-10	88,0	90,0	94,5
SB-11	86,3	90,0	93,3
SB-12	88,6	90,0	94,5

SB-13	88,7	90,0	94,4
SB-14	88,4	90,0	94,4
SB-15	87,6	90,0	94,4
SB-16	87,7	90,0	94,5
SB-17	87,0	90,0	94,4
SB-18	86,7	90,0	94,5
SB-19	88,6	90,0	94,3

4.1.3. Parâmetros da função de transferência e do modelo de propagação em canais

O hidrograma unitário sintético do SCS, na versão HEC-HMS, além da área da bacia requer apenas a estimativa do tempo de resposta da bacia ("lag-time"), expresso como uma função do tempo de concentração (t_c). Os t_c foram estimados por sub-bacia, considerando-se uma combinação de aplicação da equação de Kirpich, para áreas de escoamento difuso e trechos não canalizados do curso d'água principal, com o método cinemático, para os trechos canalizados do curso d'água principal. A equação do tempo de concentração fica como segue:

$$t_c = 57\left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0,385} + \frac{1}{60}\sum_i \frac{l_i}{v_i} \qquad \text{(Eq. 2)}$$

sendo:

t_c : tempo de concentração (min);

L: comprimento do talvegue principal não canalizado (km);

ΔH: diferença de nível entre a nascente e o exutório do trecho não canalizado (m);

l_i: comprimento de trecho de curso d'água canalizado, com declividade constante (m);

v_i: velocidade de escoamento no trecho canalizado, com declividade constante (m/s).

Para a propagação de cheias em cursos d'água, canalizados ou naturais, adotou-se o modelo de Muskingun-Cunge na versão HEC-HMS conhecida por "Muskingum-Cunge 8 pontos". Essa alternativa permite a estimativa dos parâmetros do modelo de Muskingum-Cunge em ausência de hidrogramas observados. Além dos perfis de seções transversais de cada trecho de canal, o modelo "Muskingun-Cunge 8 pontos" requer um parâmetro e duas informações morfológicas, a saber:

n : coeficiente de rugosidade de Manning para leito e margens;

L : comprimento do trecho de curso d'água;

I : declividade média da linha de energia, assimilada à declividade média do curso d'água no trecho em estudo.

A Tabela 3 lista os parâmetros adotados para a modelagem da função de transferência (módulo de concentração) e para a propagação em canais.

Tabela 3. Parâmetros da função de transferência e da propagação em canais

	Hidrograma Unitário SCS		**Propagação Muskingum-Cunge**				
	A	**tc**	**trecho**	**L**	**I**	**n**	
Sub-bacias	[km²]	[min]	-	[m]	[m/m]	leito	margens
SB-01	2,94	39,5	LO-M2.1	667	0,0095	0,018	0,018
SB-02	1,89	32,2	LO-M2.2	1163	0,0088	0,018	0,018
SB-03	0,94	15,6	CENTRO 1	357	0,0068	0,018	0,018
SB-04	1,30	15,6	CENTRO 2	358	0,0068	0,018	0,018
SB-05	0,50	13,8	LOJU	870	0,0060	0,018	0,018
SB-06	4,38	50,4	LAJES-N	2.484	0,0144	0,035	0,035
SB-07	1,01	30,3	GF	1.368	0,0115	0,018	0,018
SB-08	0,48	14,9	FR	795	0,0107	0,018	0,018
SB-09	0,54	12,2	PS	703	0,0153	0,018	0,018
SB-10	1,30	26,9	SD	1.266	0,0080	0,018	0,018
SB-11	1,61	20,0					
SB-12	1,36	22,5					
SB-13	1,38	22,8					
SB-14	2,85	25,5					
SB-15	1,32	29,8					
SB-16	0,84	25,9					
SB-17	0,42	15,3					
SB-18	1,14	22,1					
SB-19	0,23	2,6					

A = área da sub-bacia
n = coeficiente de rugosidade de Manning

tc = tempo de concentração
I = declividade média do trecho de curso d'água

4.1.4. Parâmetros do modelo de propagação em reservatórios e bacias de detenção

Conforme relatado, a Prefeitura de Uberaba implantou parte do conjunto de bacias de detenção previsto para a bacia do córrego das Lajes, os chamados reservatórios R1 e R2. Esses dois reservatórios são aqui tratados como uma única bacia de detenção, a BD Leopoldino de Oliveira ou BD1, em razão da proximidade existente entre elas e do fato do estudo original da Themag ter previsto apenas uma BD nessa área. Porém, são distintos em área de contribuição e em estruturas de controle.

Para a inserção de R1 e R2 no modelo hidrológico HEC-HMS foi necessário definir suas respectivas curvas cota-descarga e cota-volume. A construção dessas curvas foi realizada com base no projeto executivo descrito no documento "Reservatório Leopoldino de Oliveira – Projeto Executivo, Março 2003" elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia para a Prefeitura Municipal de Uberaba. Esse projeto executivo difere do previamente elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento, datado de 2001, do qual encontram-se disponíveis um conjunto desenhos e dois relatórios, a saber:

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Memorial Descritivo n. UB010.RT.LO 011, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Junho de 2001, e

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Relatório Ambiental n. UB010.RT.LO 013, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Setembro de 2001.

As diferenças entre o Projeto Executivo da Hidrostudio Engenharia e aquele da HT Consultoria encontram-se no arranjo geral das bacias de detenção, cotas de fundo e outros. Uma visita de campo permitiu constatar, de forma qualitativa, que o projeto executado foi o elaborado pela Hidrostudio. Porém, é recomendável que se elabore um "as built" de R1 e R2 para possibilitar uma adequada avaliação de seu desempenho em amortecimento de cheias, do funcionamento hidráulico das estruturas de controle e de aspectos geotécnicos relacionados à estabilidade de taludes e à segurança da barragem.

Na impossibilidade de realização dos levantamentos necessários, utilizaram-se as informações disponíveis no projeto executivo para a construção das curvas cota-descarga e cota-volume de R1 e de R2. Reporta-se ao mencionado projeto executivo executado pela empresa Hidrostudio Engenahria para as informações detalhadas sobre as estruturas hidráulicas de controle, a forma dos reservatórios, os volumes de espera e outros elementos de projeto.

O controle hidráulico de R1 é composto por:

um vertedor do tipo tulipa, de seção transversal retangular, com soleira às cotas 772,50 (primeiro nível de vertimento) e 773,00 (segundo nível de vertimento), complementado por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 769,00, cota do NA permanente em R1;

um vertedor de emergência do tipo parede espessa, com seção transversal retangular e soleira com largura de 10,0 m e comprimento 12,0 instalada à cota 773,00.

A curva cota-descarga para R1 (Figura 5, Tabela 4) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, vertedor de parede espessa em descarga livre). A Figura 6 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

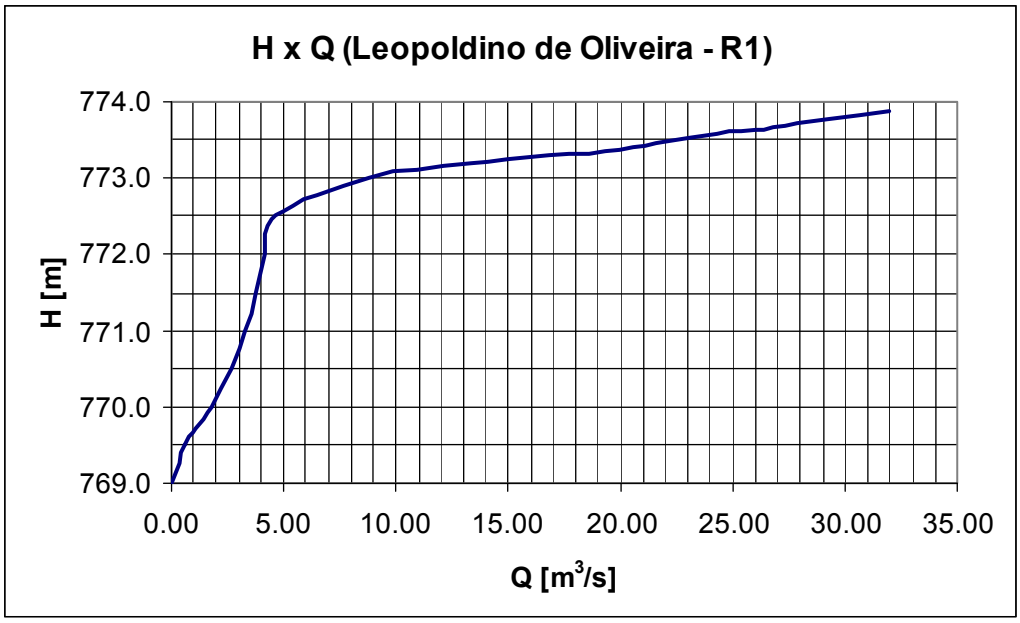


Figura 5. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

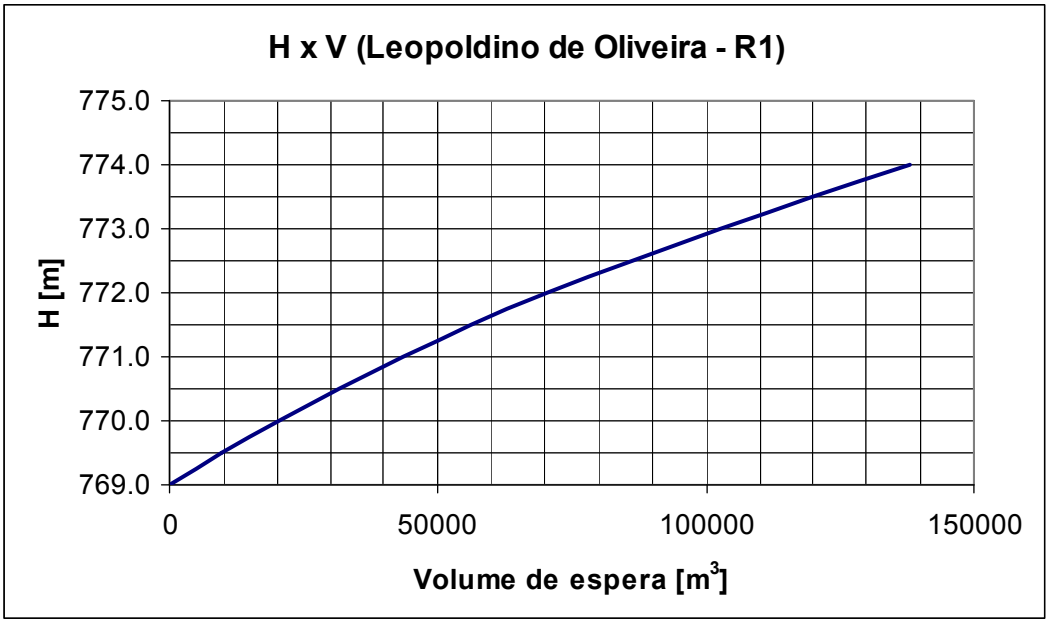


Figura 6. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

Tabela 4. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R1

Cota	Volume	Vazão
	[m^3]	[m^3/s]
767,0	0	0,0
767,5	7170	0,0
768,0	15000	0,0
768,5	23480	0,0
769,0	32640	0,0
769,5	42480	0,6
770,0	53030	1,8
770,5	64280	2,7
771,0	76260	3,3
771,5	88970	3,8
772,0	103170	4,2
772,5	118880	4,6
773,0	135370	8,8
773,5	152670	21,9
774,0	170790	32,0

Volume útil: 103.735 m^3

O controle hidráulico de R2 é composto por um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 765,50 (primeiro nível de vertimento) e 766,00 (segundo nível de vertimento), complementado por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 761,50, cota do NA permanente em R2. O túnel da tulipa possui seção transversal de 2,00 x 2,20, com declividade de 0,001 m/m, por uma extensão de 282,65 m, até conectar-se à galeria previamente existente do córrego Santa Rita, às coordenadas 7813050,192 e 194468,316. Por sua vez, essa galeria conecta-se à galeria da av. Leopoldino de Oliveira, junto à rotatória localizada nas proximidades da rua Silva Cunha.

R2 é alimentado pelos escoamentos provenientes de R1 como também por parte das contribuições da sub-bacia 07. Para tal, um canal de desvio foi construído entre a galeria da av. Leopoldino de Oliveira e R2. Nesse ponto, aproximadamente ao centro da rotatória localizada na av. Leopoldino de Oliveira, entre as ruas Estrela do Sul e Silva Cunha, foi construída uma caixa de conexão entre as duas galerias. De forma a assegurar a alimentação do canal de desvio, uma estrutura de controle hidráulico de seção (orifício), foi implantada na galeria da av. Leopoldino de Oliveira, cujas dimensões não se encontram precisamente definidas no projeto executivo. Uma avaliação visual sugere uma seção de 1,00 x 1,00 m. A cota de fundo da caixa é a 761,30.

Considerando-se que o NA máximo operacional de R2, de acordo com seu projeto executivo, atinge a cota 766,00, compreende-se que o funcionamento da galeria de desvio e do próprio

R2 comporta diferentes cenários. Na fase de enchimento de R2, o canal de desvio deverá drenar escoamentos da caixa da Leopoldino de Oliveira para o próprio R2, pressupondo-se a rápida subida de vazões provenientes da sub-bacia 07. Porém, na fase de esvaziamento de R2, admitindo-se, igualmente, a rápida recessão do hidrograma proveniente da sub-bacia 07, o escoamento na galeria de desvio deverá inverter-se, fazendo-se de R2 para a caixa de desvio, com o orifício aí localizado operando igualmente como uma estrutura de controle de saída de R2.

A curva cota-descarga para R2 (Figura 7, Tabela 5) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, orifício da caixa de desvio operando como estrutura de controle de saída). A Figura 8 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

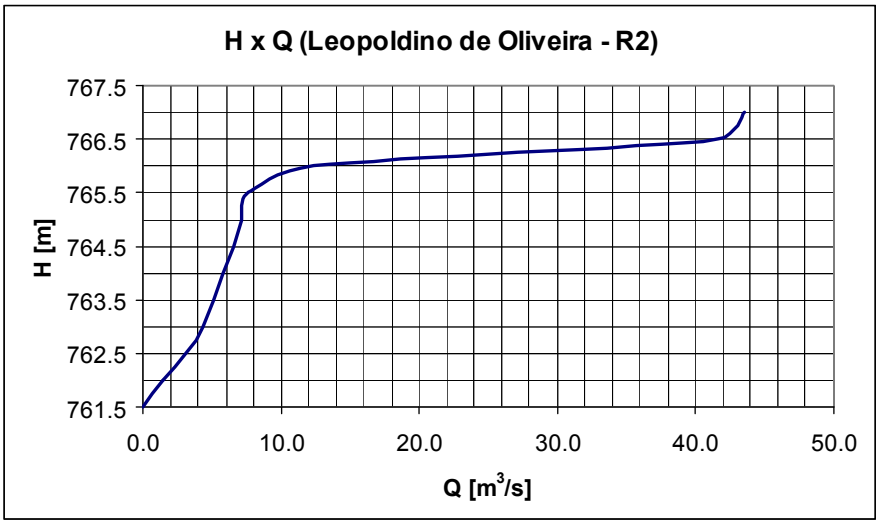


Figura 7. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

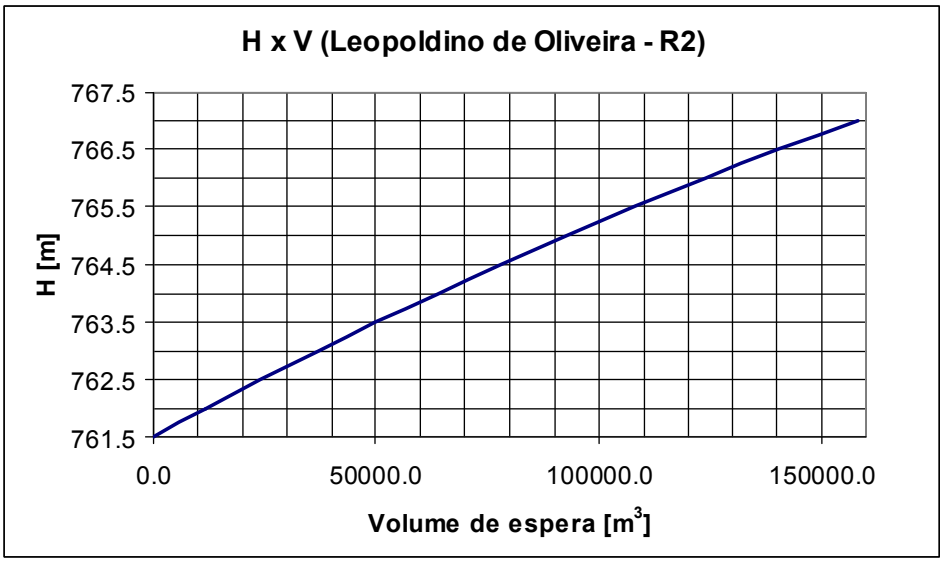


Figura 8. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

Tabela 5. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R2

Cota	Volume	Vazão
	[m^3]	[m^3/s]
760,5	0,0	0,0
761,0	10860,0	0,0
761,5	22180,0	0,0
762,0	33970,0	1,5
762,5	46240,0	3,1
763,0	58990,0	4,3
763,5	72220,0	5,1
764,0	85960,0	5,8
764,5	100190,0	6,5
765,0	114940,0	7,1
765,5	130210,0	7,6
766,0	146000,0	12,3
766,5	162330,0	41,6
767,0	179980,0	43,6

Volume útil: 123.820 m^3

4.2. Modelagem hidráulica

Os parâmetros geométricos da canalização foram obtidos por intermédio de dados cadastrais fornecidos pela Prefeitura Municipal de Uberaba. Foi também realizada uma visita na bacia, quando conheceu-se um trecho canalizado em canal aberto e pode-se constatar, por intermédio de filmes realizados à época da elaboração do cadastro ou anteriores a essa data, o estado de conservação das estruturas subterrâneas.

Com base nas informações cadastrais foi construído o modelo geométrico do sistema de macrodrenagem em foco. A Figura 9 ilustra o diagrama unifilar do sistema completo. As Figuras 10 e 11 trazem como exemplo o perfil longitudinal do córrego das Lajes no trecho canalizado sob a Av. Leopoldino de Oliveira. As Figuras 12 a 14 ilustram algumas seções transversais do córrego das Lajes e de seus afluentes em trechos canalizados.

Nas figuras 10 e 11, a linha contínua com retângulos cheios indica as cotas de leito do canal ("*Ground*"). A linha contínua de cor preta acima desta define o perfil do topo das canalizações. A linha contínua de cor preta, localizada acima das anteriores, é a linha da superfície do terreno, ou seja, o perfil das vias. Na figura 11, nota-se a linha d'água para o evento de T = 10 anos e cenário atual de uso do solo, percebendo-se a inundação da área central a jusante da confluência dos córregos das Lajes e da Igreja (Av. Guilherme Ferreira).

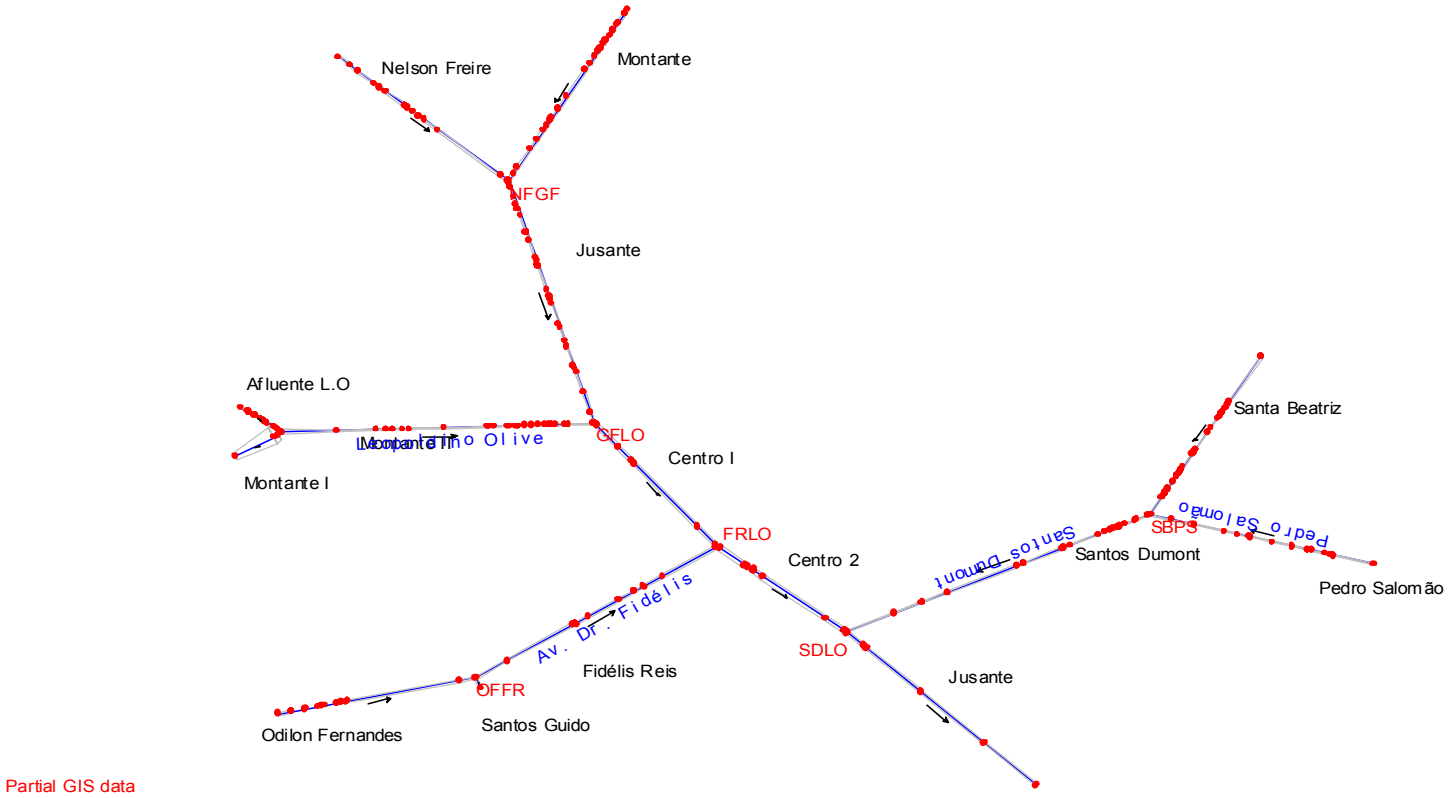


Figura 9. Sistema de macrodrenagem do cor. das Lajes: diagrama unifilar para modelagem hidráulica

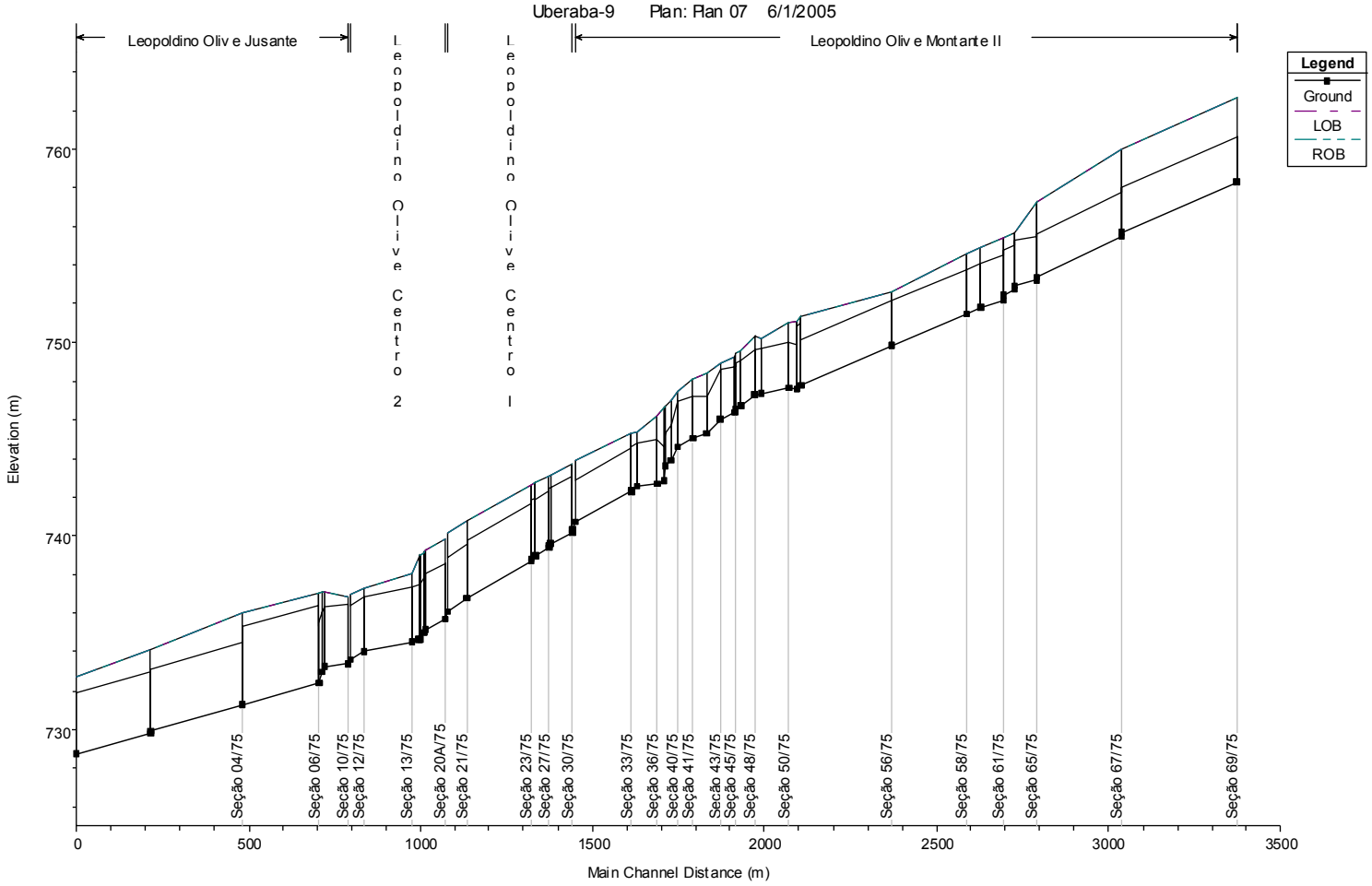


Figura 10. Exemplo de perfil longitudinal simulado: córrego das Lajes.

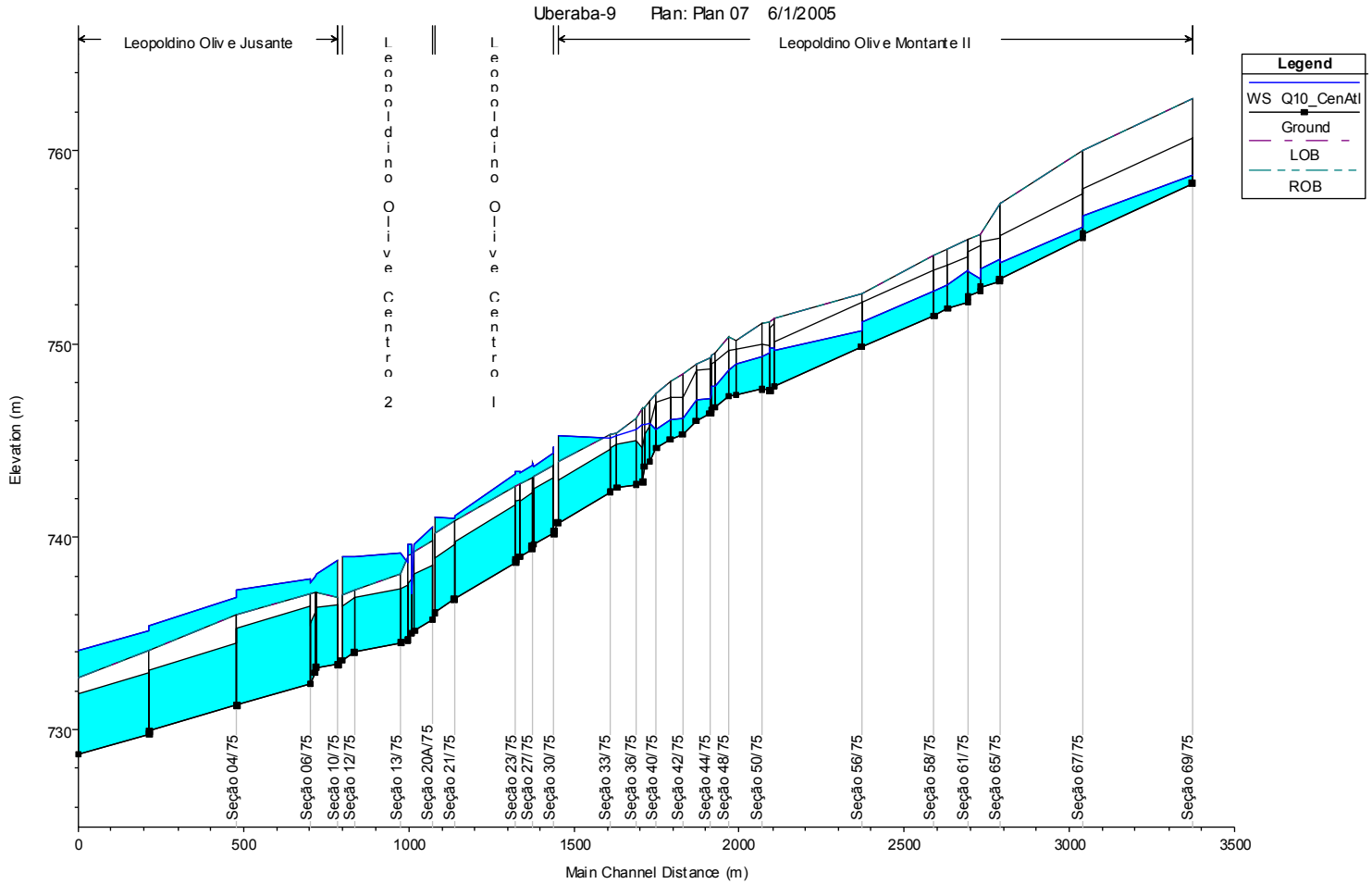


Figura 11. Exemplo de perfil longitudinal simulado: córrego das Lajes – linha d'água para evento de T = 10 anos em cenário atual

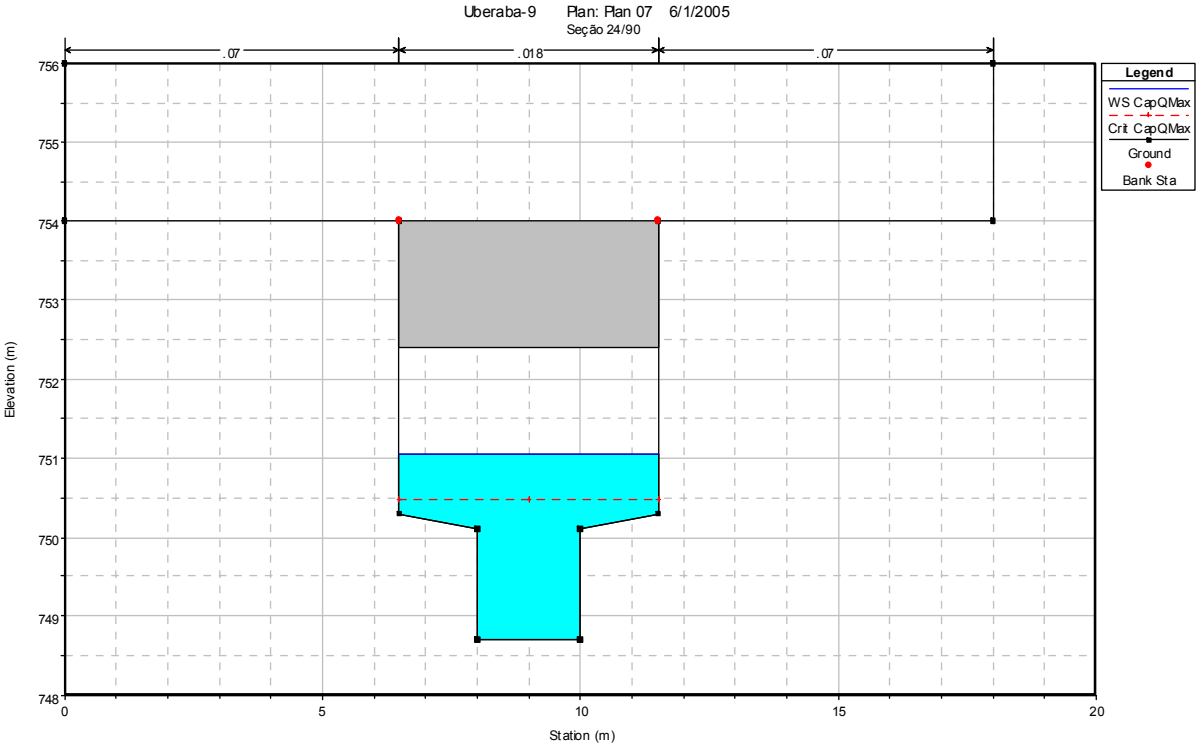


Figura 12. Exemplo de seção transversal do córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira)

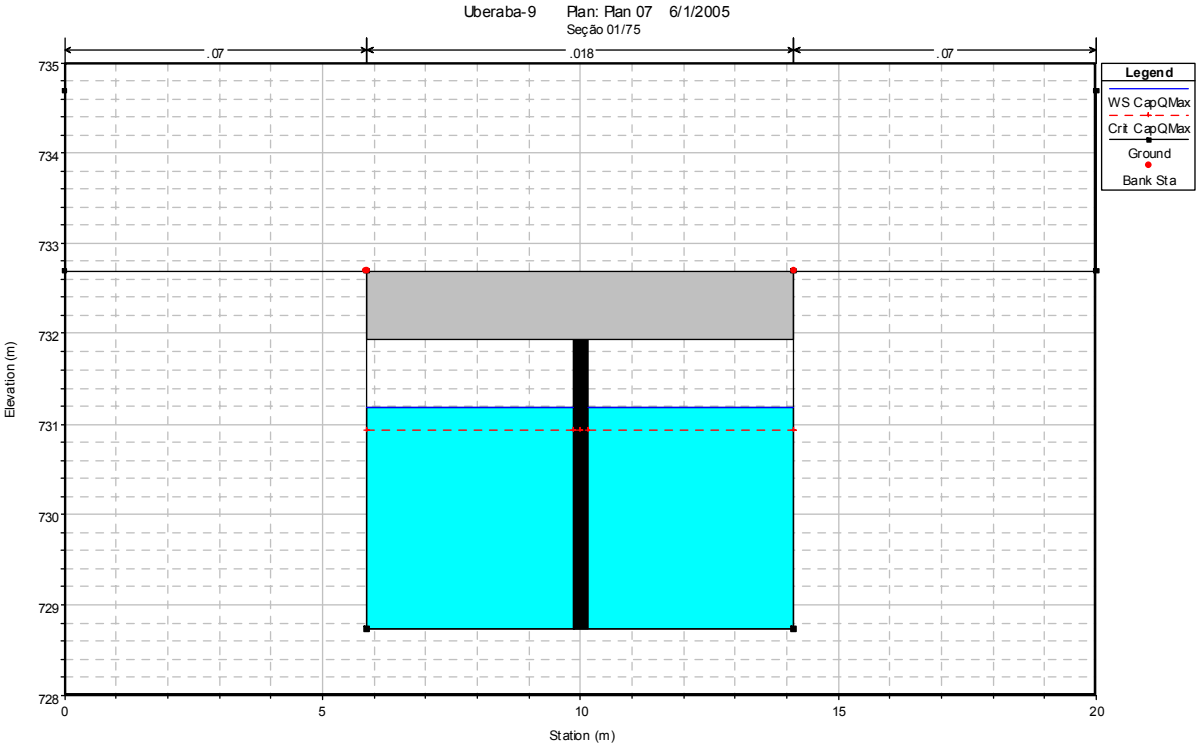


Figura 13. Exemplo de seção transversal do córrego das Lajes, a jusante de sua confluência com o córrego das Bicas (Av. Santos Dumont).

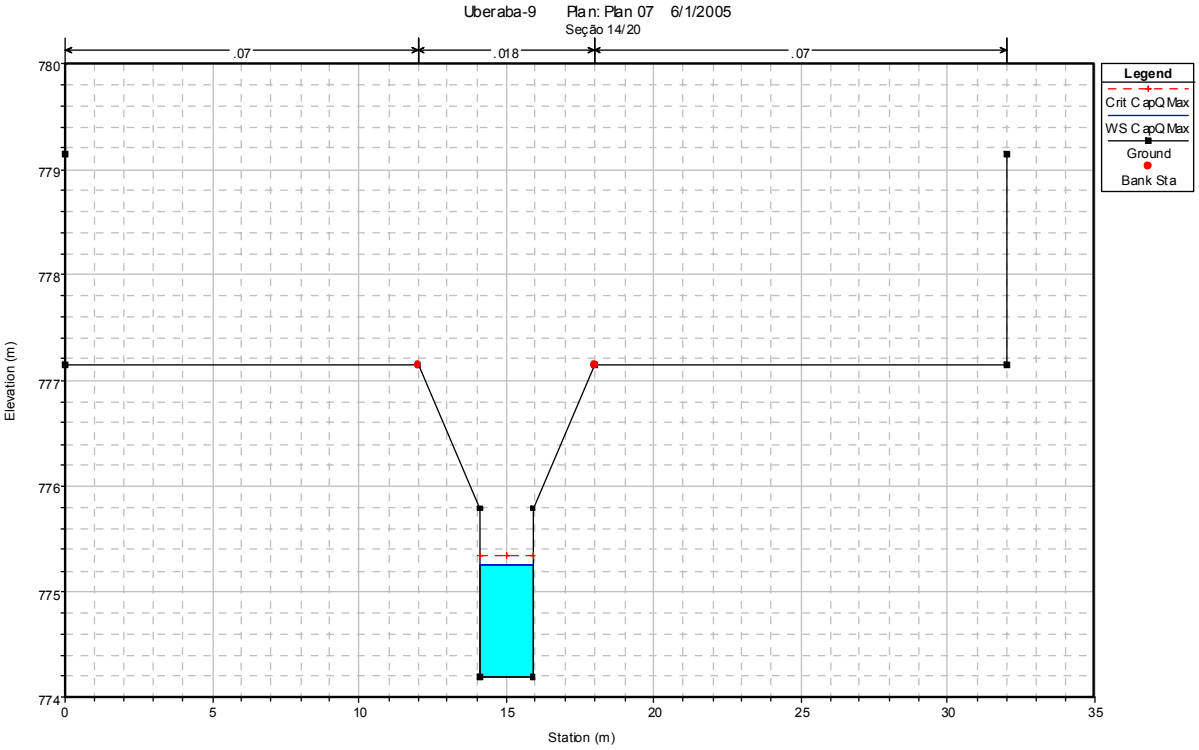


Figura 14. Exemplo de seção transversal do cor. Quinta da Boa Esperança (Av. Odilon Fernandes)

5. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE TRANSPORTE DOS CANAIS EXISTENTES

Antes de proceder à apresentação e à discussão dos resultados de simulação hidrológica dos diferentes cenários, apresenta-se, no presente item, os resultados de uma simulação hidráulica feita com o fim de se avaliar a capacidade máxima de transporte de vazões dos canais existentes. Essa informação será essencial para a análise dos resultados das simulações hidrológicas dos cenários de diagnóstico e de estudo de alternativas (Relatório 4), bem como fornecerá subsídios à análise de problemas de funcionamento hidráulico das estruturas existentes e à avaliação das possibilidades de solucionar ou minorar esses problemas.

A principal dificuldade para realizar a avaliação da capacidade dos canais existentes encontra-se relacionada à características do sistema em foco, tais como trechos de canalização com declividades elevadas, funcionando em regime supercrítico de escoamento, com velocidades elevadas, seguidos de trechos de escoamento subcrítico, presença de seqüências de degraus e mudanças bruscas de forma ou de dimensões das seções transversais, bem como

confluências inadequadamente concebidas e dimensionadas. Esses são fatores de aumento de perdas de carga localizadas, de mudanças freqüentes de regime de escoamento quanto à energia, muitas vezes com formação de ressaltos hidráulicos e de mau funcionamento de confluências, freqüentemente resultando em extravasamentos localizados.

Em face do descrito, dois critérios para a avaliação da capacidade de transporte dos canais existentes podem ser adotados:

critério binário: a vazão máxima admissível é a máxima vazão que permite escoamento livre em toda a extensão do canal simulado;

critério analítico: considera-se como vazão máxima admissível uma dada vazão que mesmo levando a escoamentos sob pressão em alguns trechos simulados, permite vislumbrar possibilidades de intervenções na canalização capazes de eliminar tais problemas localizados.

O critério tipo binário pode conduzir a valores muito pequenos de vazão limite para canais com as características descritas, freqüentemente em razão de problemas localizados, como os de mau funcionamento de confluências. Em face disso, optou-se por adotar, no presente estudo, o critério analítico, ainda que esse seja sujeito a um certo grau de subjetividade de análise, nessa etapa, quando ainda não se investigaram alternativas de aprimoramento das condições de escoamento nos canais existentes.

Tomando por referência os trechos simulados (Figura 8) a Tabela 6 contém as vazões máximas admissíveis por trecho de canal do sistema simulado, admitindo-se coeficientes de rugosidade n = 0,018 (estado atual das galerias) e *n* = 0,015, admitindo-se a recuperação estrutural das galerias. Apresenta-se, na Tabela 7, as estimativas de capacidade máxima de transporte de vazões realizadas no contexto do estudo da Themag Engenharia, a título de comparação.

Notam-se, por vezes, grandes divergências entre os dois estudos. Essas diferenças decorrem da distinta base de informações adotada nos dois estudos, o que possibilitou uma mudança de metodologia de cálculo. À época do estudo elaborado pela Themag Engenharia, não se dispunha do cadastro do sistema de macrodrenagem, tendo-se trabalhado com informações bastante limitadas sobre as dimensões das galerias e dos perfis longitudinais. Com isso, o estudo Themag foi realizado segundo a hipótese de escoamento uniforme, não integrando efeitos de confluência, de mudança de declividade e outros. De uma forma geral, as declividades médias adotadas no estudo Themag são superiores às efetivamente encontradas no sistema. O coeficiente de rugosidade de Manning adotado no estudo Themag foi de 0,015, enquanto, no presente estudo, optou-se por trabalhar com *n* = 0,018, considerando-se o estado atual de conservação das galerias.

Conforme relatado acima, pressupondo-se a recuperação estrutural das galerias, admite-se um coeficiente *n* = 0,015, com ganhos de vazão máxima de cerca de 20 %. Em alguns casos, não há aumentos significativos de capacidade porque, nesse caso, a rugosidade do canal não é o fator dominante para a definição da linha d'água. Outros fatores, tais como mudanças de geometria de seção transversal ou de declividade ou, ainda, efeitos de confluência exercem o controle sobre o escoamento. Tendo em conta que o presente relatório trata do diagnóstico do sistema existente, adotam-se como referência as vazões máximas obtidas com *n* = 0,018.

No caso dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão há incertezas quanto à capacidade de transporte dos canais em função da falta de detalhes cadastrais. Como o trecho de canalização simulado para o Pontilhão é pouco extenso, a estimativa de capacidade máxima não é possível.

Tabela 6. Sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes: Vazões máximas admissíveis

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max-ad} [m^3/s]	
		***n* = 0,018**	***n* = 0,015**
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliv.)	25,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	60,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	55,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	110,0
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	14,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira, até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	19,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	20,0
Cor. Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	11,0
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	28,0
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santos Dumont	28,0	30,0

Tabela 7. Estudo Themag da bacia do córrego das Lajes: Vazões máximas admissíveis

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max-ad} [m^3/s]
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leopoldino de Oliveira)	-
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	22,0 a 32,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	60,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	83,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	140,0 a 183,0
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	21,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira, até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	21,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	17,0 a 29,0
Córrego Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	7,0
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	23,0
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	38,0 a 71,0
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	19,0
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	19,0
Córrego das Bicas	Av. Santos Dumont	36,0 a 57,0

5. SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS: RESULTADOS

Neste item são apresentados os principais resultados das simulações hidrológicas segundo os cenários definidos no Quadro 2. Com vistas a facilitar a leitura do texto, esse quadro é reproduzido a seguir.

5.1. Estudo da duração crítica para a precipitação de projeto

Conforme mencionado em itens anteriores, foi elaborado um estudo de duração crítica para a precipitação de projeto. Esse estudo foi realizado para todos os cenários em estudo, para eventos de tempo de retorno T = 25 anos. Com base nos resultados dessas simulações, optou-se por adotar a duração de 1,5 horas por ter predominado como duração crítica para o sistema de macrodrenagem em foco segundo os diferentes cenários simulados. Os resultados de simulação indicam proximidade de valores de vazão de pico para durações de hietogramas entre 1 h e 2h. Os resultados completos encontram-se no Anexo 4.

A implantação de diversas bacias de detenção poderá alterar a duração crítica do evento, o que será investigado no Relatório 4 – Estudo de Alternativas. Para efeito de verificação e de modificação de dimensionamento de bacias de detenção, considerou-se a duração crítica do evento de precipitação específico da área de contribuição à bacia. Esse tópico será, igualmente, discutido no Relatório 4.

Quadro 2. Bacia do córrego das Lajes: cenários de simulação para a etapa de diagnóstico

N.	Modelo bacia	Descrição	Objetivos
1	LJAT	Uso do solo atual, sem bacias de detenção	Comparar vazões com as obtidas pelo estudo da Themag
			Simular eventos históricos ocorridos antes da implantação de BDs
2	LJATBD1	Uso do solo atual, com bacias R1 e R2	Diagnosticar funcionamento atual do sistema
			Simular eventos históricos ocorridos após a implantação de R1 e R2
			Referência para avaliar alternativas de controle de cheias em cenário atual
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo
3	LJFTBD1CN90	Uso do solo futuro, com CN = 90 e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente
			Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo
4	LJFTBD1	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente
			Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro
			Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo

5.2. Cenário 1: Uso do solo atual, sem bacias de detenção

São dois os principais objetivos de simulação do cenário 1. O primeiro deles é o de permitir a comparação dos valores de vazões de pico nos diferentes trechos do sistema de macrodrenagem em foco, obtidos no presente estudo, com aqueles utilizados pela empresa Themag Engenharia em seu diagnóstico e estudo de alternativas de controle de cheias. Essa comparação é importante para a etapa de avaliação da eficiência das bacias de detenção propostas em termos de amortecimento das cheias de projeto.

O segundo objetivo é o de permitir a simulação de eventos históricos críticos que geraram inundações significativas na área de estudo. A despeito de não haver um levantamento sistemático de marcas de cheia, há informações de caráter qualitativo e, em alguns pontos do sistema viário, informações de nível d'água e de velocidade de escoamento superficial, estimadas por métodos simplificados, porém suficientes para permitir uma avaliação aproximada da qualidade da modelagem hidrológica e hidráulica. Infelizmente, os pluviogramas requisitados não se encontravam disponíveis até a data de apresentação do presente relatório. Com isso, essa etapa do estudo será realizada em futuro próximo, passando a integrar documentos a serem emitidos oportunamente.

A Tabela 8 contém os dados de vazão de pico resultantes do estudo Themag e do presente estudo, nas seções onde foi possível estabelecer essa comparação. As seções em que foram gerados os hidrogramas de cheia encontram-se referenciadas como no estudo Themag ("Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", Ilustração 4 – Condição Atual) e como no presente estudo (Figura 3 e Quadro 4). Para facilitar a leitura dos resultados, a Figura 3 é reproduzida a seguir.

Os eventos comparados são para tempo de retorno T = 25 anos. No caso do estudo Themag, adotou-se, de forma generalizada, CN = 80. A precipitação de projeto foi calculada a partir da equação IDF do posto de Catalão, para uma duração de 2 h, tendo-se obtido uma intensidade média de 40 mm/h (altura total de chuva de 80 mm). O hietograma de projeto foi gerado pelo método de blocos alternados. No caso do estudo aqui descrito, o CN é variável, situando-se entre 75,8 e 88,6 (ver Tabela 2). A precipitação de projeto foi calculada com base em estudo de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (posto INMET), para uma duração crítica de 1,5 h, tendo uma intensidade média de 42,7 mm/h (altura total de chuva de 64 mm). O hietograma de projeto foi gerado com base em hietogramas adimensionais definidos por Guimarães e Naghettini para a RMBH. Para efeito de complementar de comparação, listaram-se também as vazões de pico do cenário futuro, com CN variável, situando-se entre 80,5 e 94,5.

Os resultados indicam uma proximidade de valores simulados para o cenário atual entre os estudos Themag e UFMG. Considerando-se apenas os valores de CN, seria de se esperar a obtenção de valores de vazão de pico superiores para o cenário UFMG atual. Isso não ocorreu provavelmente em decorrência de diferenças de hietogramas de projeto, uma vez que o método de blocos alternados tende a gerar um bloco de chuva de elevada intensidade, e de fatores relacionados à discretização espacial da bacia e à simulação da propagação em canais, entre outros.

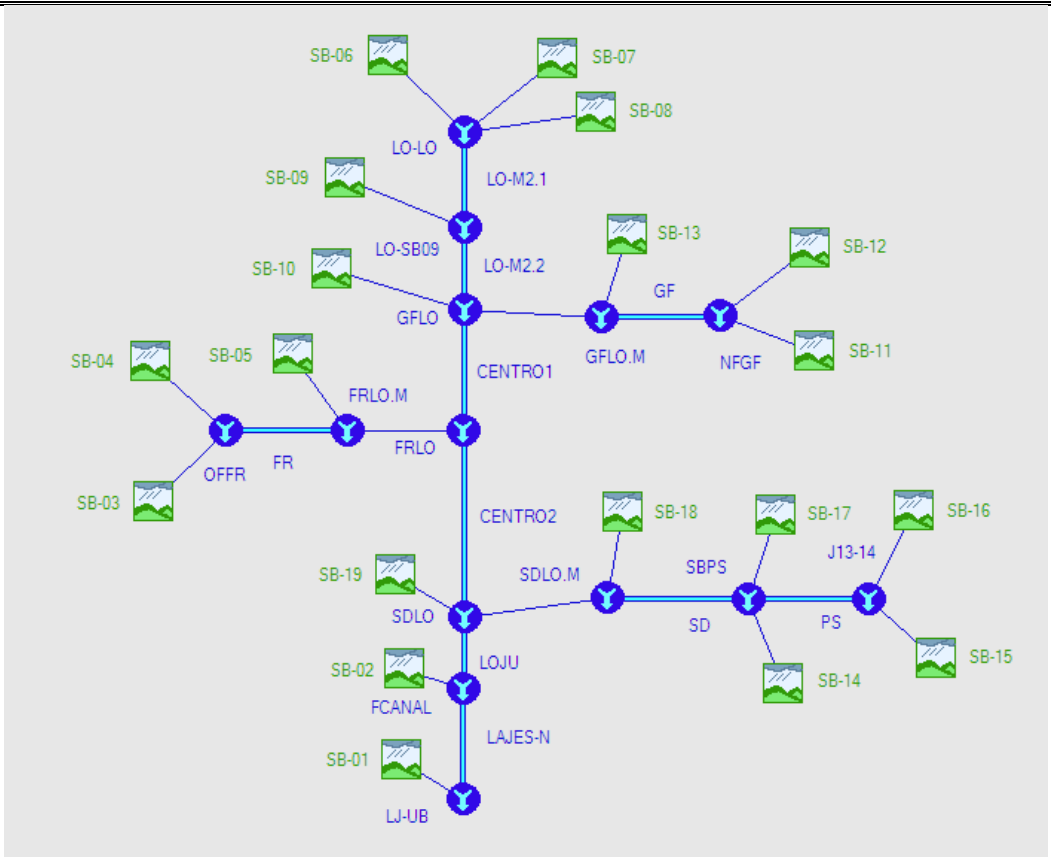


Figura 3. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para os cenários 2 a 4 .

Tabela 8. Cenário 1: comparação de vazões máximas entre estudos Themag e UFMG

Seções		Curso d'água	Qmax [m³/s]		
Themag	UFMG		Themag	UFMG (atual)	UFMG (futuro)
1	LOLO	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	47,0	45,6	57,0
3	LOM-2.2	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	59,0	54,4	71,2
4	SB-11	Barro Preto (Nelson Freire)	20,0	17,5	25,5
5	SB-12	Igreja (Guilherme Ferreira)	18,0	16,5	22,7
6	NFGF	Igreja (Guilherme Ferreira)	38,0	34,1	48,2
8	GFLO-M	Igreja (Guilherme Ferreira)	50,0	49,4	67,2
9	GFLO	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	107,0	103,8	138,5
11	SB-03	Pontilhão (Sargento Guido)	9,0	12,1	16,1
12	SB-04	Quinta da Boa Esperança (Odilon Fernandes)	24,0	16,7	22,0
13	OFFR	Comércio (Fidelis Reis)	34,0	28,8	38,2

15	FRLO-M	Comércio (Fidelis Reis)	38,0	34,2	46,2
16	FRLO	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	138,0	132,8	175,7
18	SB-14	Bicas (Santa Beatriz)	26,0	32,6	43,5
20	SBPS	Bicas (Santos Dumont)	60,0	60,5	80,6
22	SDLO-M	Bicas (Santos Dumont)	76,0	70,4	97,4
23	SDLO	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	207,0	204,3	275,2
25	FCanal	Lajes (Leopoldino de Oliveira)	221,0	216,8	299,0

A proximidade entre os valores de vazão máxima obtidos pelo estudo da Themag e pelo presente estudo permitirá uma avaliação da eficiência das bacias de detenção, em termos de controle de inundações, centrada, sobretudo, na capacidade de transporte de vazões pela rede de canais de macrodrenagem. Uma ressalva deve ser feita, ainda no contexto da modelagem hidrológica, com relação ao volume de precipitações, menor no caso do presente estudo em razão da duração obtida para a chuva crítica, de 1,5 h e não de 2 h como no caso do estudo da Themag. Com isso, os hidrogramas a serem amortecidos para o cenário atual, com bacias de detenção, terão menor volume total. A questão será analisada em detalhes no Relatório 4 – Estudo de Alternativas.

A título ilustrativo, as Figuras 15, 16 e 17 mostram a composição de hidrogramas de cheia para o evento de T = 25 anos com precipitação de 1,5 h de duração em algumas junções ao longo do córrego das Lajes.

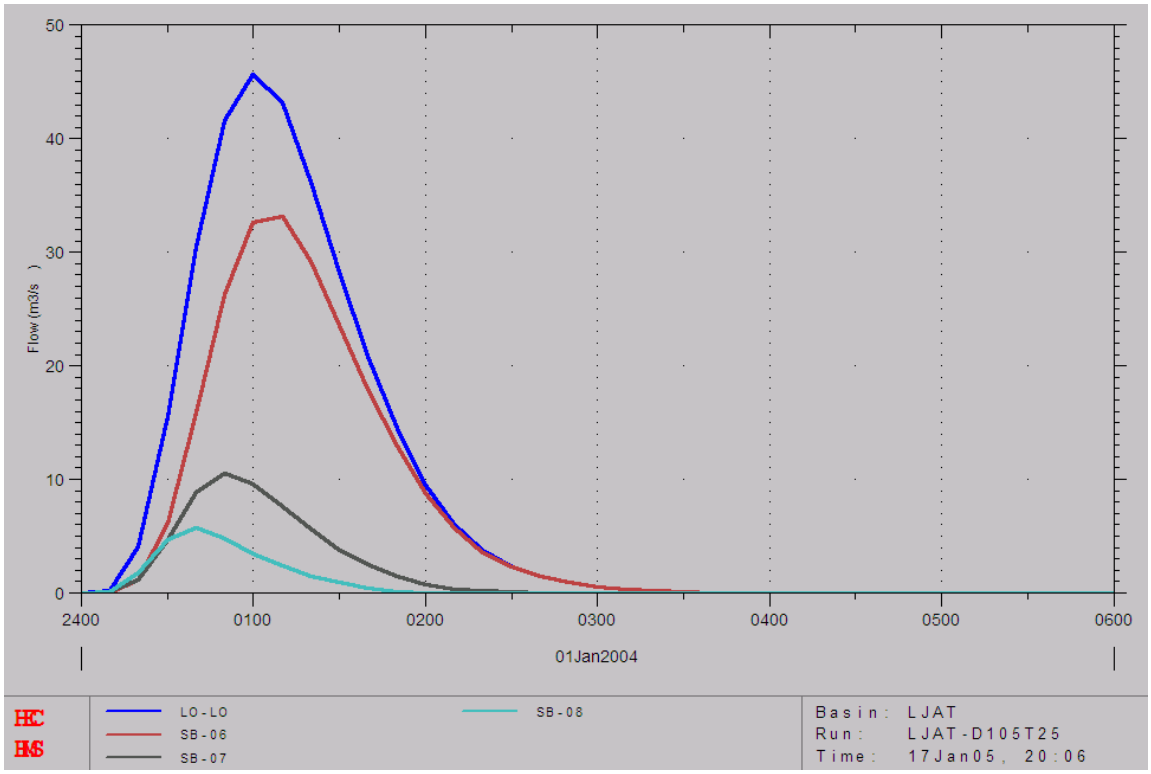


Figura 15. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção LO-LO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Legenda: LO-LO: hidrograma resultante do somatório dos hidrogramas afluentes a LO-LO;

SB-06: córrego Santa Rita;

SB-07: córrego das Lajes;

SB-08: córrego Olhos d'Água.

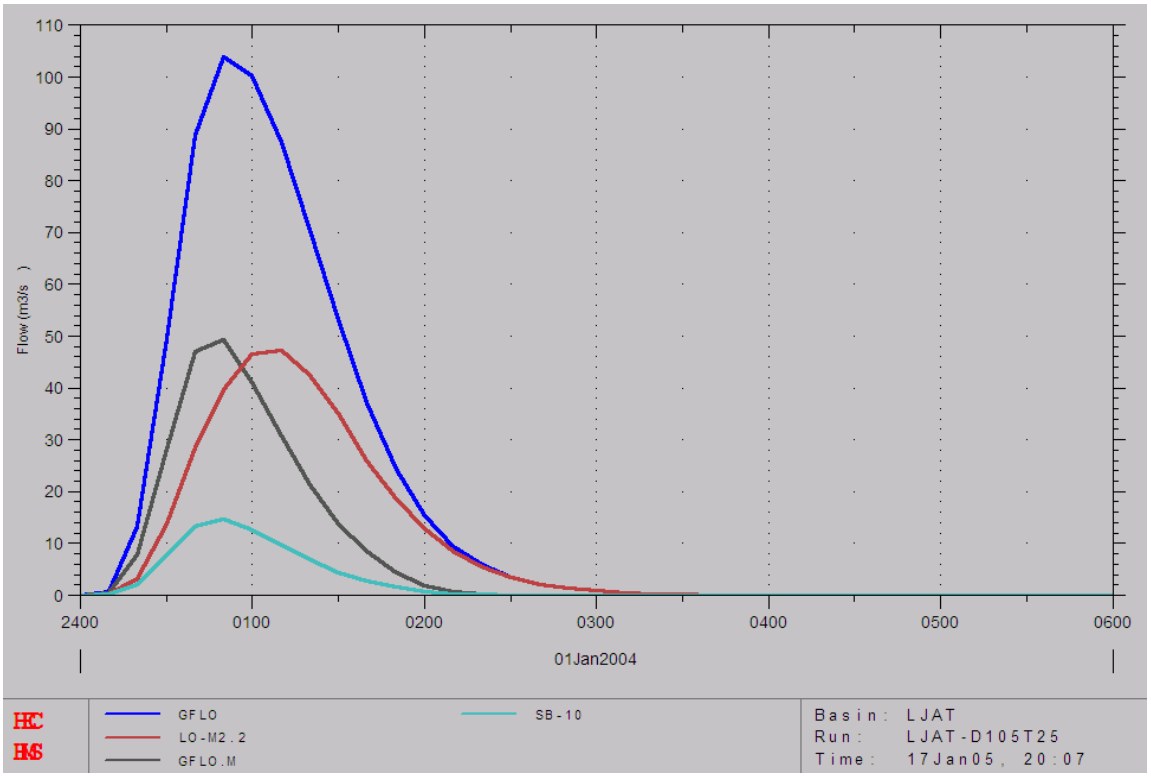


Figura 16. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção GFLO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Legenda: GFLO: hidrograma resultante do somatório dos hidrogramas afluentes a GFLO;

LO-M2.2: córrego das Lajes, trecho a montante da confluência com o córrego da Igreja;

GFLO.M: córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira) na confluência com o córrego das Lajes;

SB-10: área de contribuição direta ao cór. Leopoldino de Oliveira, a montante do cór. da Igreja.

Os hidrogramas mostrados nas Figuras 15 a 17 indicam o predomínio de efeitos de coincidência ou de proximidade de picos de vazão entre o córrego das Lajes e seus afluentes, o que era esperad tendo em conta as características morfológicas da bacia e a ocupação urbana aí constatada. Por exemplo, o hidrograma afluente do córrego da Igreja apresenta vazão de pico com a mesma ordem de grandeza que a do córrego das Lajes, proveniente de

montante, para o cenário simulado. No momento de ocorrência da vazão de pico nessa junção, 50 minutos após o início da chuva, GFLO contribui com 49,4 m^3/s, SB-10 com 14,7 m^3/s e a vazão afluente do próprio das Lajes, que nesse momento ainda não atingiu seu máximo na seção, é de 39,7 m^3/s (ela é de 47,2 m^3/s e ocorre no instante 1h10'), resultando em uma vazão máxima de 103,8 m^3/s, na seção. Portanto, a vazão máxima no das Lajes dobra de valor. Um efeito semelhante é constado nas confluências entro o das Lajes e o do Comércio e entre o das Lajes e o das Bicas.

Assim, os benefícios esperados pela implantação de bacias de detenção no sistema, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos nas confluências.

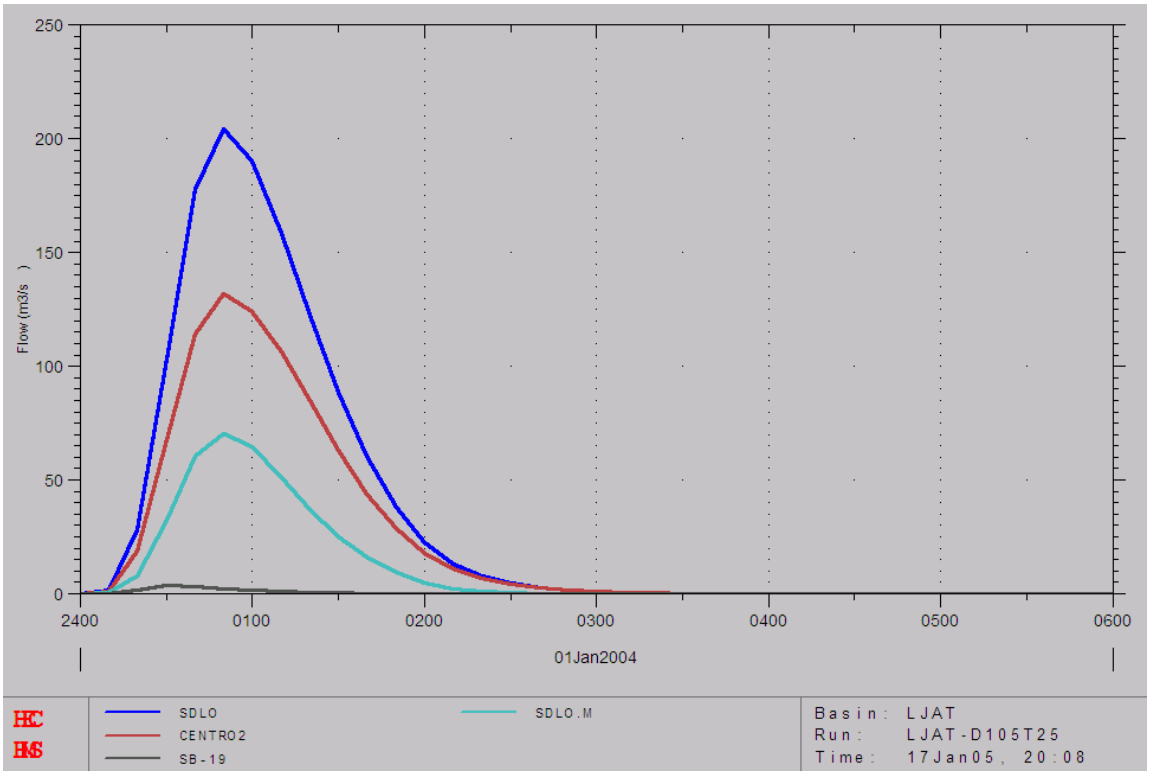


Figura 17. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção SDLO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Legenda: SDLO: hidrograma resultante do somatório dos hidrogramas afluentes a SDLO;

Centro2: córrego das Lajes, trecho a montante da confluência com o córrego das Bicas;

SDLO.M: córrego das Bicas (Av. Santos Dumont) na confluência com o córrego das Lajes;

SB-19: área de contribuição direta ao cór. Leopoldino de Oliveira, a montante do cór. das Bicas.

5.3. Cenários 2, 3 e 4: com R1 e R2, usos do solo atual, CN=90 e futuro

A Tabela 9 traz as vazões máximas obtidas nos diversos trechos de canalização simulados segundo os cenário 2.

Tabela 9. Cenário 2: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo atual

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Atual)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	2,9 – 3,4	3,9 – 5,1	4,4 – 6,2	5,4 – 7,7	6,4 – 8,9	7,3 – 10,0
LO-M2.2	3,4 – 10,1	5,1 – 13,8	6,2 – 18,2	7,7 – 22,4	8,9 – 25,5	10,0 – 28,9
CENTRO1	32,5	47,5	57,9	71,2	81,5	91,7
CENTRO2	46,7	68,1	82,7	101,4	115,9	130,4
LOJU	76,8 – 84,5	113,8 - 123,3	139,3 – 149,8	169,8 – 182,7	195,2 – 210,4	220,6 – 239,7
LAJES-N	84,5 – 88,8	123,3 - 131,2	149,8 – 160,5	182,7 – 197,2	210,4 – 228,0	239,7 – 260,5
SB-11	7,6	11,1	13,9	17,5	20,3	23,2
SB-12	7,8	11,1	13,3	16,5	18,9	21,4
GF	15,1 – 22,9	22,1 – 33,2	27,0 – 40,3	33,2 – 49,4	38,0 – 56,3	42,7 – 63,2
SB-03	5,5	8,0	9,8	12,1	13,9	15,6
SB-04	7,5	11,1	13,5	16,7	19,1	21,6
FR	12,1 – 15,5	18,0 – 22,4	22,2 – 27,6	27,7 – 34,2	31,8 – 38,3	35,9 – 44,3
PS	10,5 – 12,5	15,5 – 18,5	18,9 – 22,5	23,5 – 27,8	26,9 – 31,9	30,3 – 35,9
SB-14	15,2	21,9	26,6	32,6	37,1	41,7
SD	26,1 – 31,8	38,7 – 47,0	47,5 – 57,5	58,0 – 70,4	66,7 – 80,8	75,6 – 91,5

Em relação ao cenário 1, o 2 integra a implantação dos reservatórios R1 e R2, podendo-se constatar a grande atenuação de vazões assim obtida, sobretudo nos trechos logo a jusante dessas estruturas de controle de cheias (ver Tabela 9). A Tabela 10 permite avaliar a eficiência de redução de vazões obtida, em toda a extensão do córrego das Lajes a jusante de R2, para o evento de precipitação de T = 25 anos e duração 1,5 h. Essa comparação foi feita por trecho de canalização do córrego das Lajes, sendo a eficiência aqui definida como:

$$E = \frac{100\left(Q_p - Q_{p,BD}\right)}{Q_p}$$

(Eq. 3)

sendo:

E: eficiência de amortecimento de cheias, (%);

Q_p: vazão de pico em um trecho de canal, sem bacias de detenção, (m^3/s);

$Q_{p,BD}$: vazão de pico em um trecho de canal, com bacias de detenção, (m^3/s).

Os dados da Tabela 10 mostram que a eficiência de atenuação de vazões reduz-se ao longo do das Lajes, em decorrência dos aportes de escoamentos provenientes das sub-bacias não controladas por R1 e R2. Apenas a afluência do córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira) já reduz essa eficiência de 83,7% para 30,3%. Entretanto, o efeito de R1 e R2 pode ser considerado bastante positivo em controle de cheias, quando se considera sua localização na bacia, ainda que não seja suficiente para reduzir, de forma significativa, os riscos de inundação na área central da cidade, em parte em razão da pequena capacidade de drenagem das galerias que compõem o sistema.

Tabela 10. Cenários 1 e 2: cór. das Lajes, vazões de pico e eficiência de amortecimento de cheias

Elemento	Vazões de pico Qp [m³/s]		Eficiencia E [%}
	Cenário 1	Cenário 2	
LOLO	45,6	5,4	88,2
LO-M2.1	44,2	5,4	87,8
LO-M2.2	47,2	7,7	83,7
CENTRO1	102,1	71,2	30,3
CENTRO2	131,7	101,4	23,0
LOJU	197,6	169,8	14,1
LAJES-N	214,4	182,7	14,8

As Figuras 18 e 19 mostram os hidrogramas de entrada, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos em R1 e R2, ao longo do tempo, permitindo constatar-se a eficiência de amortecimento dessas bacias de detenção. A cota máxima do NA em R1 é de 772,9, com borda livre de 1,1 m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 132.800 m^3. Considerando-se que o NA de projeto, segundo Hidrostudio Engenharia é a

773,0, pode-se afirmar que R1 encontra-se dimensionado para as condições atuais de uso do solo. O mesmo não ocorre com R2, cujo NA máximo para esse cenário está na 763,7, bem inferior à cota de projeto, 766,0. O volume armazenado em R2 é de 78.730 m3, cerca de 63% de sua capacidade nominal.

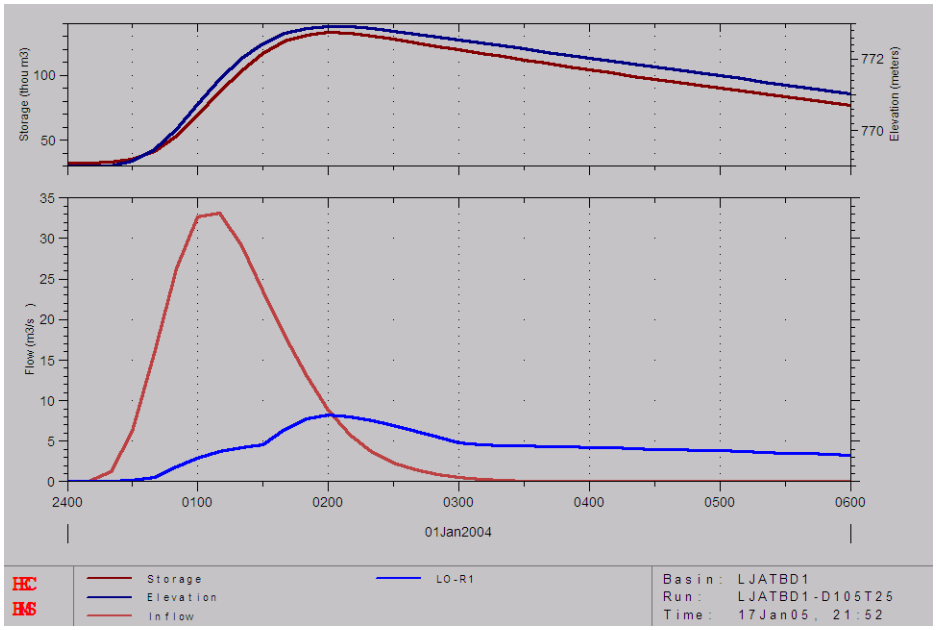


Figura 18. BD Leopoldino de Oliveira R1, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

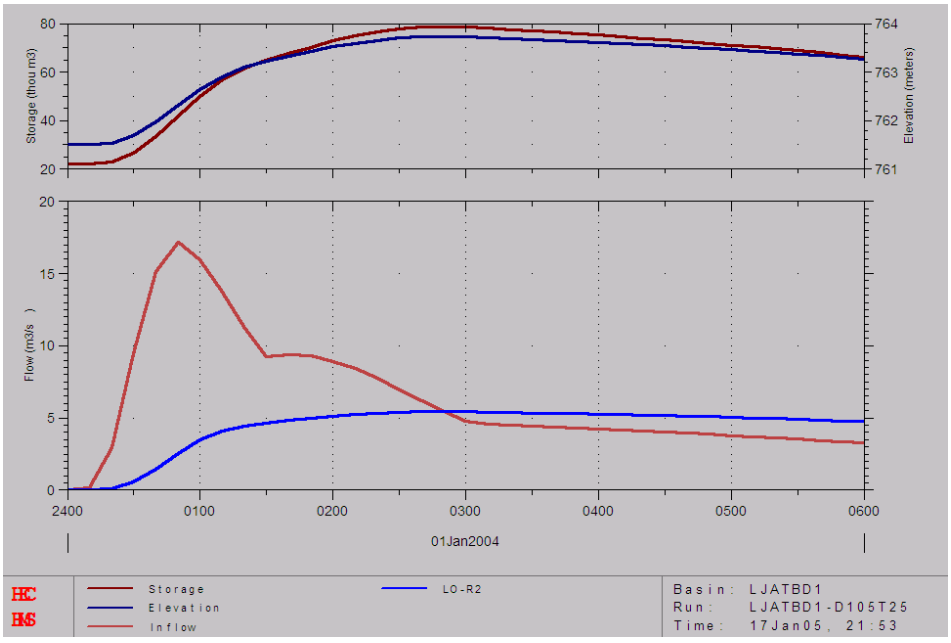


Figura 19. BD Leopoldino de Oliveira R2, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

As Figuras 20,21 e 22 apresentam as composições de hidrogramas de cheia afluentes e defluentes às junções LOLO, GFLO, SDLO, as mesmas junções relativas às Figuras 15, 16 e 17, permitindo avaliar-se, de forma comparativa, os efeitos de R1 e R2 sobre as cheias no córrego das Lajes.

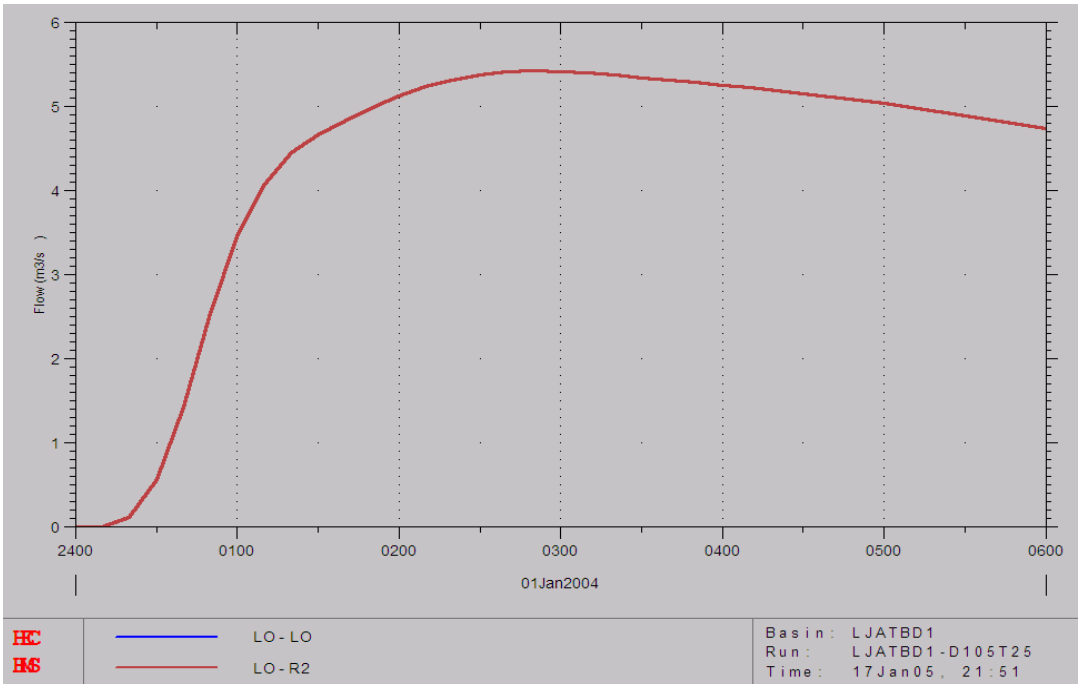


Figura 20. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção LO-LO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

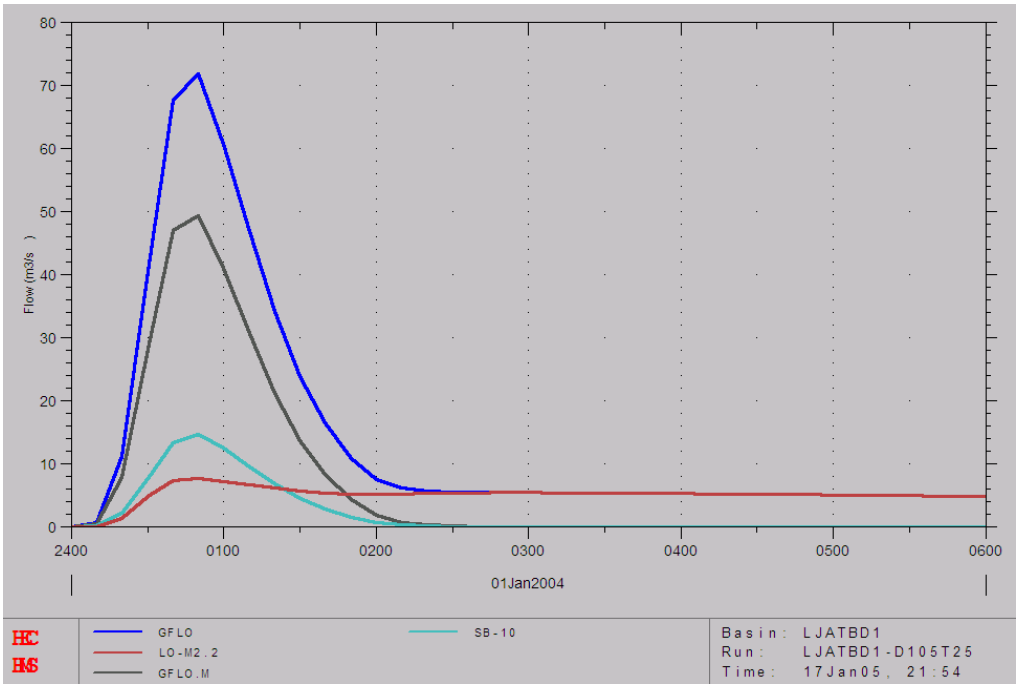


Figura 21. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção GFLO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Legenda: GFLO: hidrograma resultante do somatório dos hidrogramas afluentes a GFLO;

LO-M2.2: córrego das Lajes, trecho a montante da confluência com o córrego da Igreja;

GFLO.M: córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira) na confluência com o córrego das Lajes;

SB-10: área de contribuição direta ao cór. Leopoldino de Oliveira, a montante do cór. da Igreja.

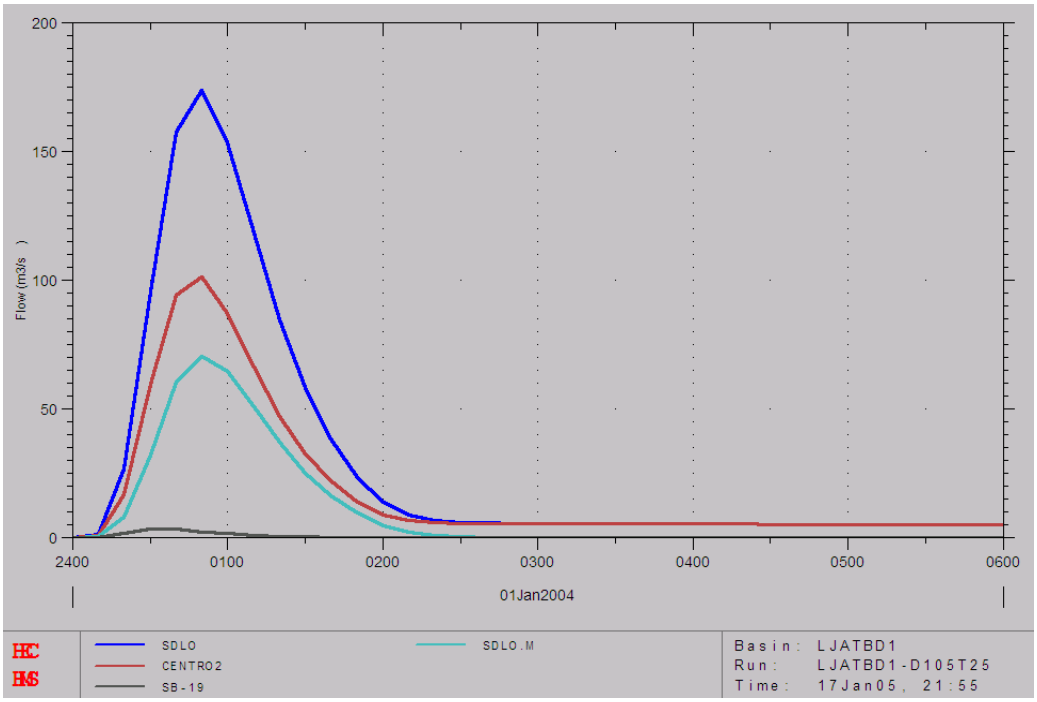


Figura 22. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção SDLO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Legenda: SDLO: hidrograma resultante do somatório dos hidrogramas afluentes a SDLO;

Centro2: córrego das Lajes, trecho a montante da confluência com o córrego das Bicas;

SDLO.M: córrego das Bicas (Av. Santos Dumont) na confluência com o córrego das Lajes;

SB-19: área de contribuição direta ao cór. Leopoldino de Oliveira, a montante do cór. das Bicas.

As Tabelas 11 e 12 listam as vazões de pico para o sistema de macrodrenagem segundo os cenários 3 (futuro, com CN = 90) e 4 (futuro, de acordo com o estabelecido pelo Plano Diretor). Sobretudo no caso do cenário 4, o aumento de vazões é considerável, quando comparado ao cenário 2 (uso do solo atual), conforme pode ser constado por intermédio da Tabela 13, para o evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

As Tabelas 14, 15 e 16 contêm as estimativas de tempos de retorno de funcionamento do sistema de macrodrenagem existente, segundo os cenários 2 a 4. A Tabela 17 contém a

estimativa de excedentes de vazão que deveriam ser conduzidas para um sistema de canais paralelos em um cenário em que não se implantariam mais bacias de detenção na bacia do córrego das Lajes.

Tabela 11. Cenário 3: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro (CN = 90)

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro CN = 90)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	3,6 – 4,4	4,6 – 6,2	5,6 – 7,4	7,0 – 9,0	8,9 – 10,2	16,6
LO-M2.2	4,4 – 12,3	6,2 – 17,2	7,4 – 20,7	9,0 - 25,2	10,2 – 28,4	16,0 – 31,7
CENTRO1	38,7	54,6	65,2	79,4	89,8	100,3
CENTRO2	55,4	77,8	92,8	112,6	127,2	142,0
LOJU	92,6 – 101,1	131,7 – 141,7	158,0 – 168,9	190,9 – 205,8	216,8 – 236,3	243,3 – 262,3
LAJES-N	101,1 – 116,6	141,7 – 163,3	168,9 – 195,1	205,8 – 237,5	236,3 – 272,1	262,3 - 302,3
SB-11	10,3	14,8	17,9	21,8	24,8	27,8
SB-12	8,5	11,8	14,3	17,6	20,1	22,5
GF	18,5 – 26,9	26,0 – 37,7	31,0 – 45,1	37,5 – 54,5	42,4 – 61,5	47,3 – 69,2
SB-03	6,5	9,2	11,1	13,5	15,2	17,0
SB-04	9,0	12,8	15,3	18,6	21,1	23,5
FR	14,7 -18,2	21,1 – 26,1	25,4 – 31,4	31,1 – 38,3	35,3 – 43,5	39,6 -48,7
PS	12,6 – 15,0	17,8 – 21,3	21,5 – 25,5	26,5 – 31,0	29,7 – 35,2	33,2 – 39,3
SB-14	17.6	24.6	29.5	35.7	40.3	45.0
SD	31,3 – 38,3	44,6 – 54,5	53,8 – 65,5	65,0 – 79,2	74,1 – 90,1	83,2 - 101,1

Tabela 12. Cenário 4: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	4,0 – 5,8	4,8 – 7,8	5,7 – 9,2	7,0 – 11,0	9,1 – 12,3	16,7
LO-M2.2	5,8 – 17,0	7,8 – 22,3	9,2 – 26,2	10,9 – 31,2	12,3 – 34,8	16,6 – 38,5
CENTRO1	52.3	69.5	80.8	95.2	106.9	118.4
CENTRO2	73.9	97.8	115.5	138.4	155.3	172.0
LOJU	127,4 – 135,5	169,1 – 180,0	197,1 – 209,8	233,1 – 251,0	260,1 – 278,9	286,7 – 311,2
LAJES-N	135,5 - 142,6	180,0 – 190,0	209,8 – 224,9	251,0 – 270,7	278,9 – 299,8	311,2 – 335,6
SB-11	13,3	18,1	21,4	25,5	28,6	31,7
SB-12	12,4	16,5	19,2	22,7	25,3	27,9
GF	24,4 – 34,4	32,3 – 47,7	38,0 – 56,3	45,5 – 67,2	51,0 – 75,3	56,6 – 83,4
SB-03	8,8	11,7	13,6	16,1	17,9	19,7
SB-04	12,0	16,1	18,7	22,1	24,7	27,2
FR	20,2 – 24,9	27,1 – 33,4	31,7 – 39,0	37,6 – 46,2	42,0 – 51,5	46,3 – 56,8
PS	17,6 – 20,7	23,4 – 27,5	27,2 – 32,0	32,1 – 37,1	35,8 – 41,5	39,4 – 45,9
SB-14	23,3	31,0	36,5	43,5	48,8	54,0
SD	43,5 – 53,2	57,8 – 70,5	67,7 – 82,4	80,3 – 97,4	89,5 – 108,5	98,7 – 109,5

Tabela 13. Cenários 2, 3 e 4: variação percentual de vazões de pico para o evento de precipitação de T = 25 anos e d = 1,5 h.

Elemento	Cenário 2	Cenário 3 Aumento percentual de vazões de pico em relação ao cenário 2	Cenário 4 Aumento percentual de vazões de pico em relação ao cenário 2
	Qp [m3/s]	[%]	[%]
LO-M2.1	5,4	29,6	29,6
LO-M2,2	7,7	16,9	41,6
CENTRO1	71,2	11,5	33,7
CENTRO2	101,4	11,0	36,5
LOJU	169,8	12,4	37,3
LAJES-N	182,7	12,6	37,4
SB-11	17,5	24,6	45,7
SB-12	16,5	6,7	37,6
GF	33,2	13,0	37,0
SB-03	12,1	11,6	33,1
SB-04	16,7	11,4	32,3
FR	27,7	12,3	35,7
PS	23,5	11,5	36,6
SB-14	32,6	9,5	33,4
SD	58	12,1	38,4

Tabela 14. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 2) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Atual (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	5,4 – 7,7	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	7,7 – 22,4	< 25
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	71,2	5 < T < 10
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	101,4	2 < T < 5
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	169,8 – 228,0	2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	16,5	5 < T < 10
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	33,2 – 49,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	16,7	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2
	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2

Tabela 15. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 3) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Fut (CN90) (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 -11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	9,0 – 17,0	> 100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	79,4	5
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	112,6	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	190,9 – 237,5	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	37,5 – 54,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	18,6	2
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T< 10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	35,7	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	65,0 – 79,2	< 2

Tabela 16. Estimativa do tempo de retorno futuro (Cenário 4) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Futura (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 – 11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	10,9 – 18,9	100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	95,2	2
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	138,4	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	233,1 – 270,7	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	45,5 – 67,2	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	22,1	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	43,5	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	80,3 – 97,4	< 2

Tabela 17. Excedente de vazões segundo os cenários simulados (apenas com BD1)

Curso d'água	Designação do trecho simulado	$Q_{max-adm}$ - Q_{max} [m^3/s]			
		Admissível	Atual (T = 25 a)	Fut (CN90) (T = 25 a)	Futura (T = 25 a)
das Lajes	Av, Leop, de Oliveira Montante I (liga R1R2 à av, Leop, de Oliveira)	25,0	-	-	-
	Av, Leop, de Oliveira Montante II (Leop, de Oliveira até Guilh, Ferreira)	20,0	-	-	-
	Av, Leop, de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	16,2	24,4	40,2
	Av, Leop, de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	51,4	62,6	88,4
	Av, Leop, de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	138	147,5	180,7
Barro Preto	Av, Nelson Freire	14,0	2,5	7,8	8,7
da Igreja	Av, Guilherme Ferreira, até conf, com cor, Barro Preto (Av, Nelson Freire)	18,0	-	-	7,5
Córrego da Igreja	Av, Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	31,4	36,4	49,2
Quinta da Boa Esperança	Av, Odilon Fernandes	10,0	6,7	8,6	12,1
do Pontilhão	Av, Sargento Guido	-	-	-	-
do Comércio	Av, Fidelis Reis	28,0	6,2	10,3	18,2
da Manteiga	Av, Pedro Salomão	16,0	42	49	30,2
das Bicas	Av, Santa Beatriz	16,0	16,6	19,7	27,5
	Av, Santos Dumont	28,0	42,4	51,2	69,4

6. SIMULAÇÕES HIDRÁULICAS: RESULTADOS

O principal resultado das simulações hidráulicas é a constatação da insuficiência generalizada de capacidade do sistema de macrodrenagem em foco para o transporte dos escoamentos gerados na bacia do córrego das Lajes, mesmo eventos freqüentes, de tempos de retorno inferiores a 2 anos, o limite inferior simulado nesse estudo, conforme pode ser constado por intermédio das Tabelas 14 a 17.

Conforme relatado, o sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes é composto por canais de declividade elevada, funcionando quase sempre em regime supercrítico, muitas vezes próximo ao crítico, para a maioria das vazões simuladas. A existência de várias alterações de forma da seção transversal das galerias, mudanças de declividade e seqüências de degraus conduzem a mudanças de regime de escoamento, com ocorrências de ressaltos hidráulicos. Um exemplo é o caso da galeria do córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira), ao longo da qual foram mantidas antigas pontes, instaladas à época em que a canalização era aberta (Figura 23). Nessa figura, pode-se constatar as mencionadas mudanças de regime quanto à energia – a linha pontilhada de cor vermelha indica a profundidade crítica – e o efeito decorrente de alterações de geometria de seção causado pelas antigas pontes, como entre as seções 13 e 15, 18 e 20, 23 e 25 e 28 e 32. As Figuras 24 e 25 ilustram as alterações de forma geométrica entre as seções 20 e 21, permitindo constatar que a canalização sob as antigas pontes possuía seção composta com largura de fundo de 2,0 m, largura máxima de 5,0 m e altura em relação à face inferior das longarinas de 3,3 m (Figura 24). A canalização existente, nesse trecho (seção 21 – Figura 25), é retangular com dimensões de 2,0 x 2,6.

Outro problema detectado pelas simulações hidráulicas é o de funcionamento inadequado de confluências, um fato comum no caso de canais funcionando em regime supercrítico. Um exemplo é a confluência do córrego da Igreja com o Lajes (Figura 26) que se dá entre as seções 30 e 32 desse último. Nessa Figura, representa-se a linha d'água para as vazões máximas correspondentes ao evento de T = 25 anos, com precipitação de 1,5 h de duração. No trecho a montante da confluência (Lajes – Montante II) a vazão encontra-se amortecida pelos reservatórios R1 e R2. Nota-se que, a montante da seção 40 o escoamento faz-se a superfície livre, em regime supercrítico, com bastante folga entre as cotas de NA e aquelas da laje de cobertura da galeria. Nesse trecho, a vazão de pico para o evento simulado é de 25,0 m^3/s. A confluência com o córrego da Igreja impõe uma mudança de regime de escoamento a montante da confluência, com o ressalto hidráulico formando-se a partir da seção 40 e resultando em extravasamento, com escoamento sobre o sistema viário. A vazão máxima do Igreja, nesse trecho, é de 54,5 m^3/s, resultando em uma vazão máxima de 79,5 m^3/s pelo canal do Lajes, no trecho aqui denominado Centro I, com extravasamento e inundação na av. Leopoldino de Oliveira. A partir dessa seção para jusante, há extravasamento em toda a extensão do córrego das Lajes (Figura 27). De fato, o evento de T = 25 anos resulta em extravasamentos em praticamente todos os canais que compõem o sistema de drenagem em estudo (Anexo 5).

Com base nas simulações hidráulicas realizadas, foram gerados mapas de inundações segundo o cenário 3 para os eventos de tempos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos (Anexo 6).

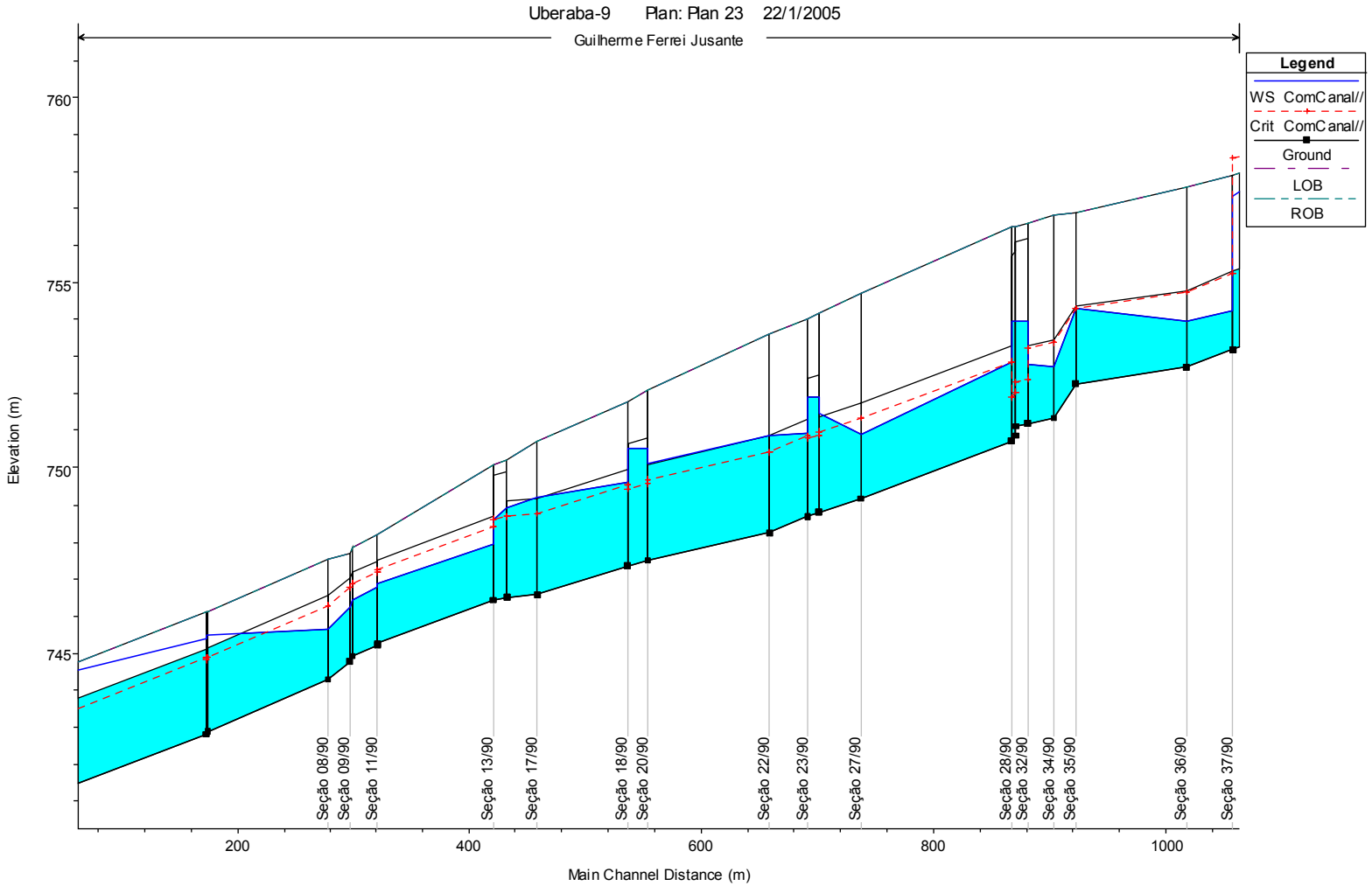


Figura 23. Trecho de jusante do córrego da Igreja: perfil longitudinal e linha d'água para a vazão de 20 m^3/s (pesquisa Q_{max})

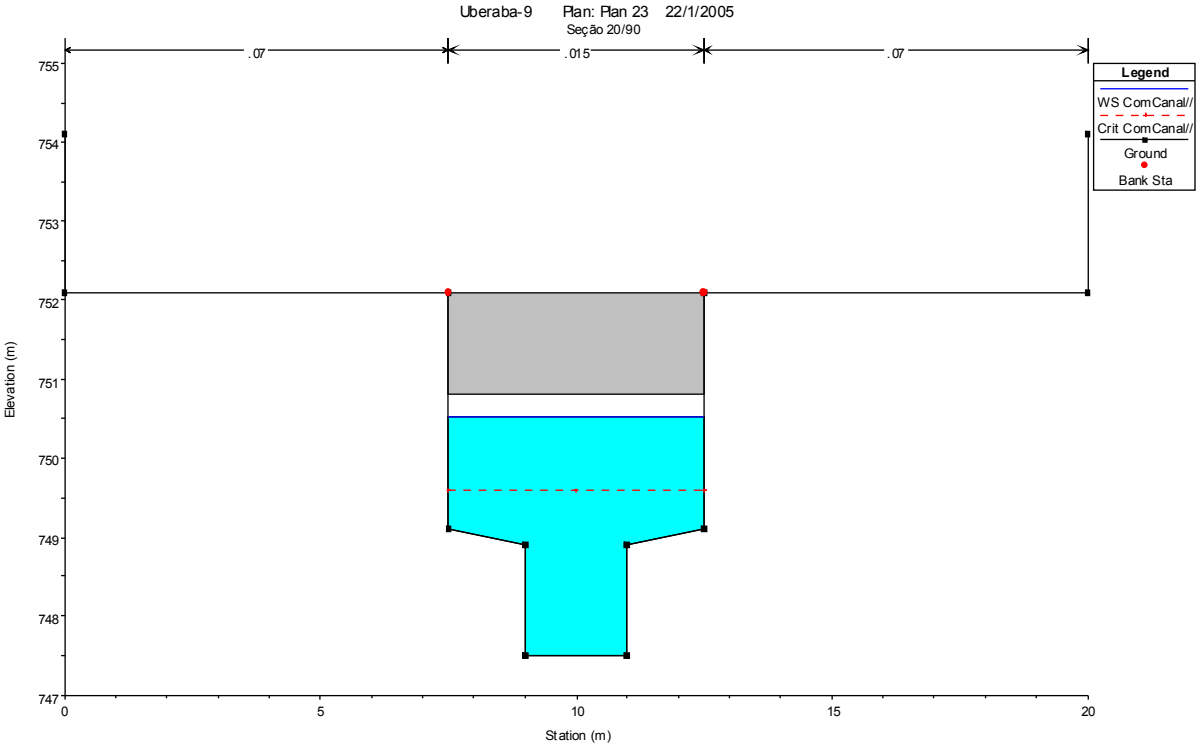


Figura 24. Córrego da Igreja: seção transversal 20, com linha d'água para a vazão de 20 m^3/s.

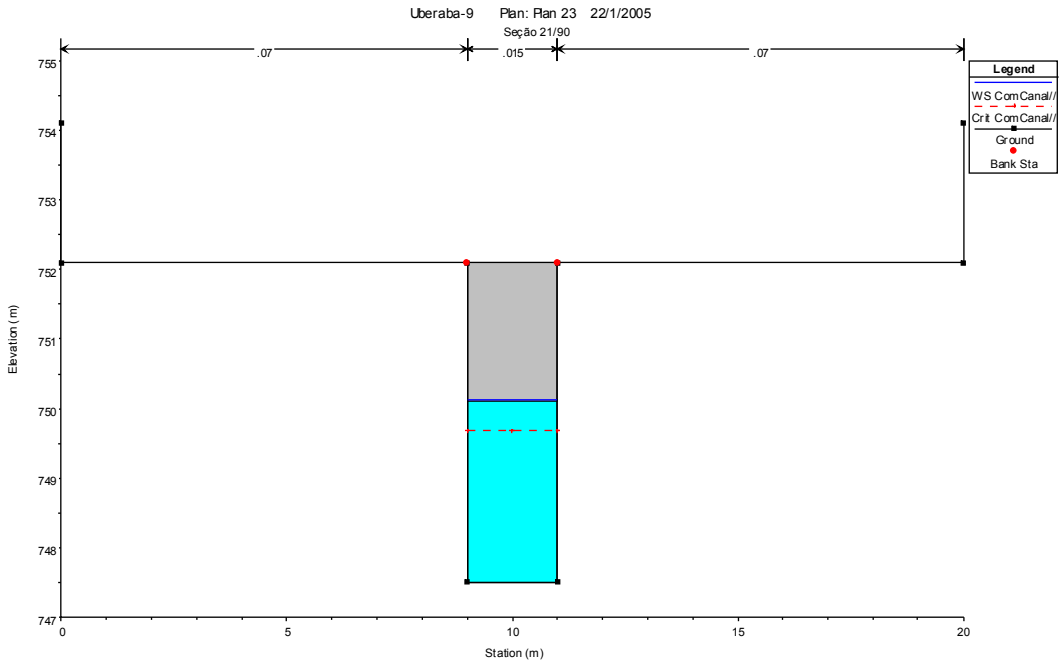


Figura 25. Córrego da Igreja: seção transversal 21, com linha d'água para a vazão de 20 m^3/s.

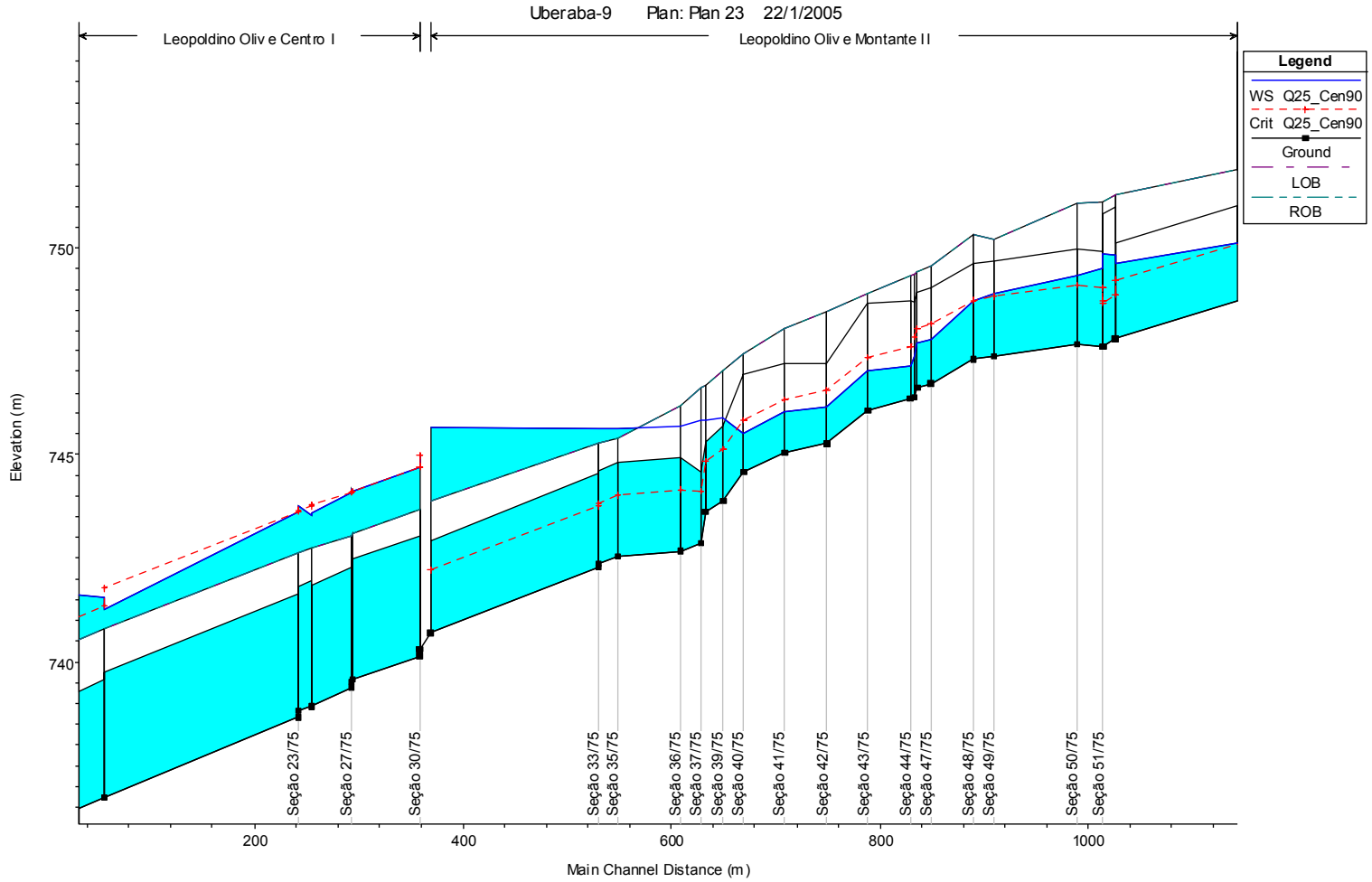


Figura 26. Córrego das Lajes: perfil longitudinal e linha d'água para o evento de T = 25 anos nos trechos Montante II e Centro I (confluência com c. Igreja)

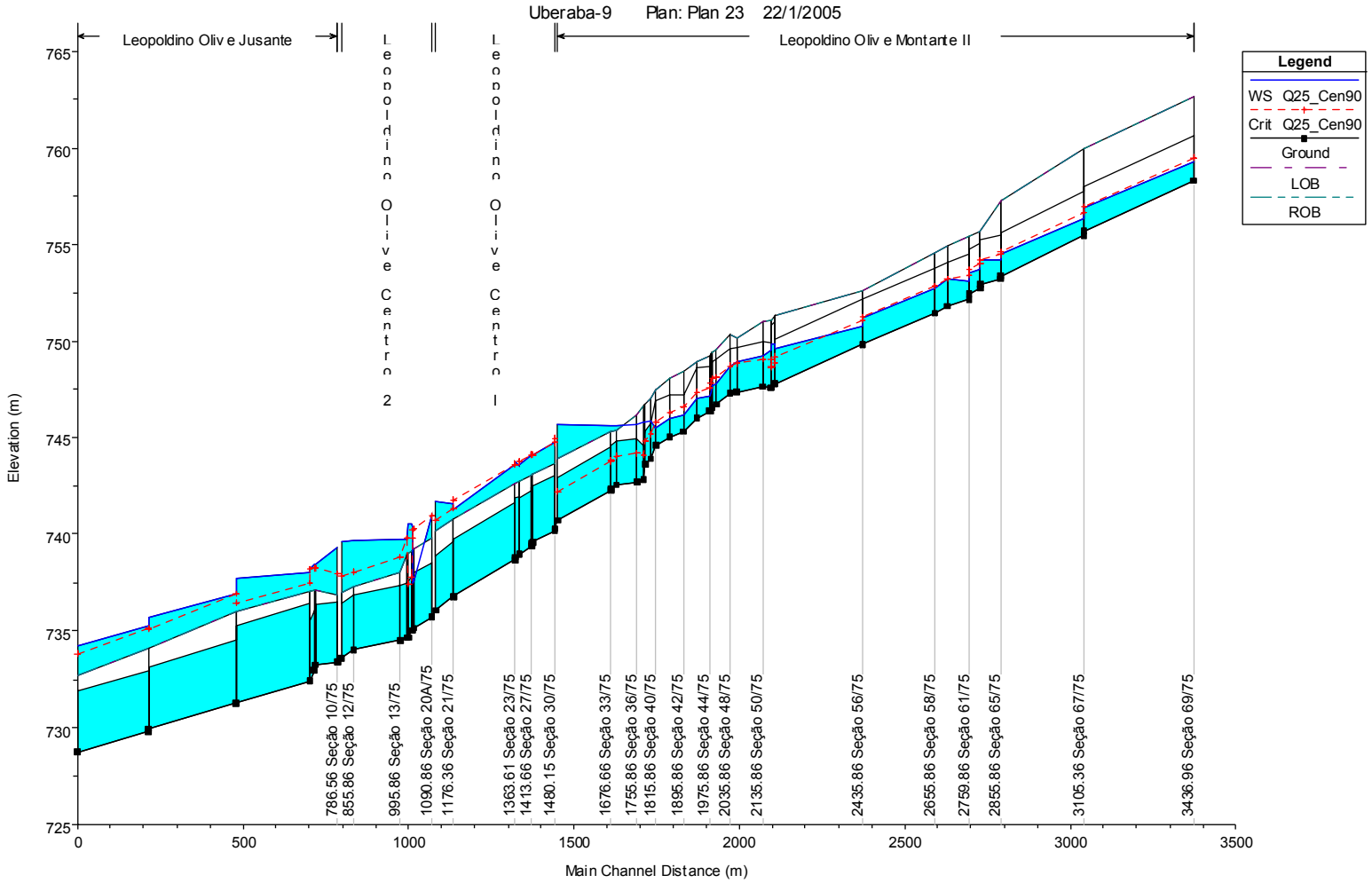


Figura 27. Córrego das Lajes: perfil longitudinal e linha d'água para o evento de T = 25 anos nos trechos Montante II , Centro I, Centro II e Jusante.

7. CONCLUSÕES

Os principais produtos dessa etapa dos estudos hidrológicos e hidráulicos da bacia do córrego das Lajes foram:

os hidrogramas de cheia em diferentes seções do sistema de macrodrenagem em estudo para eventos de diferentes tempos de retorno e para três cenários distintos de uso do solo;

o diagnóstico do funcionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem, com a identificação dos principais problemas que causam ou contribuem para o agravamento de inundações;

a avaliação da eficiência de amortecimento de cheias, ao longo do canal do córrego das Lajes, obtida com os reservatórios R1 e R2; já implantados;

a construção de mapas de áreas inundáveis segundo os tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

Os resultados indicam que o risco de inundação na área de estudo é elevado, com tempos de retorno de extravasamento do sistema estimados no intervalo entre inferior a 2 anos e 5 anos, para a maioria dos canais. Entre as principais causas identificadas estão o sub-dimensionamento das galerias e problemas localizados, associados ao funcionamento de confluências, a mudanças de geometria de seções transversais e de declividade de leito.

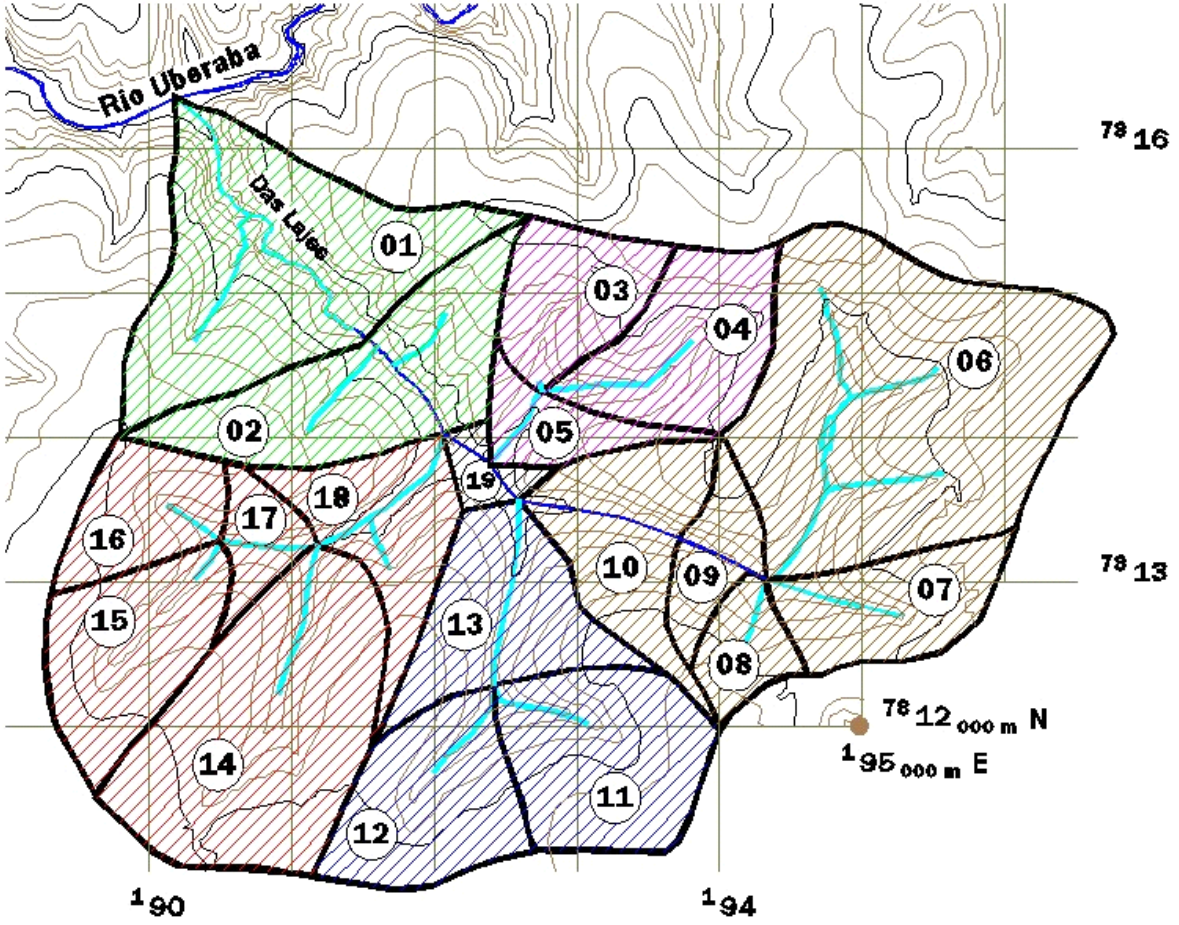
Ademais, filmes realizados no interior das galerias e relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba permitem inferir estados de deterioração de suas paredes por problemas de abrasão e de ataque químico, bem como a existência de obstruções ao escoamento causadas sobretudo pela presença de elementos de redes de infra-estrutura urbana, vestígios de antigas pontes e de antigas canalizações.

Observações realizadas em visitas à área de estudo, relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e o relatório dos consultores que compõem o Painel de Segurança de Barragens (“1ª Reunião do Painel de Segurança de Barragens – UPP/CODAU-PMU, dezembro de 2004”) indicam a existência de problemas de insuficiência da rede de microdrenagem pluvial (órgãos de captação e rede tubular), resultando em volumes elevados de escoamento superficial concentrando-se nos fundos de vale durante eventos de precipitação, mesmo os de freqüência elevada.

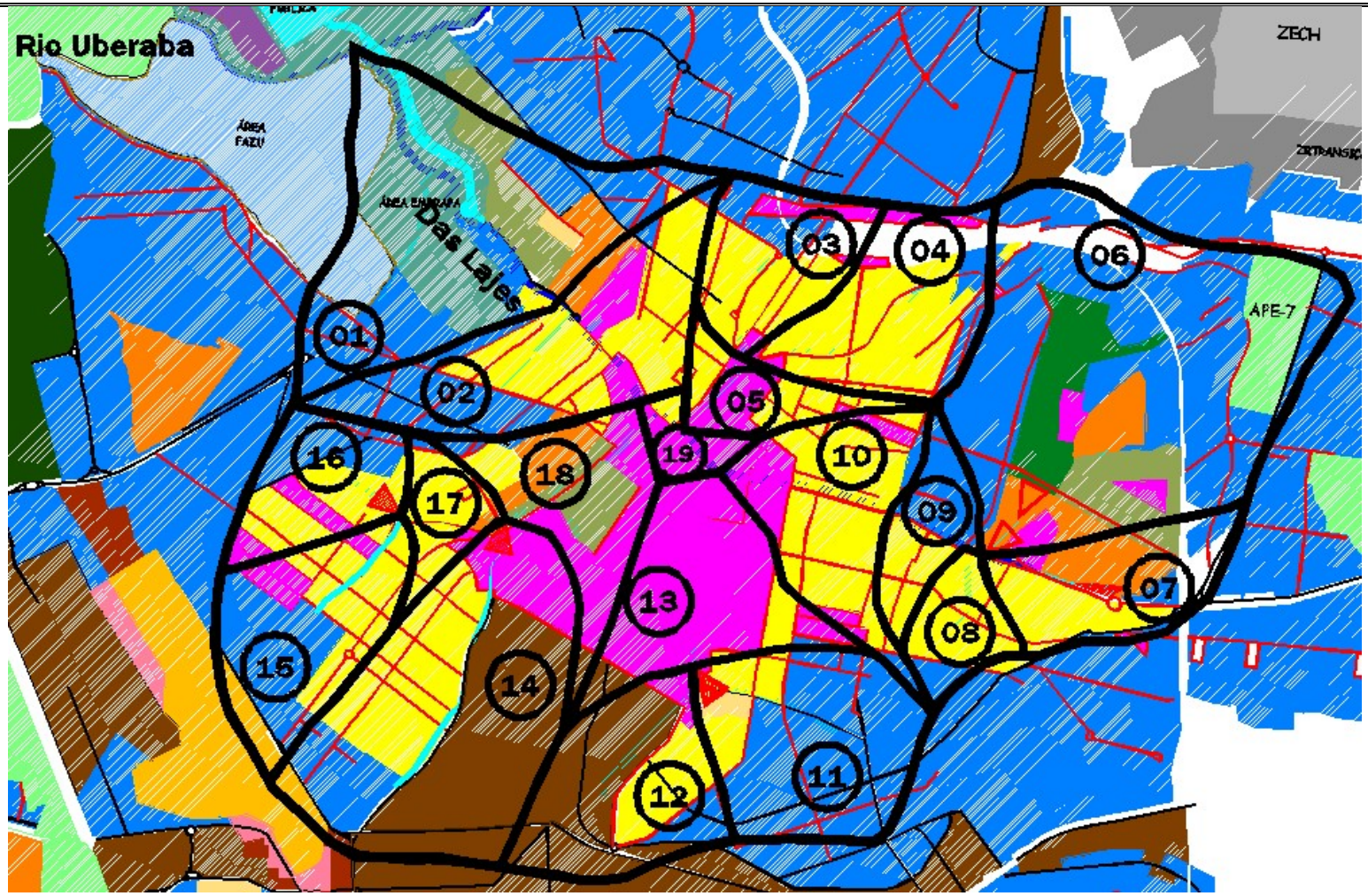
Os relatórios 3 e 4 do presente estudo tratarão de medidas estruturais e não estruturais para a redução do risco de inundação na área de estudo.

ANEXOS

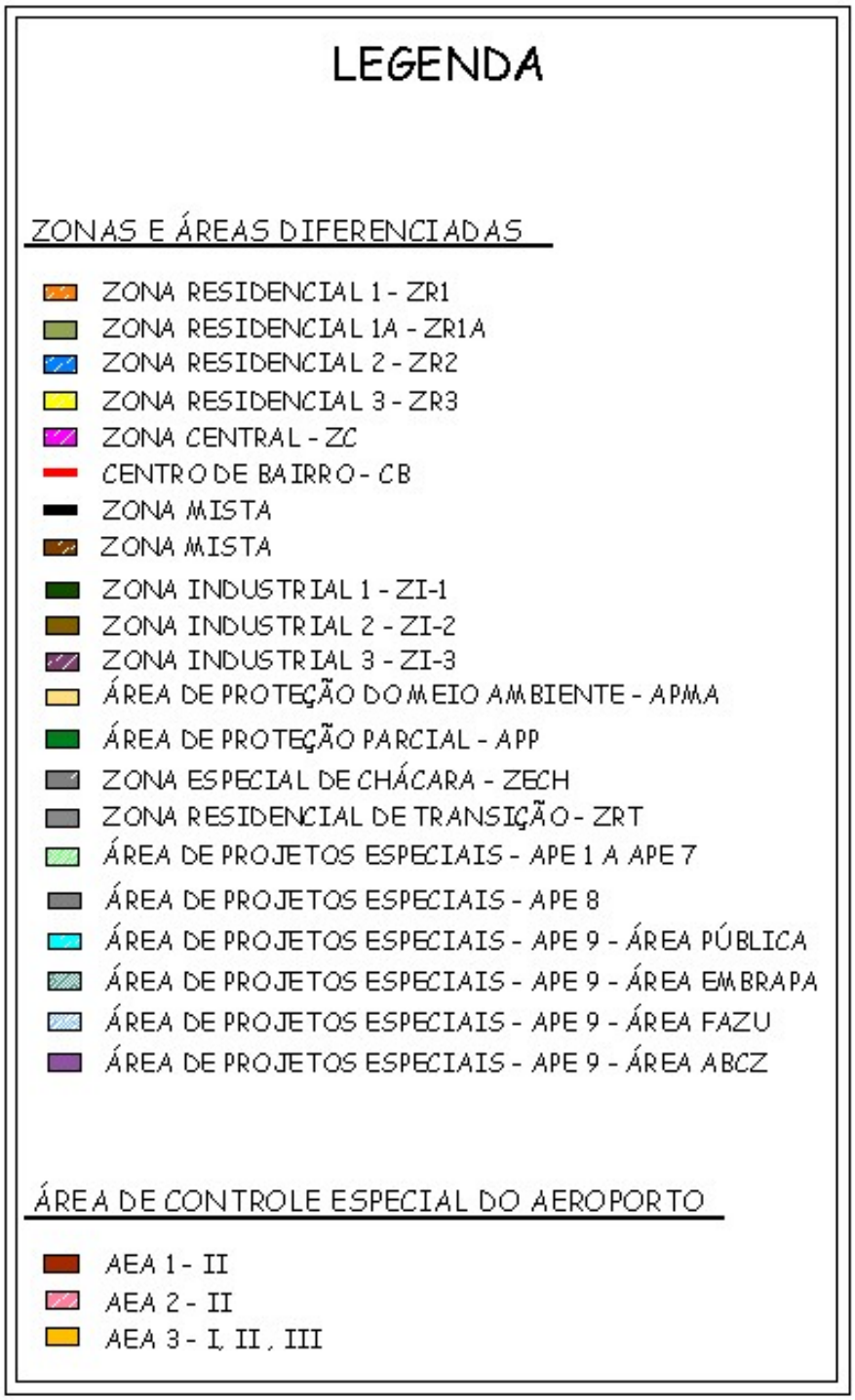
ANEXO 1 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA TOPOGRÁFICO COM DIVISÃO DE SUB-BACIAS



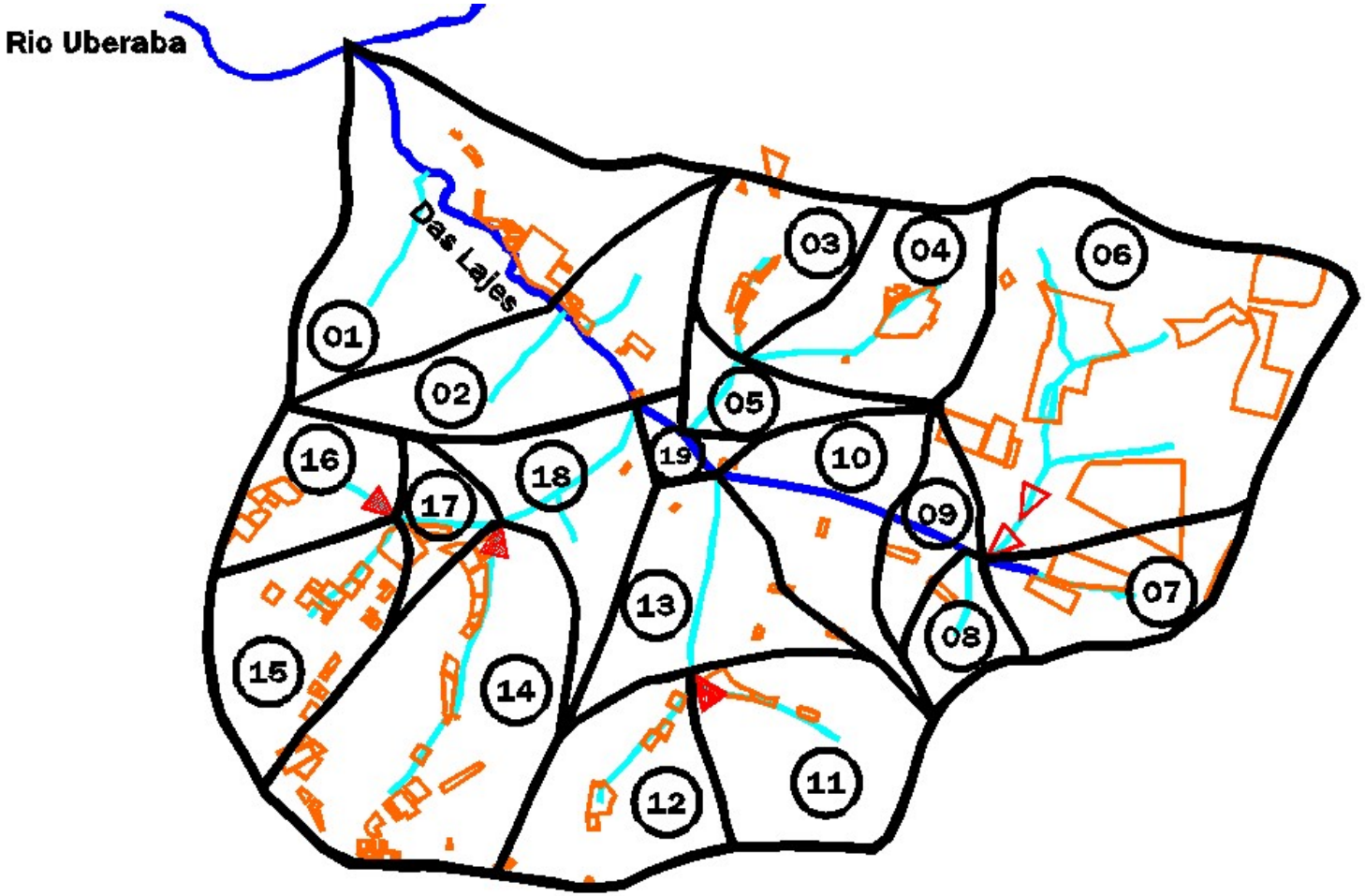
ANEXO 2 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA DO ZONEAMENTO


Rio Uberaba
Das Lajes
ZECH
APE-7
01
02
03
04
05
06
07
08
09
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19

ANEXO 2 (CONTINUAÇÃO) – LEGENDA DO MAPA DO ZONEAMENTO



ANEXO 3 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA DE VAZIOS URBANOS



ANEXO 4 – BACIA DO CÓR. DAS LAJES: ESTIMATIVAS DE TEMPOS CRÍTICOS

Simulação com Chuva de meia hora e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	**Qp [m³/s]**	**Tempo [horas]**	**Volume [m³]**	**Área Bacia [km²]**
SB-04	13.77	01 Jan 04 0020	23.23	1.30
SB-03	9.98	01 Jan 04 0020	16.80	0.94
OFFR	23.75	01 Jan 04 0020	40.02	2.24
FR	21.19	01 Jan 04 0030	40.29	2.24
SB-05	5.75	01 Jan 04 0020	9.05	0.50
FRLO.M	26.38	01 Jan 04 0020	49.34	2.74
SB-06	20.76	01 Jan 04 0040	64.14	4.38
LO-R1	3.47	01 Jan 04 0130	49.36	4.38
SB-07	7.93	01 Jan 04 0030	17.16	1.01
SB-08	4.72	01 Jan 04 0020	7.78	0.46
R1-R2	12.45	01 Jan 04 0030	74.30	5.85
LO-R2	3.20	01 Jan 04 0230	57.39	5.85
LO-LO	3.20	01 Jan 04 0230	57.39	5.85
LO-M2.1	3.20	01 Jan 04 0230	56.92	5.85
SB-09	6.21	01 Jan 04 0020	9.13	0.54
LO-SB09	6.60	01 Jan 04 0020	66.05	6.39
LO-M2.2	5.84	01 Jan 04 0030	65.20	6.39
SB-11	13.68	01 Jan 04 0030	25.34	1.61
SB-12	13.79	01 Jan 04 0030	26.33	1.36
NFGF	27.46	01 Jan 04 0030	51.67	2.97
GF	26.27	01 Jan 04 0030	52.02	2.97
SB-13	13.75	01 Jan 04 0030	26.33	1.36
GFLO.M	40.02	01 Jan 04 0030	78.36	4.33
SB-10	11.75	01 Jan 04 0030	23.62	1.30
GFLO	57.61	01 Jan 04 0030	167.18	12.02
CENTRO1	55.82	01 Jan 04 0030	167.10	12.02
FRLO	81.41	01 Jan 04 0030	216.43	14.76
CENTRO2	80.02	01 Jan 04 0030	216.64	14.76
SB-15	11.09	01 Jan 04 0030	23.69	1.32
SB-16	7.66	01 Jan 04 0030	15.14	0.84
J13-14	18.76	01 Jan 04 0030	38.82	2.16
PS	17.60	01 Jan 04 0030	38.97	2.16
SB-17	4.23	01 Jan 04 0020	7.07	0.42
SB-14	26.61	01 Jan 04 0030	52.22	2.85
SBPS	47.85	01 Jan 04 0030	98.26	5.43
SD	43.23	01 Jan 04 0030	98.58	5.43
SB-18	10.14	01 Jan 04 0030	19.03	1.14
SDLO.M	53.37	01 Jan 04 0030	117.61	6.57
SB-19	3.36	01 Jan 04 0020	4.43	0.23
SDLO	134.97	01 Jan 04 0030	338.68	21.56
LOJU	128.33	01 Jan 04 0030	339.49	21.56
SB-02	14.12	01 Jan 04 0030	32.10	1.89
FCANAL	142.45	01 Jan 04 0030	371.59	23.45
LAJES-N	134.84	01 Jan 04 0040	366.12	23.45
SB-01	7.7894	01 Jan 04 0040	19.304	2.94
LJ-UB	142.63	01 Jan 04 0040	385.43	26.39

Simulação com Chuva de 1 hora e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	**Qp [m³/s]**	**Tempo [horas]**	**Volume [m³]**	**Área Bacia [km²]**
SB-04	16.48	01 Jan 04 0030	38.68	1.30
SB-03	11.93	01 Jan 04 0030	27.97	0.94
OFFR	28.41	01 Jan 04 0030	66.65	2.24
FR	27.39	01 Jan 04 0040	66.92	2.24
SB-05	**6.57**	01 Jan 04 0030	15.00	0.50
FRLO.M	33.44	01 Jan 04 0040	81.92	2.74
SB-06	32.44	01 Jan 04 0100	111.60	4.38
LO-R1	5.02	01 Jan 04 0150	75.18	4.38
SB-07	10.29	01 Jan 04 0040	28.84	1.01
SB-08	5.62	01 Jan 04 0030	13.10	0.46
R1-R2	16.81	01 Jan 04 0040	117.11	5.85
LO-R2	4.55	01 Jan 04 0230	83.85	5.85
LO-LO	4.55	01 Jan 04 0230	83.85	5.85
LO-M2.1	4.55	01 Jan 04 0230	83.10	5.85
SB-09	**6.84**	01 Jan 04 0030	15.37	0.54
LO-SB09	7.90	01 Jan 04 0040	98.48	6.39
LO-M2.2	**7.77**	01 Jan 04 0040	97.16	6.39
SB-11	**17.65**	01 Jan 04 0040	43.37	1.61
SB-12	**16.95**	01 Jan 04 0040	43.00	1.36
NFGF	**34.59**	01 Jan 04 0040	86.37	2.97
GF	**33.69**	01 Jan 04 0040	86.63	2.97
SB-13	**16.91**	01 Jan 04 0040	43.00	1.36
GFLO.M	**50.61**	01 Jan 04 0040	129.63	4.33
SB-10	**14.82**	01 Jan 04 0040	39.11	1.30
GFLO	**73.19**	01 Jan 04 0040	265.91	12.02
CENTRO1	70.93	01 Jan 04 0040	265.67	12.02
FRLO	**104.37**	01 Jan 04 0040	347.59	14.76
CENTRO2	**103.23**	01 Jan 04 0040	347.80	14.76
SB-15	14.22	01 Jan 04 0040	39.38	1.32
SB-16	**9.66**	01 Jan 04 0040	25.13	0.84
J13-14	23.88	01 Jan 04 0040	64.52	2.16
PS	22.86	01 Jan 04 0040	64.63	2.16
SB-17	5.08	01 Jan 04 0030	11.92	0.42
SB-14	**33.30**	01 Jan 04 0040	86.22	2.85
SBPS	**61.05**	01 Jan 04 0040	162.77	5.43
SD	**58.63**	01 Jan 04 0050	163.68	5.43
SB-18	**12.85**	01 Jan 04 0040	32.18	1.14
SDLO.M	69.41	01 Jan 04 0040	195.86	6.57
SB-19	3.29	01 Jan 04 0030	7.25	0.23
SDLO	**175.39**	01 Jan 04 0040	550.91	21.56
LOJU	169.00	01 Jan 04 0040	551.08	21.56
SB-02	18.72	01 Jan 04 0050	53.96	1.89
FCANAL	187.48	01 Jan 04 0040	605.04	23.45
LAJES-N	**185.75**	01 Jan 04 0050	601.24	23.45
SB-01	13.663	01 Jan 04 0050	41.365	2.94
LJ-UB	**199.41**	01 Jan 04 0050	642.61	26.39

Simulação com Chuva de 1 hora e meia e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	**Qp [m³/s]**	**Tempo [horas]**	**Volume [m³]**	**Área Bacia [km²]**
SB-04	**16.73**	01 Jan 04 0040	45.71	1.30
SB-03	**12.11**	01 Jan 04 0040	33.06	0.94
OFFR	**28.84**	01 Jan 04 0040	78.77	2.24
FR	**27.66**	01 Jan 04 0040	78.90	2.24
SB-05	6.56	01 Jan 04 0040	17.71	0.50
FRLO.M	**34.22**	01 Jan 04 0040	96.61	2.74
SB-06	**33.10**	01 Jan 04 0110	133.64	4.38

LO-R1	8.18	01 Jan 04 0200	89.20	4.38
SB-07	**10.52**	01 Jan 04 0050	34.19	1.01
SB-08	**5.71**	01 Jan 04 0040	15.53	0.46
R1-R2	**17.16**	01 Jan 04 0050	138.92	5.85
LO-R2	5.43	01 Jan 04 0250	94.85	5.85
LO-LO	5.43	01 Jan 04 0250	94.85	5.85
LO-M2.1	5.43	01 Jan 04 0250	93.99	5.85
SB-09	6.79	01 Jan 04 0040	18.23	0.54
LO-SB09	**7.94**	01 Jan 04 0040	112.22	6.39
LO-M2.2	7.74	01 Jan 04 0050	110.71	6.39
SB-11	17.54	01 Jan 04 0040	51.68	1.61
SB-12	16.53	01 Jan 04 0040	50.54	1.36
NFGF	34.06	01 Jan 04 0040	102.22	2.97
GF	33.23	01 Jan 04 0050	102.47	2.97
SB-13	16.39	01 Jan 04 0040	50.54	1.36
GFLO.M	49.40	01 Jan 04 0050	153.01	4.33
SB-10	14.69	01 Jan 04 0050	46.16	1.30
GFLO	71.83	01 Jan 04 0050	309.88	12.02
CENTRO1	**71.16**	01 Jan 04 0050	308.86	12.02
FRLO	101.86	01 Jan 04 0050	405.47	14.76
CENTRO2	101.35	01 Jan 04 0050	405.40	14.76
SB-15	**14.43**	01 Jan 04 0050	46.53	1.32
SB-16	9.52	01 Jan 04 0050	29.68	0.84
J13-14	**23.94**	01 Jan 04 0050	76.21	2.16
PS	**23.47**	01 Jan 04 0050	76.33	2.16
SB-17	**5.19**	01 Jan 04 0040	14.15	0.42
SB-14	32.61	01 Jan 04 0050	101.69	2.85
SBPS	60.48	01 Jan 04 0050	192.16	5.43
SD	58.04	01 Jan 04 0050	191.98	5.43
SB-18	12.42	01 Jan 04 0040	38.21	1.14
SDLO.M	**70.41**	01 Jan 04 0050	230.18	6.57
SB-19	**3.42**	01 Jan 04 0030	8.53	0.23
SDLO	174.03	01 Jan 04 0050	644.11	21.56
LOJU	**169.75**	01 Jan 04 0050	643.41	21.56
SB-02	**19.20**	01 Jan 04 0050	63.97	1.89
FCANAL	**188.95**	01 Jan 04 0050	707.39	23.45
LAJES-N	182.69	01 Jan 04 0100	702.59	23.45
SB-01	14.551	01 Jan 04 0100	52.406	2.94
LJ-UB	197.24	01 Jan 04 0100	754.99	26.39

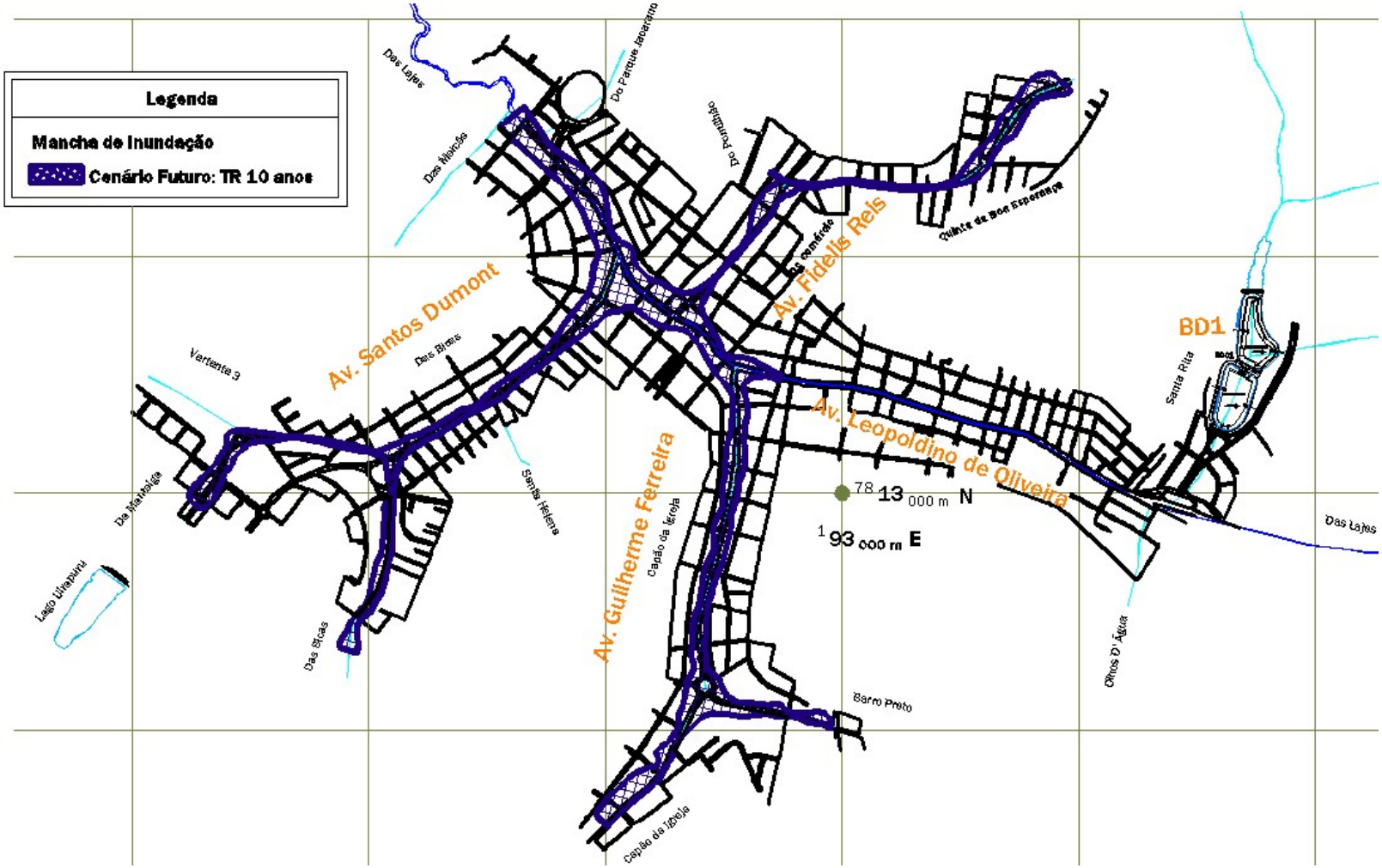
Simulação com Chuva de 2 horas e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	**Qp [m³/s]**	**Tempo [horas]**	**Volume [m³]**	**Área Bacia [km²]**
SB-04	15.07	01 Jan 04 0050	51.29	1.30
SB-03	10.90	01 Jan 04 0050	37.09	0.94
OFFR	25.97	01 Jan 04 0050	88.38	2.24
FR	25.57	01 Jan 04 0050	88.53	2.24
SB-05	5.84	01 Jan 04 0050	19.86	0.50
FRLO.M	31.42	01 Jan 04 0050	108.39	2.74
SB-06	32.86	01 Jan 04 0110	151.25	4.38
LO-R1	11.45	01 Jan 04 0210	101.29	4.38
SB-07	10.02	01 Jan 04 0100	38.44	1.01
SB-08	5.15	01 Jan 04 0050	17.47	0.46
R1-R2	16.89	01 Jan 04 0100	157.20	5.85
LO-R2	6.14	01 Jan 04 0310	102.36	5.85
LO-LO	6.14	01 Jan 04 0310	102.36	5.85
LO-M2.1	6.13	01 Jan 04 0310	101.42	5.85
SB-09	6.06	01 Jan 04 0040	20.50	0.54
LO-SB09	7.85	01 Jan 04 0100	121.93	6.39

LO-M2.2	7.73	01 Jan 04 0100	120.24	6.39
SB-11	16.47	01 Jan 04 0050	58.31	1.61
SB-12	15.59	01 Jan 04 0050	56.50	1.36
NFGF	32.06	01 Jan 04 0050	114.80	2.97
GF	31.23	01 Jan 04 0100	114.99	2.97
SB-13	15.52	01 Jan 04 0050	56.50	1.36
GFLO.M	46.30	01 Jan 04 0100	171.49	4.33
SB-10	13.78	01 Jan 04 0100	51.75	1.30
GFLO	67.81	01 Jan 04 0100	343.47	12.02
CENTRO1	67.52	01 Jan 04 0100	342.93	12.02
FRLO	96.45	01 Jan 04 0100	451.32	14.76
CENTRO2	96.25	01 Jan 04 0100	451.23	14.76
SB-15	13.67	01 Jan 04 0100	52.20	1.32
SB-16	8.92	01 Jan 04 0100	33.29	0.84
J13-14	22.59	01 Jan 04 0100	85.49	2.16
PS	22.36	01 Jan 04 0100	85.57	2.16
SB-17	4.68	01 Jan 04 0050	15.91	0.42
SB-14	30.49	01 Jan 04 0100	113.94	2.85
SBPS	57.05	01 Jan 04 0100	215.42	5.43
SD	56.33	01 Jan 04 0100	215.55	5.43
SB-18	11.84	01 Jan 04 0050	43.00	1.14
SDLO.M	67.96	01 Jan 04 0100	258.55	6.57
SB-19	3.07	01 Jan 04 0040	9.53	0.23
SDLO	166.49	01 Jan 04 0100	719.31	21.56
LOJU	164.95	01 Jan 04 0100	719.41	21.56
SB-02	18.43	01 Jan 04 0100	71.93	1.89
FCANAL	183.38	01 Jan 04 0100	791.33	23.45
LAJES-N	176.68	01 Jan 04 0110	787.31	23.45
SB-01	**14.849**	01 Jan 04 0110	61.492	2.94
LJ-UB	191.53	01 Jan 04 0110	848.81	26.39

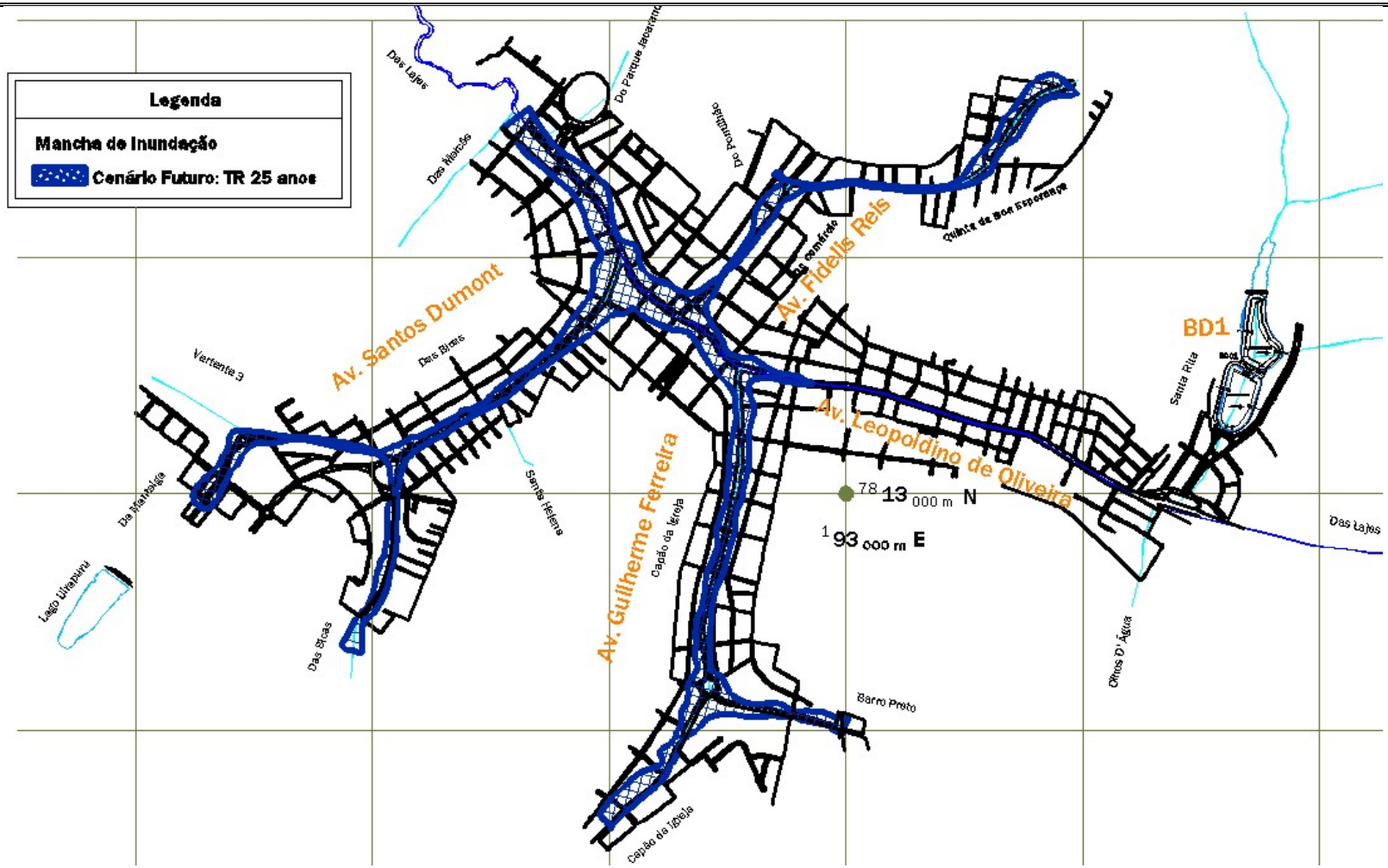
Simulação com Chuva de 2 horas e meia e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	**Qp [m³/s]**	**Tempo [horas]**	**Volume [m³]**	**Área Bacia [km²]**
SB-04	9.77	01 Jan 04 0110	55.99	1.30
SB-03	7.06	01 Jan 04 0110	40.48	0.94
OFFR	16.83	01 Jan 04 0110	96.47	2.24
FR	16.53	01 Jan 04 0110	96.54	2.24
SB-05	3.80	01 Jan 04 0110	21.67	0.50
FRLO.M	20.33	01 Jan 04 0110	118.21	2.74
SB-06	24.61	01 Jan 04 0140	166.14	4.38
LO-R1	**13.79**	01 Jan 04 0250	155.31	4.38
SB-07	6.80	01 Jan 04 0120	42.02	1.01
SB-08	3.34	01 Jan 04 0110	19.10	0.46
R1-R2	16.76	01 Jan 04 0240	216.42	5.85
LO-R2	**6.66**	01 Jan 04 0350	197.73	5.85
LO-LO	**6.66**	01 Jan 04 0350	197.73	5.85
LO-M2.1	**6.66**	01 Jan 04 0350	197.27	5.85
SB-09	3.96	01 Jan 04 0110	22.42	0.54
LO-SB09	7.33	01 Jan 04 0200	219.69	6.39
LO-M2.2	7.31	01 Jan 04 0200	218.85	6.39
SB-11	10.77	01 Jan 04 0120	63.90	1.61
SB-12	10.24	01 Jan 04 0120	61.50	1.36
NFGF	21.00	01 Jan 04 0120	125.40	2.97
GF	20.98	01 Jan 04 0120	125.46	2.97
SB-13	10.23	01 Jan 04 0120	61.50	1.36
GFLO.M	31.21	01 Jan 04 0120	186.96	4.33
SB-10	9.32	01 Jan 04 0120	56.45	1.30
GFLO	46.39	01 Jan 04 0120	462.26	12.02

CENTRO1	46.18	01 Jan 04 0120	462.10	12.02
FRLO	65.97	01 Jan 04 0120	580.31	14.76
CENTRO2	65.80	01 Jan 04 0120	580.28	14.76
SB-15	9.28	01 Jan 04 0120	56.97	1.32
SB-16	6.03	01 Jan 04 0120	36.32	0.84
J13-14	15.31	01 Jan 04 0120	93.29	2.16
PS	15.15	01 Jan 04 0120	93.34	2.16
SB-17	3.04	01 Jan 04 0110	17.40	0.42
SB-14	20.60	01 Jan 04 0120	124.25	2.85
SBPS	38.66	01 Jan 04 0120	234.99	5.43
SD	38.08	01 Jan 04 0120	235.08	5.43
SB-18	7.90	01 Jan 04 0120	47.03	1.14
SDLO.M	45.98	01 Jan 04 0120	282.11	6.57
SB-19	1.84	01 Jan 04 0100	10.38	0.23
SDLO	113.42	01 Jan 04 0120	872.77	21.56
LOJU	112.42	01 Jan 04 0120	872.88	21.56
SB-02	12.56	01 Jan 04 0120	78.63	1.89
FCANAL	124.98	01 Jan 04 0120	951.51	23.45
LAJES-N	123.97	01 Jan 04 0130	949.17	23.45
SB-01	11.341	01 Jan 04 0200	69.332	2.94
LJ-UB	134.32	01 Jan 04 0130	1018.5	26.39

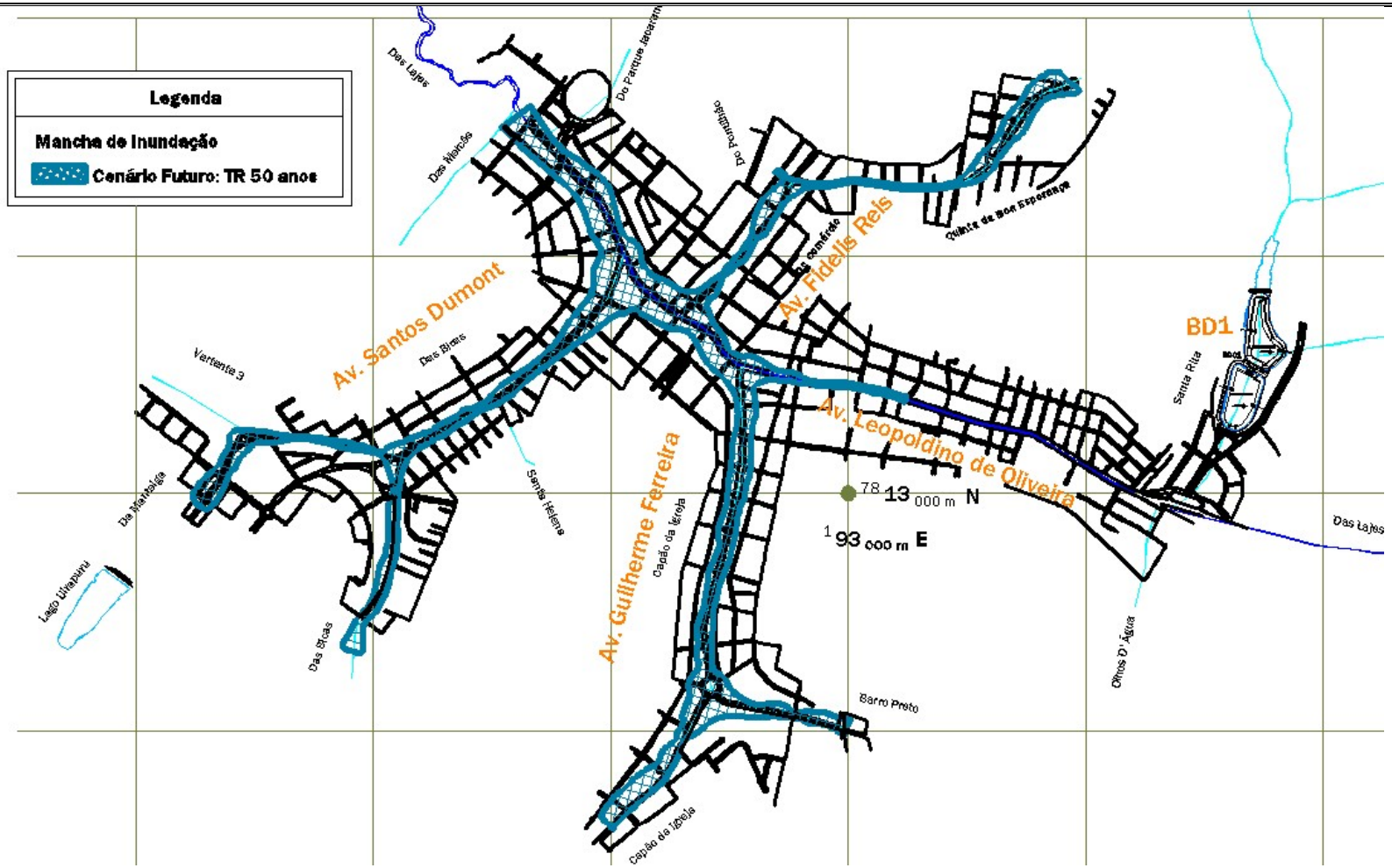
ANEXO 5 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 10 ANOS – CENÁRIO FUTURO



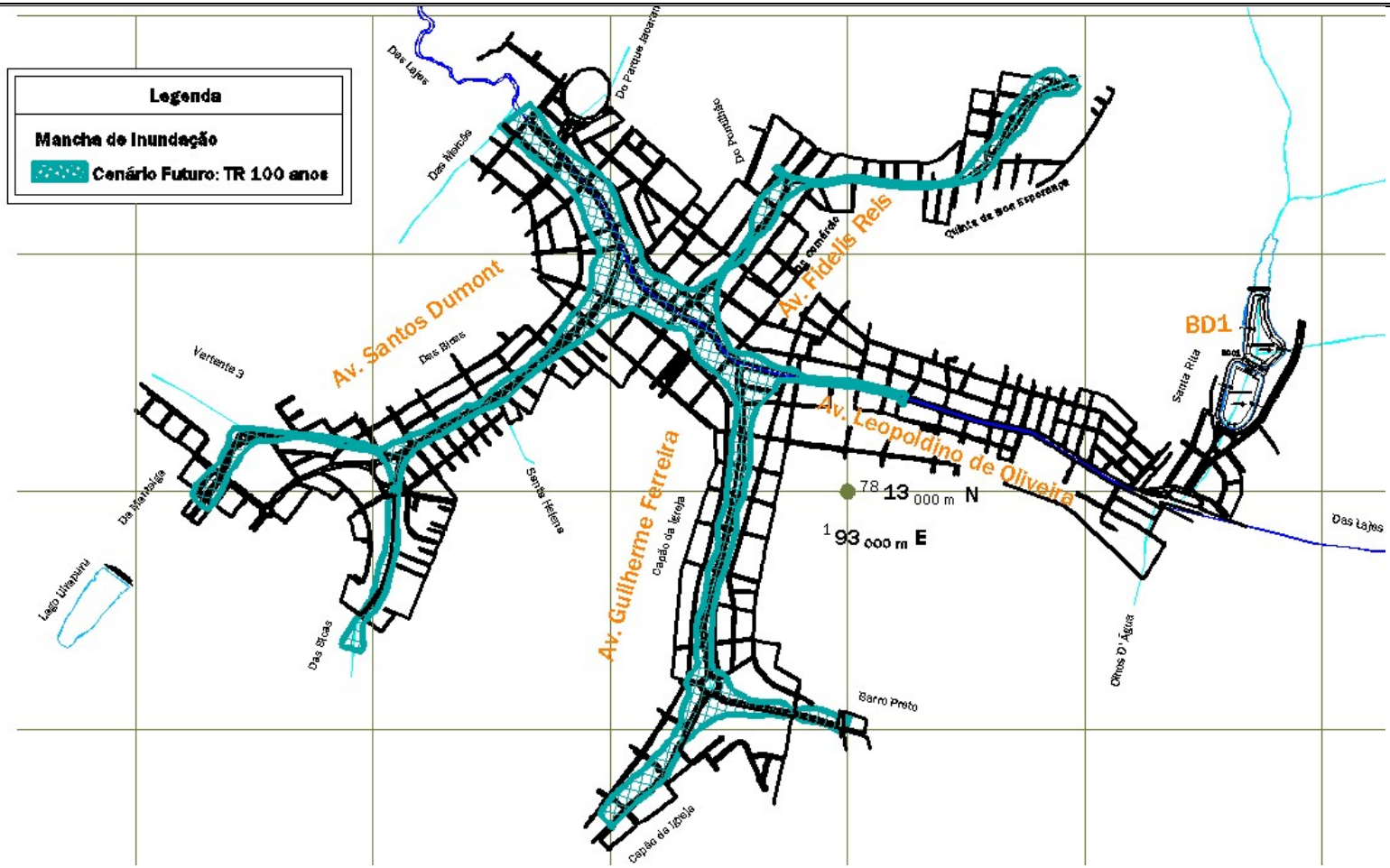
ANEXO 5 (CONT.) – BACIA DO CÓR. DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 25 ANOS – CENÁRIO FUTURO



ANEXO 5 (CONT.) – BACIA DO CÓR. DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 50 ANOS – CENÁRIO FUTURO



ANEXO 5 (CONT.) – BACIA DO CÓR. DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 100 ANOS – CENÁRIO FUTURO


Legenda
Mancha de Inundação
Cenário Futuro: TR 100 anos
Av. Santos Dumont
Av. Fidelis Reis
Av. Leopoldino de Oliveira
Av. Guilherme Ferreira
BD1
Das Lajes
Do Fortunato
Quinta da Boa Esperança
Vertente 3
Das Bicas
Santa Helena
Da Mangalga
Lago Uirapuru
Das Flores
Capão da Igreja
Barro Preto
Olhos D'Água
Santa Rita
78 13 000 m N
193 000 m E

17.3 MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS DE CONTROLE DE ESCOAMENTOS E DE INUNDAÇÕES.

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO 3/2005

MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS DE CONTROLE DE ESCOAMENTOS

E DE INUNDAÇÕES

Belo Horizonte, Julho de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial. O presente relatório trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações.

Inundações têm ocorrido com freqüência na área urbana de Uberaba localizada na bacia do córrego das Lajes. Relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e da população que ocupa as áreas mais atingidas indicam uma recorrência de base anual ou bianual do fenômeno nessas áreas. Segundo os relatos, as inundações caracterizam-se por serem de curta duração e por apresentarem elevadas velocidades de escoamento sobre o sistemas viário. Há evidências de insuficiências de captação do sistema de microdrenagem, pouco desenvolvido, como também de funcionamento sob pressão das redes de canais subterrâneos de macrodrenagem, caracterizadas, entre outros fenômenos, por extravasamentos jorrantes nos poços de visita das galerias.

Em vista desse quadro, em 1997 a Prefeitura de Uberaba contratou a empresa Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda. para que realizasse estudos de diagnóstico e de proposição de medidas de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes, tendo resultado no documento intitulado "Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", datado de abril de 1997.

No capítulo de diagnóstico, os estudos da Themag constataram a insuficiência do sistema de macrodrenagem, a inadequação de critérios adotados para o projeto das galerias, tais como o emprego do método racional, a adoção de tempos de retorno reduzidos, de 10 anos no caso dos córregos das Bicas (av. Santos Dumont), da Igreja (av. Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (av. Leopoldino de Oliveira), bem como estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacia em foco. Não houve simulações de funcionamento do sistema de microdrenagem, porém os estudos contemplam uma avaliação qualitativa do mesmo, concluindo por sua insuficiência.

Em termos de controle de inundações, os estudos da Themag consideram duas alternativas: a implantação de bacias de detenção, prevendo-se um total de quatro bacias (Leopoldino de Oliveira, Guilherme Ferreira, Santos Dumont Direito e Santos Dumont Esquerdo), ou a duplicação de galerias, de forma a transportar os excedentes de escoamentos não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. Análises de efetividade das medidas de controle associadas a avaliações financeiras dos custos de implantação permitiram concluir pela alternativa de implantação de bacias de detenção.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de detenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A bacia de detenção Leopoldino de Oliveira foi implantada, tendo sido dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R-1 e R-2, com projeto executivo elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia.

No quadro do projeto Água Viva, a perspectiva de implantação das demais bacias de detenção conduziu à necessidade de reavaliação completa do programa proposto de controle de inundações justificada por diversas razões, entre elas:

os dados cadastrais do sistema de macrodrenagem, cujos dados não se encontravam disponíveis em 1997, possibilitando a simulação hidráulica mais detalhada do sistema;

o desenvolvimento de uma equação de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (equação IDF-Uberaba), um requisito importante para reduzir as incertezas de modelagem hidrológica da bacia em foco (c.f. Relatório 1 do presente estudo);

a realização de estudos complementares de funcionamento do sistema de macrodrenagem prevendo-se a implantação de todas as bacias de detenção, contemplando cenários futuros de ocupação urbana da cidade, previstos no Plano Diretor, bem como a realização de simulações de eventos de tempo de retorno superiores ao adotado pela Themag (T = 25 anos), a saber, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, permitindo uma análise mais detalhada de riscos e de conseqüências de inundações, bem como análises de ruptura de barragens;

a realização de estudos geotécnicos complementares, incluindo-se os estudos de estabilidade de taludes e das barragens que compõem algumas das bacias de detenção;

a necessidade de delimitação de zonas inundáveis segundo diferentes níveis de risco de inundação de forma a possibilitar a análise custo-benefício das soluções propostas e, em caráter complementar, contribuir para a atualização da Lei de Uso e Ocupação do Solo e para a elaboração de um plano de contingência em caso de ocorrência de inundações.

O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar esses estudos complementares, previstos no projeto Água Viva, tendo por objetivos:

realizar diagnóstico complementar do funcionamento do sistema de macrodrenagem em foco, por meio de simulação hidrológica e hidráulica, considerando-se cenários de ocupação urbana atual e futura (horizonte de 20 anos), segundo diferentes níveis de risco hidrológico (T = 2, 5, 10, 50 e 100 anos);

avaliar alternativas de implantação das bacias de detenção suplementares para fins de controle de inundações;

realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de detenção definidas para o sistema;

definir as condições de funcionamento e operação das bacias de detenção;

conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de detenção;

elaborar, para as bacias de detenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;

realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;

conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Segundo proposta apresentada pelo EHR-UFMG, os produtos do presente estudo deverão ser apresentados por meio de 10 relatórios conforme listado no Quadro 1. O presente documento corresponde ao Relatório 2.

Quadro 1. Projeto Água Viva – estudo do sistema de macrodrenagem: Produtos previstos

Relatório	Tema
1	Precipitações de projeto
2	Diagnóstico e estudo de alternativas
3	Medidas não estruturais de controle de cheias
4	Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento
5	Bacias de detenção: pré-dimensionamento geotécnico
6	Análise de efeitos de ruptura de barragens
7	Custos de implantação e operação das bacias
8	Sistema de monitoramento hidrológico
9	Sistema de alerta de funcionamento
10	Relatório final de consolidação

O presente relatório contém diretrizes para a adoção de medidas não estruturais de controle de escoamentos na área urbana do município de Uberaba.

Estudos e desenhos conceituais e ilustrativos de tratamento de fundos de vale bem como de emprego de microreservatórios de águas pluviais e de bacias de detenção em praças contaram com a colaboração das Arquitetas Maria Eugênia Cunha e Sabrina Canechi.

2. Base Conceitual

2.1. Medidas não-estruturais: conceituação e potencial de emprego na bacia do córrego das Lajes

Medidas não-estruturais de controle de inundações incluem um conjunto amplo e variado de alternativas fundamentadas, em maior ou menor grau, no conceito de convivência com o fenômeno inundação. De uma forma geral, as principais ações não-estruturais são:

sistema de previsão e alerta de inundações;

medidas locais de proteção do espaço construído de forma a reduzir os danos causados por sua submersão por águas de inundação;

arquitetura e sistema viário adaptados à ocorrência de inundações, no caso de ocupação de zonas inundáveis;

regulamentação da ocupação de zonas inundáveis por meio de instrumentos legais como o zoneamento segundo níveis de risco de inundação;

medidas difusas, na bacia hidrográfica, que visam interferir sobre a gênese ou sobre o regime de escoamentos;

sistema de seguros de inundações.

Os sistemas de previsão e alerta, combinados com planos de contingência de inundações, podem ser muito efetivos na redução de prejuízos causados por inundações. Eles são constituídos por sistemas de simulação hidrológica e hidráulica que estimam, com a antecedência devida, vazões, cotas de nível d'água em função do tempo, na zona de interesse. Com base nos resultados dessas simulações, as autoridades responsáveis podem decidir pelo alerta de inundação, mobilizando a população ocupante de zonas de risco, a defesa civil e serviços técnicos da administração pública municipal, para a adoção de medidas contingenciais previamente definidas para os períodos antecedente, ao longo e após a inundação. A decisão sobre a ações a empreender fundamentam-se em uma escala composta por diferentes níveis de alerta por sua vez associados a cotas de nível d'água na área de interesse. Segundo a informação disponível e a características da bacia hidrográfica e da área de interesse para fins de alerta, os modelos podem ser alimentados por distintos dados (apenas vazão, precipitação e vazão, precipitação proveniente de imagens de radar, precipitação prevista por modelos de circulação global). A adoção de medidas não estruturais baseadas em sistema de previsão e alerta usualmente requer uma antecedência de previsão suficiente para a tomada de decisão sobre o alerta e para a adoção das medidas contingenciais. As características hidrológicas da bacia do córrego das Lajes não recomendam o emprego desse tipo de sistema, em razão da rápida resposta da bacia aos eventos de precipitação e à ausência, na atualidade, de um sistema de monitoramento de tempestades baseado em informação radar, na região.

Medidas locais para a proteção do espaço construído de forma a reduzir os danos causados por sua submersão por águas de inundação incluem um conjunto de recomendações técnicas estruturais e construtivas, incluindo recomendações sobre tipos de materiais de construção, posição das redes internas hidráulicas, elétricas e de gás, e outras. Em algumas áreas de Uberaba, particularmente ao longo da av. Leopoldino de Oliveira, é generalizado o uso de comportas junto às portas dos estabelecimentos comerciais, que são instaladas quando de inundações. Outras medidas adotadas na área incluem as construções elevadas ou as rampas de acesso que funcionam como barreiras fixas à entrada de águas. Tratam-se de medidas não-estruturais típicas a serem mantidas e aperfeiçoadas, em razão de seu papel complementar às ações estruturais previstas no presente estudo (ver Relatórios 2 e 4).

Tem se desenvolvido, igualmente como medida não-estrutural, uma arquitetura mais adaptada à ocorrência de inundações, no caso de ser inevitável a ocupação de zonas inundáveis. Dois conceitos principais orientam esse tipo de medida: (i) manter espaços vazios, não ocupados, sob a construção, de forma a evitar que a mesma e seu conteúdo sejam danificados pelo contato eventual com a água; (ii) orientar espacialmente as edificações de forma que não interfiram sobre o escoamento, o que é freqüentemente um fator de agravamento das inundações. Esses dois conceitos são muitas vezes realizados por meio de edificações elevadas, sobre pilotis, e orientadas longitudinalmente, no sentido preferencial dos escoamentos. A área sob os pilotis deve ser deixada livre, podendo ser utilizada para atividades de lazer e de convivência durante os períodos secos. No caso de Uberaba, em razão da densa ocupação já existente em áreas inundáveis da bacia do córrego das Lajes, a adoção desse tipo de medida ficaria restrita às regiões de cabeceiras dos principais cursos d'água urbanos. Porém, nessas áreas, é mais conveniente procurar adotar medidas legais restritivas à densa ocupação.

A regulamentação de uso do solo em zonas inundáveis fundamenta-se no conceito de restrição de ocupação de zonas de risco por meio da aplicação de instrumentos legais, como o zoneamento urbano. Para tal, é necessário realizaram-se estudos hidrológicos e hidráulicos que permitam a delimitação das zonas inundáveis segundo os diferentes níveis de risco, como por exemplo, para eventos de tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos, os mais usualmente empregados. Em função do risco, são definidas as restrições de ocupação, os modelos de ocupação possíveis e orientações construtivas segundo conceitos como os

definidos nos parágrafos anteriores (construção e arquitetura adaptadas). No presente estudo, mapas de áreas de risco de inundação foram elaborados para a bacia do córrego das Lajes, tendo em conta a ocupação urbana atual e futura e o sistema de macrodrenagem pluvial existente. Uma vez definida e dimensionada a alternativa estrutural de controle de inundações para essa bacia, recomenda-se a realização de estudos semelhantes de forma a delimitar as zonas inundáveis para eventos de tempos de retorno superiores aos de projeto. Os eventos a serem simulados devem ser os de tempos de retorno 50 e 100 anos.

Medidas difusas, na bacia hidrográfica, que visam interferir sobre a gênese ou sobre o regime de escoamentos fundamentam-se no favorecimento de processos de intercepção, infiltração e armazenamento de águas pluviais. Em áreas essencialmente sujeitas a inundações de gênese urbana, como é o caso da bacia do córrego das Lajes, em Uberaba, o foco desse tipo de medidas encontra-se na implantação de dispositivos de infiltração e ou de armazenamento temporário de águas de escoamento geradas pelas superfícies impermeabilizadas. O presente relatório centra-se na proposição de medidas desse tipo como soluções não-estruturais para a cidade de Uberaba.

O sistema de seguros de inundações tem por objetivo compensar as famílias e empresas sinistradas por danos e prejuízos impostos por inundações possibilitando a redução dos impactos econômicos e financeiros decorrentes bem como uma recuperação mais rápida da atividade econômica local. Alguns países, como o caso dos EUA, condicionam a adesão a um sistema de seguros desse tipo à adoção de medidas preventivas pelos municípios desejosos de aderir ao sistema. Em outros países, como na França, a adesão ao sistema de seguro de inundações é compulsória para todos os proprietários ou locatários de bens imóveis. Em decorrência das características do sinistro que, quando ocorre, envolve um grande número de propriedades simultaneamente sinistradas e, portanto, prejuízos elevados a serem indenizados a um só tempo, o sistema de seguros dificilmente pode ser adotado por uma municipalidade única. Uma escala espacial adequada, nacional, ou pelo menos estadual, é necessário ao sistema, de forma a garantir sua viabilidade financeira.

2.2. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE A GÊNESE DOS ESCOAMENTOS

Os recursos hídricos são vulneráveis aos meios pelas quais outros recursos naturais são explorados, em particular, o solo. Esse fato decorre da capacidade de mobilização e transporte de matéria pela água, associada aos processos de concentração de escoamentos superficiais nos fundos de vale e de transferência entre águas superficiais e subterrâneas por meio de infiltração, percolação e exfiltração, bem como entre sub-bacias, por intermédio da rede hidrográfica. A conectividade, entendida como a propriedade de estabelecer conexões entre sistemas naturais, artificializados ou não, no espaço e no tempo, é uma característica própria aos recursos hídricos que decorre dos processos de concentração e transferência.

No meio urbano, os padrões de uso do solo podem resultar em fortes impactos sobre os recursos hídricos. Esses impactos manifestam-se como alterações de qualidade de água dos corpos d'água, comprometendo funções estéticas e de substrato à vida, e modificações de regime hidrológico, resultando, entre outros efeitos, em inundações mais freqüentes e mais intensas. Os cursos d'água sofrem, ainda, alterações estéticas de monta resultantes de medidas estruturais, como as canalizações, ou decorrentes de alterações de regime hidrológico, quando não canalizados.

Carências e inadequações em outros sistemas de infra-estrutura e de gestão urbana, como os sistemas de esgotamento sanitário e de limpeza urbana, são causas comuns de poluição

dos corpos d'água urbanos. Outra fonte de poluição corrente, sobretudo em áreas de expansão urbana, provem da erosão de solos e do transporte de sedimentos, quando, durante a implantação do sistema viário, o parcelamento do solo e a construção de edificações, não são adotadas medidas de controle.

A ocupação dos fundos de vale pode se dar por decisão direta do poder público municipal ou de maneira informal. No primeiro caso, ainda é comum a adoção do conceito de avenida sanitária, espaço em que se combinam funções de esgotamento sanitário, drenagem pluvial, infra-estrutura de transportes e de outras redes urbanas. Entretanto, emergem no país novos conceitos tendo por propósito a proteção de cursos d'água e a valorização, no espaço urbano, das águas e de zonas ribeirinhas como elementos integrantes da paisagem urbana, espaços públicos de convivência destinados a atividades de lazer e proteção ambiental. Esse tipo de solução não é incompatível com a implantação de redes urbanas subterrâneas como as de energia, os interceptores de esgoto sanitário, os cabos telefônicos e redes de fibras óticas. O sistema viário, entretanto, deve ser deslocado para cotas mais elevadas, embora possa continuar orientado pelos eixos dos vales.

A ocupação informal dos fundos de vale por população de baixa renda resulta de fenômenos sociais mais complexos que extrapolam o espaço municipal da gestão urbana. Está associada a problemas de distribuição de renda, de geração de emprego e a movimentos migratórios que requerem o desenvolvimento de políticas em diferentes escalas espaciais (regiões metropolitanas, estados, país) e setoriais (política econômica, política agrícola, política habitacional, ...). Nas áreas urbanas, as populações mais pobres tendem a ocupar zonas de risco à saúde, de deslizamento de encostas e de inundações, dado o seu menor interesse para as ocupações formais, pelo menos enquanto permanecem desprovidas de infra-estrutura urbana (e.g.: avenidas sanitárias). Tais populações são vítimas recorrentes desse estado de risco e, simultaneamente, são geradoras de impactos não desprezíveis sobre o meio, em particular, a poluição de águas superficiais por esgotos domésticos e por resíduos sólidos, que se repercutem fora dos limites de sua área de implantação. Além de sofrerem danos diretos, como as doenças, a perda de bens e, por vezes, da vida, em face da insegurança e da insalubridade do meio, essas populações vivem em um permanente estado de estresse e de apreensão.

No caso das bacia do córrego das Lajes, os fundos de vale do próprio Lajes e de seus afluentes diretos já se encontram ocupados por urbanização consolidada. Conforme relatado em outros documentos do presente estudo, esses cursos d'água encontram-se canalizados por estruturas fechadas, em concreto armado. Alternativas de tratamento de fundos de vale, como as descritas nos parágrafos anteriores, são recomendadas para as áreas de expansão urbana, próximo às cabeceiras dos cursos d'água da bacia. Outras áreas de expansão urbana do município, localizadas fora da bacia do córrego das Lajes, apresentam elevado potencial para o emprego desse tipo de solução. No município de Uberaba, não são observadas ocupações ilegais de renda muito baixa, como as favelas.

Grande parte dos impactos da urbanização sobre o regime hidrológico decorre da impermeabilização de superfícies (edificações, sistema viário) e da implantação da rede de canais artificiais de que são constituídas as soluções tradicionais de drenagem urbana de águas pluviais (sarjetas, redes tubulares, galerias de macrodrenagem). Essas intervenções reduzem os volumes de intercepção, de evaporação e de infiltração de águas pluviais e aumentam, de forma significativa, os volumes de escoamento superficial. A rede artificial de canais reduz o tempo necessário para que as águas superficiais se concentrem nos fundos de vale. Esses efeitos combinados resultam em aumento das vazões de cheia, sobretudo para eventos de pequena recorrência (anual, bianual, decenal, ...) e de volumes de cheias.

As Figuras 2.1 e 2.2 exemplificam estimativas de tais impactos para áreas urbanizadas de até 45 ha (0,45 km^2). Elas foram elaboradas a partir de resultados de simulação hidrológica considerando-se seis cenários distintos de impermeabilização de solos, os denominados cenários I a VI, e um cenário de referência (cenário VII), que corresponde à bacia em estado natural, para eventos de chuva com tempo de retorno de 10 anos. O tempo de retorno de 10 anos é um critério de projeto de estruturas de drenagem usualmente empregado para pequenas áreas de drenagem. A implicação é de que o evento de projeto tem probabilidade de ser atingido ou superado, em média, uma vez a cada dez anos, ou que sua probabilidade de ocorrência é de 10%, em um ano qualquer. Para o mesmo evento de projeto, a Figura 2.1 mostra o aumento do volume de escoamento superficial e a Figura 2.2, o aumento da vazão máxima da cheia, variando-se a taxa de impermeabilização do solo.

Tomando-se, a título de exemplo, a área de drenagem de 45 ha, o volume de escoamento resultante da taxa de impermeabilização de 50% (cenário V) seria 6 vezes superior ao volume de referência da mesma área em estado natural. Se a taxa de impermeabilização atingir 100% (cenário I), o volume de escoamento superficial é estimado como sendo 10 vezes superior ao do cenário natural. Resultados semelhantes são obtidos para as relações entre vazões máximas segundo os diversos cenários simulados.

O volume de escoamento (Figura 2.1) é uma variável importante quando se adotam estruturas de drenagem baseadas no conceito de armazenamento temporário de escoamentos. Em Uberaba, os reservatórios R1 e R2 que compõem o sistema de controle de cheias na avenida Leopoldino de Oliveira, são exemplos desse tipo de estrutura. Na Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), são exemplos conhecidos desse tipo de estrutura os reservatórios de Santa Lúcia e da Pampulha; em São Paulo, essas estruturas, cujo nome técnico é bacia de detenção, foram popularizadas como “piscinões”.

Se, por exemplo, considera-se um padrão de ocupação urbana com taxa média de impermeabilização de 80%, a área requerida para o armazenamento do volume excedente de escoamento, em relação ao natural, em uma área de drenagem de 45 ha será de cerca de 10.000 m^2, supondo-se uma profundidade de armazenamento de 1,0 m, ou seja, pouco mais de 2% da área de drenagem.

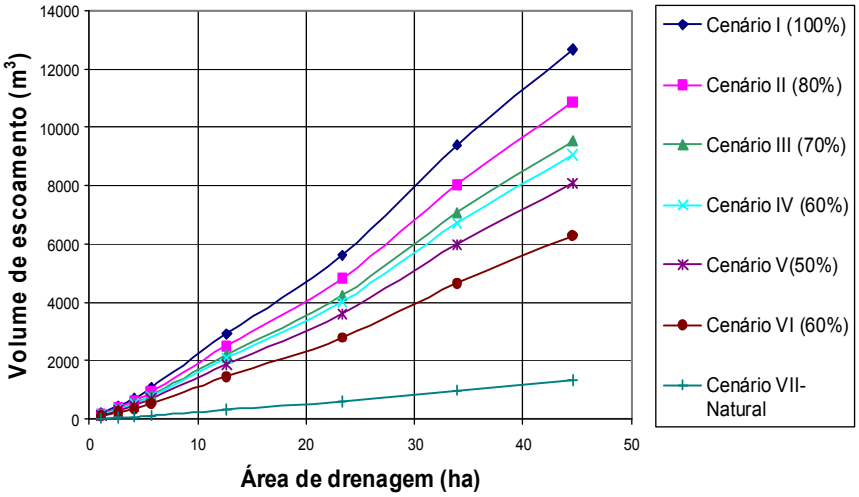


Figura 2.1 – Variação do volume de escoamento com a área de drenagem e a taxa de impermeabilização (fonte: Nascimento, Cançado e Cabral, 2003).

Uma estrutura de armazenamento como a descrita que, entre diversas alternativas, poderia ser implantada em uma praça, associada a outros equipamentos públicos (áreas verdes, quadras esportivas, ...), teria a função de reduzir as vazões máximas após a urbanização ao valor da vazão natural anterior à urbanização, para o mesmo evento de chuva. Uma forma alternativa de implantação consiste em distribuir as necessidades de armazenamento pelas parcelas de ocupação urbana por meio dos chamados microreservatórios domiciliares de águas pluviais, uma caixa destinada a estocar, temporariamente, águas pluviais no próprio lote. Para um lote com 360 m^2 de área, seriam necessários entre 5 e 7 m^2 para a implantação do microreservatório que, entretanto, pode e deve ser coberto, permitindo a utilização de sua área de implantação para outros fins.

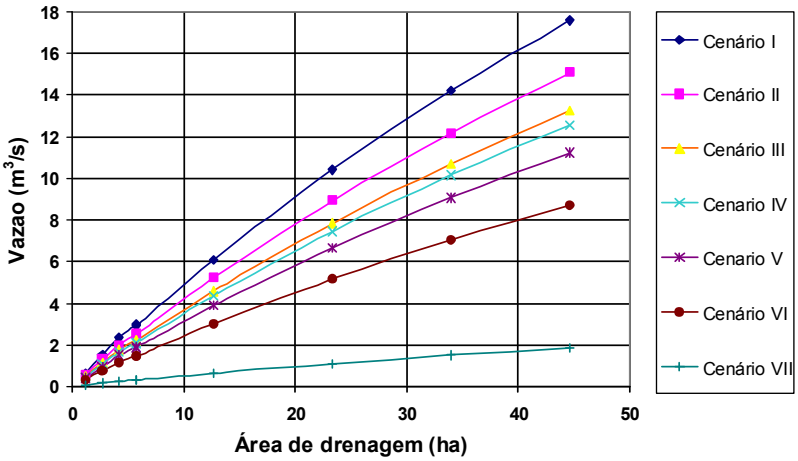


Figura 2.2 – Variação da vazão máxima com a área de drenagem e a taxa de impermeabilização

(fonte: Nascimento, Cançado e Cabral, 2003).

Em relação ao armazenamento em áreas públicas, o microreservatório domiciliar incorpora mudanças conceituais e de eficiência de controle. A principal mudança conceitual é de gestão urbana porque o microreservatório domiciliar transfere parte da responsabilidade pelo controle de escoamentos para a esfera privada, cabendo usualmente ao proprietário do lote sua implantação e manutenção. Há, igualmente, uma menor eficiência de controle, uma vez que a estrutura de armazenamento implantada no espaço público controla também os escoamentos provenientes do sistema viário.

A vazão máxima (Figura 2.2) é uma variável importante quando se adotam soluções técnicas tradicionais de drenagem que consistem em transportar rapidamente para jusante os escoamentos gerados no contexto urbano. Essa solução, desenvolvida entre o final do século XIX e o início do século XX, tem sido vista desde então quase como o único tratamento possível para as águas pluviais em meio urbano. Entretanto, com o crescimento urbano e mudanças de valores na sociedade, tal alternativa tecnológica tem revelado seus limites:

custo de implantação elevado, com comprometimento das finanças municipais em programas de investimentos custosos e de longo prazo;

dificuldades técnicas e custos elevados de operação e de manutenção;

os sistemas tradicionais são pouco flexíveis e não se adaptam facilmente à evolução da ocupação urbana, é comum a rápida obsolescência de estruturas novas, muitas vezes ainda não inteiramente pagas pela municipalidade;

os sistemas tradicionais fundamentam-se em propósitos de controle de processos naturais por intermédio de intervenções estruturais massivas e generalizadas sobre o meio, com isso, tornam-se incompatíveis com objetivos de proteção ambiental e de redução de impactos da urbanização;

o emprego de soluções tradicionais em um contexto de falta de planejamento e de controle da expansão urbana, de desconhecimento da conectividade entre sistemas e do conceito de bacia hidrográfica como unidade de gestão, têm conduzido ao agravamento de inundações, particularmente em áreas de ocupação mais antiga, causadas pela ocupação mais recente de áreas de montante.

A título de ilustração, a Tabela 1 contém custos unitários de implantação e manutenção de um sistema tradicional de drenagem pluvial, por área impermeabilizada, obtidos por meio de simulações em uma bacia hidrográfica hipotética. Os cenários de ocupação urbana são os mesmos já apresentados em parágrafos precedentes.

Tabela 1. Custo total anual por metro quadrado de área impermeabilizada de lote, em R$ de janeiro de 2003 (Fonte: Nascimento, Cançado e Cabral, 2003)

Taxa de impermeabilização do lote	Custo anual por m^2 de área impermeabilizada					
	Cenários					
	I	II	III	IV	V	VI
100%	2,49					
90%	2,69					
80%	2,92	2,67				
70%	3,19	2,92	2,77			
60%	3,52	3,22	3,05	2,91		
50%	3,92	3,59	3,40	3,24	3,11	
40%	4,43	4,06	3,85	3,67	3,52	
30%	5,10	4,67	4,42	4,21	4,05	3,56
20%	6,00	5,49	5,20	4,96	4,76	4,18
10%	7,28	6,66	6,32	6,02	5,78	5,08
0%	9,27	8,48	8,04	7,66	7,35	6,46

Esses resultados mostram que o custo unitário, em um sistema tradicional de drenagem, diminui com a taxa de impermeabilização do lote. Isso ocorre porque o custo de entrada no sistema é elevado. Quando se opta por canalizar cursos d'água, paga-se um custo de

implantação e manutenção elevado, mesmo quando a taxa de impermeabilização é pequena. Entre os cenários VI e o I, a taxa de impermeabilização permitida varia de 30% a 100%. Tomando-se por referência um lote com área de 360 m^2, os custos anuais desses dois cenários seriam, respectivamente, de R$ 384,48 (cenário VI) e R$ 896,40 (cenário I). Ou seja, com um aumento de 233% na taxa de impermeabilização o custo anual do sistema subiria 133%.

Outra evidência desses resultados é o fato de que o sistema só é viável, financeiramente, se utilizado em sua capacidade máxima, o que pode ser constado pelo seguinte exemplo. Suponha-se que uma área equipada com um sistema de drenagem dimensionado tendo em conta uma taxa de impermeabilização de 80% (cenário II) seja ocupada com taxa de impermeabilização de 70% (cenário III). O custo unitário para o cenário II seria de R$ 2,92 por m^2 impermeabilizado, portanto, superior ao custo de R$ 2,77 por m^2 referente ao dimensionado do sistema para o cenário III. Essa constatação decorre do fato de que os sistemas tradicionais de drenagem não evoluem com a ocupação urbana. Não se pode, facilmente, adaptar um sistema tradicional implantado prevendo-se uma taxa de impermeabilização de 60% para atender à demanda de uma taxa de 80%, ou vice-versa.

Se o sistema de drenagem falha por insuficiência, sobrevêm as inundações que, por sua vez, resultam em danos e em prejuízos. As Figura 2.3 e 2.4 ilustram estimativas empíricas de prejuízos diretos decorrentes de inundações para o setor habitacional, em função da profundidade de submersão, obtidas com base em dados empíricos coletados em zonas sinistradas. Essas curvas foram desenvolvida para habitações cujas características construtivas e o conteúdo (móveis, eletrodomésticos, ...) encontram-se distribuídas segundo as classes sócio-econômicas A e B (Figura 2.3) e C e D (Figura 2.4). Assim, o prejuízo esperado resultante de uma inundação com profundidade de 1,0 m em uma habitação de área construída de 100 m^2, cuja renda média do responsável pelo domicílio encontre-se entre 2 e 7 salários mínimos (Classes C e D), pode ser estimado em R$ 6.800,00 (R$ de janeiro de 2002).

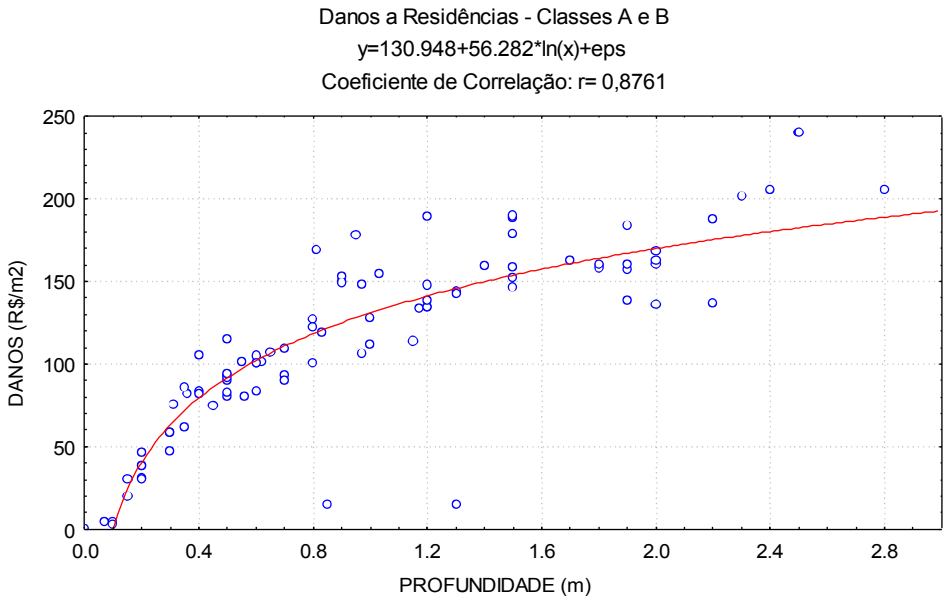


Figura 2.3 - Curvas de danos x profundidade de submersão para o setor habitacional e classes sócio-econômicas A e B (Machado et al, 2005)

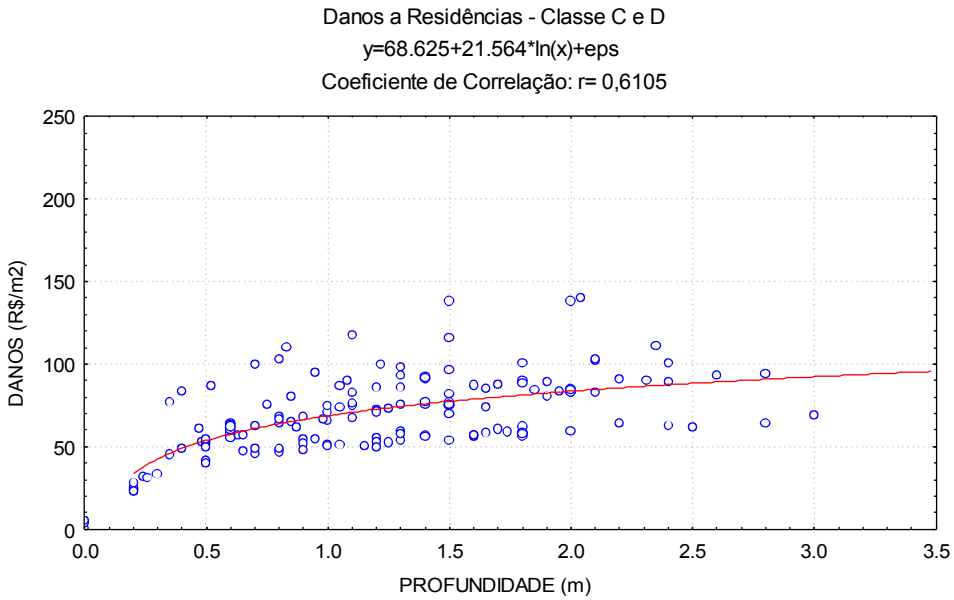


Figura 2.4 - Curvas de danos x profundidade de submersão para o setor habitacional e classes sócio-econômicas C e D (Machado et al, 2005)

Esse tipo de função de dano é relevante para a estimativa global de prejuízos causados por inundações bem como para a decisão sobre alternativas de controle de inundação com base em análises do tipo custo-benefício, ressalvando-se que no presente caso consideram-se apenas os danos diretos resultantes do contato da água com as construções e seu conteúdo.

As discussões anteriores e os resultados apresentados sugerem a necessidade de se adotar conceitos tecnológicos, de gestão e de regulamentação inovadores para a questão das águas pluviais urbanas, compatíveis com as necessidades de desenvolvimento urbano, as limitações de recursos orçamentários municipais e os requisitos de controle ambiental. Um desses conceitos, de base regulamentar, é o da vazão de restrição, pelo qual o poder público estabelece que novas implantações urbanas não podem alterar uma vazão máxima de referência, chamada de vazão de restrição, a ser estabelecida *a priori*. Como vazão de restrição pode-se adotar, segundo o contexto, a vazão natural da bacia para um evento de dado tempo de retorno, ou a capacidade de um sistema de drenagem previamente existente. A aplicação desse conceito só se viabiliza com o emprego de soluções ditas compensatórias de drenagem pluvial, dentre as quais, o armazenamento temporário é apenas um dos exemplos.

A conceitos como o de vazão de restrição devem ser incorporadas medidas regulamentares que restrinjam a ocupação de zonas de risco, particularmente os fundos de vale e as áreas geologicamente instáveis, sujeitas a deslizamentos, bem como as áreas de interesse para a implantação de equipamentos de drenagem pluvial, como as bacias de detenção. O zoneamento urbano deve ter em conta o potencial de adensamento de áreas menos vulneráveis a impactos de urbanização e o menor adensamento em áreas onde esses impactos podem ser de maior monta ou apresentarem maiores dificuldades de minoração e controle.

Ações de regulamentação e gestão urbana que combinem instrumentos como os mencionados representam desafios para a administração pública municipal. Um dos principais, dentre eles, é a integração e a coordenação de distintas esferas de planejamento

e de aplicação de políticas públicas. Por exemplo, restrições à ocupação de fundos de vale repercutem sobre o parcelamento do solo, o planejamento do sistema viário e do sistema de transportes e, em certa medida, sobre a política habitacional. É, igualmente, necessário que o município se dote de meios de manutenção de áreas verdes e de equipamentos públicos de lazer com capacidade tanto para as ações correntes de manutenção quanto para medidas de contingência, após a ocorrência de inundações.

No caso de áreas com restrição legal de ocupação por se tratarem de zonas de risco, como os fundos de vale, a alternativa tida como a mais efetiva para controlar as ocupações desordenadas é a implantação de equipamentos de interesse coletivo, como os parques lineares. Nesse caso, a construção dos parques deve ser simultânea ou mesmo preceder a ocupação urbana, atuando como um atrativo de desenvolvimento urbano.

O emprego de conceitos como os de vazão de restrição ou a regulamentação de uso do solo que integre, do forma mais efetiva, critérios ambientais de risco, pode ser igualmente avaliado segundo uma perspectiva econômico-financeira. É pertinente avaliar se a opção por reservar áreas para a ocupação eventual por águas de origem pluvial, como os parques lineares e os microreservatórios domiciliares resultam em soluções mais custosas em implantação e manutenção que as soluções tradicionais de drenagem pluvial, considerando-se benefícios equivalentes de redução do risco de inundação. Algumas avaliações dessa questão existem para o contexto brasileiro, embora mais restritas à análise hidrológica. Resultados de simulação sugerem que os custos de implantação de estruturas de macrodrenagem, como a canalização de cursos d'água por meio de galerias, representam uma parcela superior a 60% do investimento total nos sistemas de drenagem pluvial. A combinação de soluções como o emprego de microreservatórios de lote com a implantação de parques lineares nos fundos de vale (renúncia à canalização) resulta em redução global dos custos de implantação e de manutenção dos sistemas (Nascimento, Cançado e Cabral, 2003).

É evidente que restrições de ocupação urbana nos fundos de vale implicam em renúncia de parcelamento de áreas que, de outra forma, poderiam ser comercializadas. Porém, produzem benefícios como os de criação de áreas verdes e de espaços públicos de lazer além da redução de danos de inundação, a serem igualmente contabilizados. Sabe-se, igualmente, que as técnicas compensatórias de drenagem pluvial contribuem para a redução da poluição difusa de água pluviais, resultando na melhoria da qualidade de água dos corpos d'água urbanos. Uma avaliação ampla de custos e de benefícios das alternativas aqui discutidas ainda resta a ser realizada, de forma sistemática, para o contexto brasileiro.

Nos parágrafos anteriores, discutem-se, sobretudo, os impactos físicos da urbanização sobre a gênese de escoamentos de águas superficiais. Outros impactos físicos da urbanização são, por exemplo, alterações locais de microclima causadas por mudanças no balanço de energia e na circulação atmosférica, com reflexos sobre processos de evaporação e precipitação. A emissão de gases de efeito estufa em áreas urbanas pode resultar em impactos sobre o clima em escala global. Os impactos de natureza química e biológica têm origem em poluição difusa mobilizada por eventos de precipitação e poluição pontual causada, sobretudo, por lançamentos indevidos de esgotos sanitários e, em alguns casos, esgotos industriais, sem tratamento ou com tratamento insuficiente, nos sistemas de drenagem pluvial ou diretamente nos meios receptores. Na atualidade, esses impactos são bem conhecidos: poluição visual por corpos flutuantes, poluição microbiológica de praias e lagos urbanos, efeitos crônicos e acumulativos como a eutrofização dos meios receptores ou sua contaminação por metais pesados, efeitos de choque de poluição, como os resultantes de depleção de oxigênio na água. Esses impactos repercutem sobre os usos da água, impondo restrições e riscos ou majorando custos ao abastecimento de água potável, à piscicultura, ao turismo e ao lazer, entre outros. O tratamento adequado dessas questões resulta, igualmente, em benefícios que extrapolam a escala municipal.

3. BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS DIFUSAS

As medidas não-estruturais de controle de inundações aqui recomendadas para a área urbana de Uberaba, com foco no bacia hidrográfica do córrego das Lajes, são de tipo de difusa. A maioria delas é aplicável em áreas de expansão urbana. Na bacia do córrego das Lajes, essas áreas encontram-se em áreas de montante das principais sub-bacias dos afluentes diretos ao córrego das Lajes. O principal objetivo do emprego dessas soluções é o de assegurar o desenvolvimento urbano de Uberaba sem agravar os riscos de inundação em áreas já densamente ocupadas, nos fundos de vale localizados a jusante das áreas de expansão urbana. Um benefício complementar dessas medidas será a melhoria da qualidade de água dos corpos receptores pela redução da poluição difusa de origem pluvial, com particular interesse para o trecho natural do córrego das Lajes, a jusante da Av. Leopoldino de Oliveira, e par o rio Uberaba.

3.1. Princípios

Para a gestão das águas superficiais urbanas, sugere-se a adoção de três princípios:

novas ocupações urbanas não devem alterar variáveis hidrológicas que conduzam a um aumento do risco e a um agravamento dos danos de inundações;

as soluções técnicas de drenagem pluvial, sempre que possível, devem atender a usos múltiplos, incluindo a valorização das águas superficiais como elemento da paisagem urbana e o uso combinado dos espaços eventualmente destinados a acolhê-las, durante eventos pluviais, como espaços públicos de livre acesso, nos períodos secos;

a proteção dos fundos de vale como áreas destinadas a desempenhar distintas funções no meio urbano, de interesse ambiental e social.

O primeiro princípio tem por objetivo controlar os impactos da ocupação urbana sobre a gênese do escoamentos superficiais e, em conseqüência, sobre o risco de inundação e o agravamento dos danos resultantes. Sua aplicação requer regulamentação específica por meio da qual, usualmente, estabelece-se como critério de conformidade uma vazão de referência ou de restrição, a não ser ultrapassada. Por razões práticas, essa vazão é definida por unidade de área de drenagem, ou seja, é uma vazão expressa em l/s.ha ou em m^3/s.ha. O estabelecimento da vazão de restrição pode ser feito por bacia hidrográfica, tendo em conta as especificidades do meio e a urbanização pré-existente. Isso significa que o município pode modular a vazão de restrição de forma a privilegiar áreas onde o adensamento deve ser incentivado ou restringido.

Existe um conjunto amplo de soluções técnicas de drenagem pluvial que permitem a conformidade com um regulamento urbano fundamentado em limites de vazão. Essas soluções, usualmente chamadas de alternativas ou compensatórias, têm por princípio favorecer o armazenamento temporário de águas pluviais ou sua infiltração no solo, ou ambos, requerendo a reserva de espaços para tal, no meio urbano. Há aqui uma mudança conceitual de drenagem urbana, já comentada no item 2 do presente texto, orientada para minorar os impactos da urbanização sobre a gênese de escoamentos, em oposição ao conceito

tradicional orientado para os transferir rapidamente para jusante. Um benefício complementar do emprego de soluções compensatórias é a redução da poluição difusa de origem pluvial.

A reserva de espaços destinados à estocagem e ou à infiltração de águas pluviais, em muitos casos, implica na restrição de seu parcelamento para usos privados, podendo conduzir a uma oposição ou resistência a seu emprego por parte de empreendedores imobiliários. A população habitante de áreas vizinhas aos equipamentos de drenagem muitas vezes os vê como elementos de risco à saúde e de desconfortos associados à estética, aos maus odores, à proliferação de insetos e outros.

Nesse sentido, o segundo princípio enfatiza o propósito de se explorar as reservas de espaço urbano para fins de drenagem pluvial também como elementos de composição paisagística e de buscar adaptá-las ao uso público, como espaços de lazer e de convivência, possibilitando agregar-lhes valor, com benefícios variados de interesse coletivo. Ademais, as características estocásticas dos eventos de precipitação fazem com que a ocupação desses equipamentos por águas de escoamento seja episódica e temporária; mantê-los exclusivamente à espera de usos eventuais, como no caso das estruturas tradicionais de drenagem, resulta em um desperdício de espaço. De forma geral, não há conflitos entre outros usos e as funções hidráulicas dos equipamentos, desde que devidamente projetados para tal.

O terceiro princípio fundamenta-se, conforme relatado, em conceitos de proteção de cursos d'água de valorização, no espaço urbano, das águas e de zonas ribeirinhas como elementos integrantes da paisagem urbana, com potencial para se tornarem espaços públicos de convivência destinados a atividades de lazer e de convivência. No caso da bacia do córrego das Lajes, a maior extensão dos cursos d'água encontra-se canalizada. Restam, entretanto, alguns trechos, como o córrego Santa e trechos de montante de outros afluentes ao Lajes, que se encontram em estado natural. O mesmo vale para áreas de expansão urbana do município localizadas em outras bacias hidrográficas.

Esses três princípios articulam-se entre si; embora a administração pública possa eventualmente escolher aplicá-los de forma relativamente independente, o proveito máximo em controle de inundações advém da adesão conjunta aos três. Por exemplo, a proteção de fundos de vale sem o controle de escoamentos na bacia pode resultar em distintos problemas de morfologia fluvial (e.g.: instabilidade de margens, mudança de leito, assoreamento, ...) e requerer uma área de implantação excessiva para comportar inundações resultantes de vazões e volumes alterados pela urbanização (ver Figuras 2.1 e 2.2). Experiências brasileiras e estrangeiras com a implantação de áreas de armazenamento com função puramente hidráulica (amortecimento de cheias) mostram que essas estruturas, quando não integradas ao espaço urbano, são rejeitadas pela população e tendem a se transformar em áreas de lançamento de lixo e de proliferação de vetores de doenças, entre outros danos.

A aplicação combinada dos três princípios, por possibilitar o desenvolvimento urbano associado à proteção e à valorização do meio ambiente e por criar maiores oportunidades para a convivência em sociedade e a prática de atividades culturais, esportivas e de lazer, permite atingirem-se objetivos consoantes com os princípios de desenvolvimento sustentável.

Por outro lado, reforça-se o fato de que o emprego dos princípios aqui enunciados requer do poder público municipal esforços de articulação política, de promoção da participação da população sobre as decisões de urbanismo e de desenvolvimento institucional que validem as decisões adotadas e facilitem o controle social sobre as ações de governo.

3.2. Medidas difusas de controle de escoamentos

As medidas difusas de controle de escoamentos, freqüentemente denominadas soluções compensatórias ou alternativas, podem ser aplicadas em diferentes escalas espaciais, como o lote, o quarteirão, um conjunto de quarteirões, espaços destinados grandes equipamentos urbanos, como centros comerciais, centros esportivos, grandes estruturas viárias, áreas industriais, etc.

No lote, as soluções de armazenamento podem ser adotadas na cobertura (Figura 3.1), ao nível do solo ou no sub-solo (Figuras 3.2, 3.3 e 3.4). Há a possibilidade de uso da água armazenada para fins específicos, como a lavação de carros e pátios, irrigação de jardins e outros que não representam riscos sanitários. As águas de chuva são poluídas, particularmente em meio urbano, em razão da poluição da atmosfera por emissões industriais e da circulação automotiva. Deve-se ter em conta que o volume destinado ao armazenamento temporário de águas pluviais deve ser mantido vazio, razão pela qual, quando se pretende o uso das águas armazenadas é necessário transferi-las de reservatório.

A título de exemplo, a Lei de Uso e Ocupação do Solo do município de Belo Horizonte prevê o emprego de microreservatórios domiciliares, entre outras soluções locais de controle de escoamentos, embora essa solução seja relativamente pouco empregada naquele município. Em São Paulo e Porto Alegre, nota-se o uso crescente dos microreservatórios.

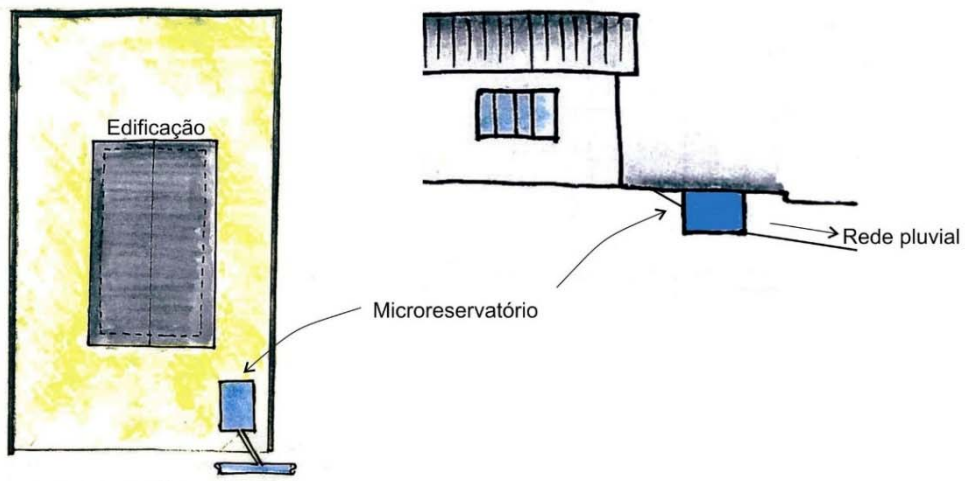


Figura 3.1 – Armazenamento em telhado



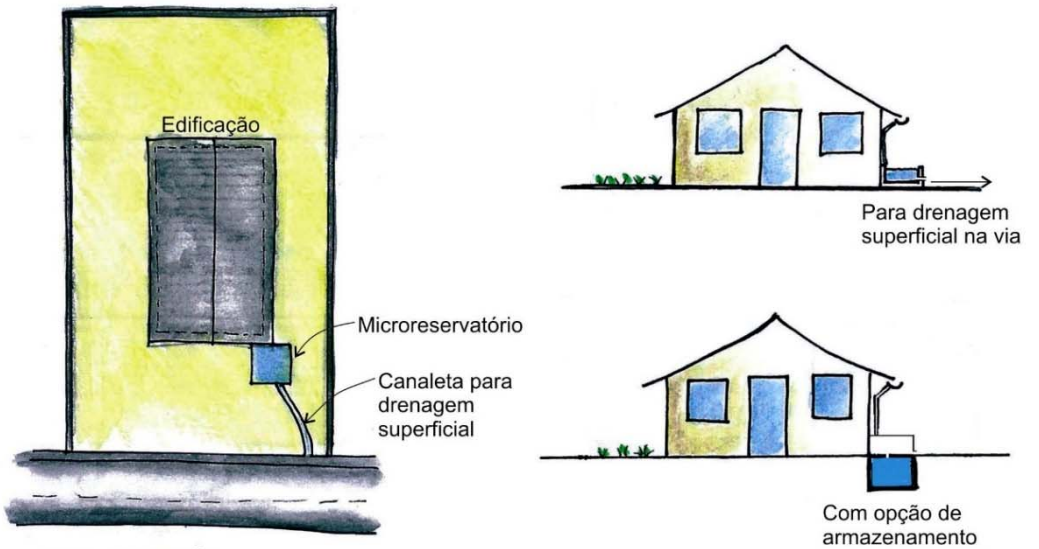
Figura 3.2 – Armazenamento em nível do solo: microreservatório de águas pluviais

COM REDE PLUVIAL SUBTERRÂNEA



IMPLANTAÇÃO
Drenagem superficial de todo o lote
Conexão com rede pluvial existente

QUANDO NÃO HÁ REDE PLUVIAL SUBTERRÂNEA



IMPLANTAÇÃO
Capta a água da cobertura
Opção de armazenamento da água para uso futuro

MICRORESERVATÓRIO DOMICILIAR DE ÁGUAS PLUVIAIS

Figura 3.3 – Arranjos de implantação de microreservatório de águas pluviais

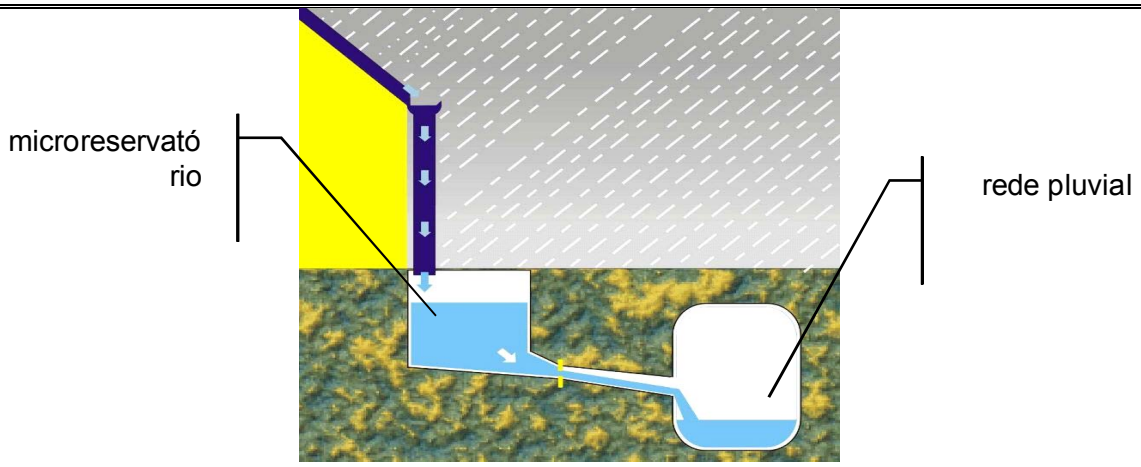


Figura 3.4 – Armazenamento em microreservatório subterrâneo no lote

As Figuras 3.5 a 3.7 ilustram possibilidades de soluções de infiltração ou de armazenamento na escala de um ou de alguns quarteirões. Essas soluções podem estar associadas à implantação de áreas verdes e de praças, conforme ilustrado.

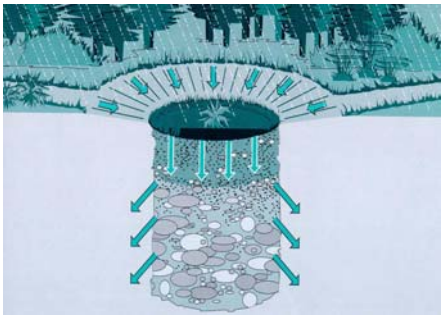


Figura 3.5 – Poço de infiltração: esquema de funcionamento



Figura 3.6 – Poço de infiltração: esquema de implantação associado a uma praça

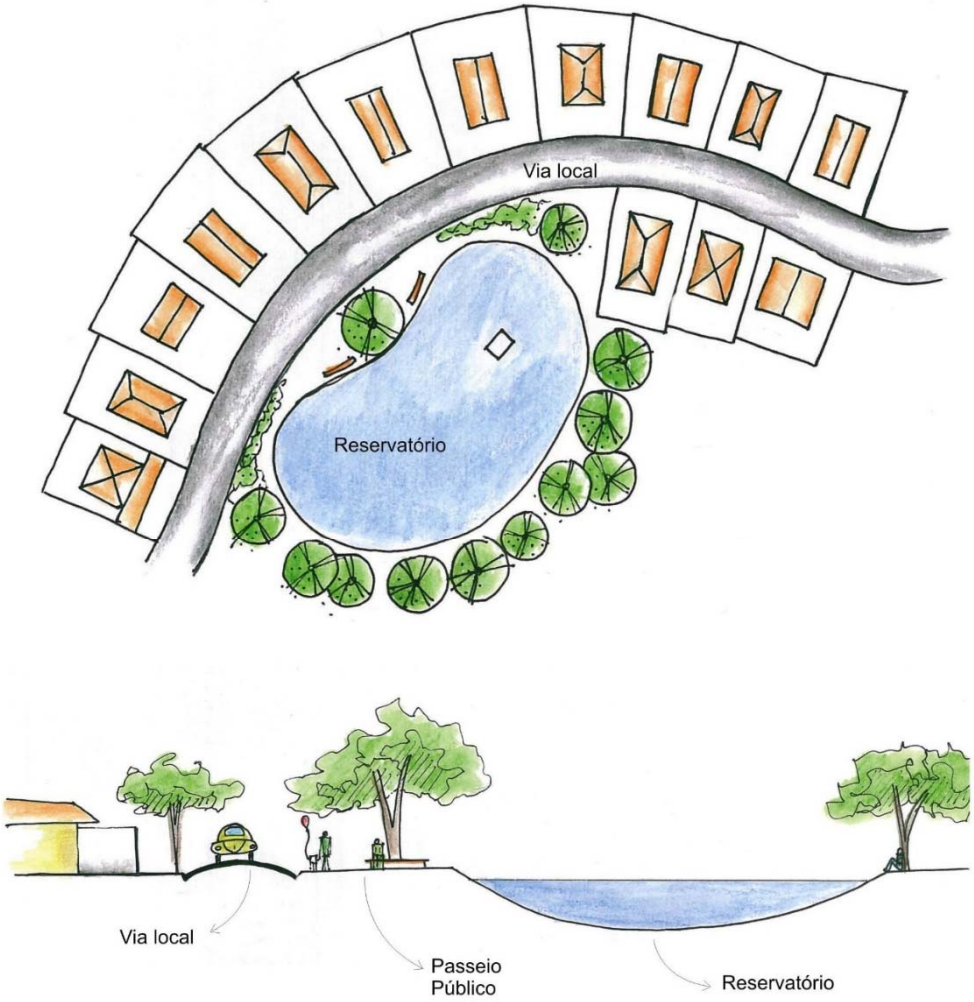


Figura 3.7 – Implantação de estrutura de armazenamento em praça

Estruturas de armazenamento e infiltração associadas ao sistema viário são mostradas nas Figuras 3.8 a e.11. Notar a ausência de sarjetas e de estruturas de captação (bocas de lobo) convencionais. Esse tipo de solução encontra exemplos de emprego na Região Metropolitana de Belo Horizonte, em condomínios residenciais de Nova Lima (bacia do córrego dos Cristais) e de Ibirité (bacia do ribeirão Serra Azul).



Figura 3.8 – Valeta de armazenamento e infiltração



Figura 3.9 – Valeta de armazenamento e infiltração

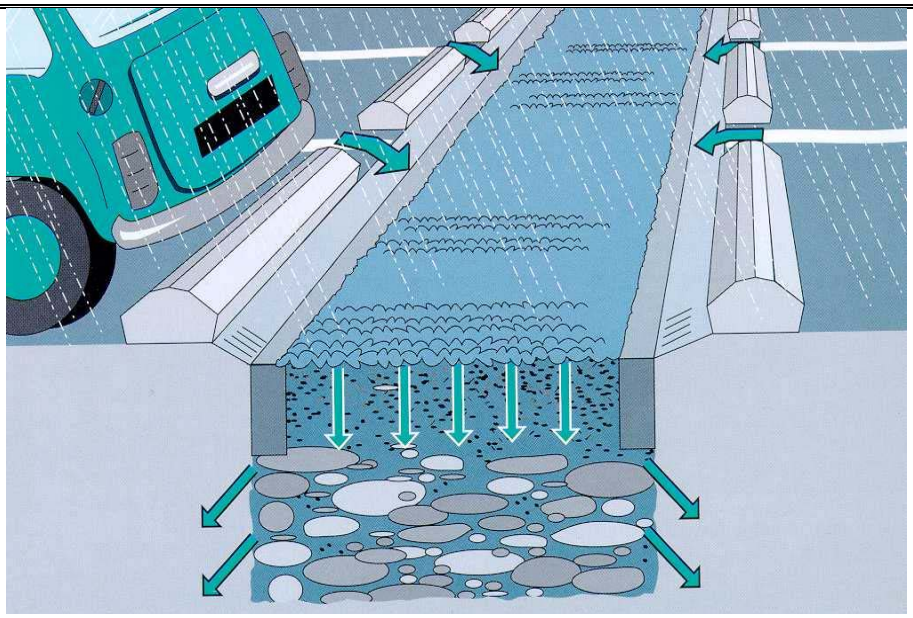
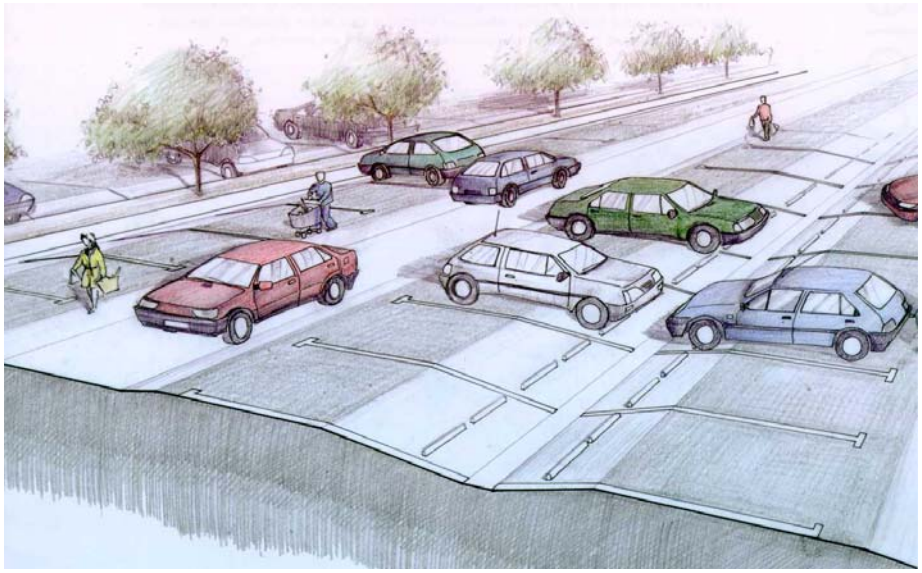


Figura 3.10 – Esquema de funcionamento de trincheira de infiltração



Figura 3.11 – Realização de uma trincheira de infiltração

Uma alternativa para grandes áreas de estacionamento de veículos, como em centros comerciais e em áreas industriais, é o emprego de soluções de armazenamento (Figura 3.12) ou infiltração de águas pluviais. Nesse último caso, empregam-se usualmente os pavimentos permeáveis (Figuras 3.13 e 3.14).



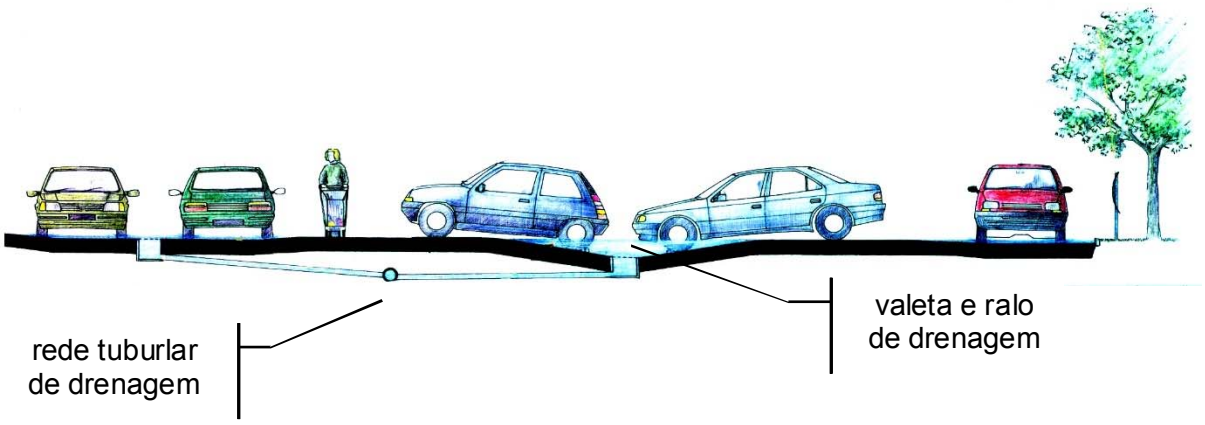


Figura 3.12 – Esquema de valetas de armazenamento em estacionamentos



Figura 3.13 – Exemplo de emprego de pavimentos permeáveis



Figura 3.14 – Exemplo de emprego de pavimentos permeáveis: estacionamento de centro comercial

Na escala espacial da bacia hidrográfica urbana, as soluções mais empregadas são de armazenamento, combinado ou não com a infiltração (Figuras 3.15 a 3.17). As soluções de armazenamento são designadas como bacia de detenção; as de infiltração, bacias de infiltração. Essas soluções foram empregadas em Uberaba, no córrego Santa Rita, afluente direto ao córrego das Lajes. Em Belo Horizonte, foram empregadas nos anos 40 e 50 (reservatórios de Santa Lúcia, Acaba Mundo e Pampulha). Hoje, nota-se o retorno da técnica, com emprego em várias cidades brasileiras, notadamente em São Paulo, Porto Alegre e Curitiba, para citar algumas capitais. Na RMBH, há previsão de implantação de cerca de 50 bacias de detenção, algumas já em fase de construção, nos municípios de Belo Horizonte, Betim e Nova Lima. Alguns exemplos de realização desse tipo de estrutura são ilustrados a seguir.



Figura 3.15 – Bacia de detenção de Santa Lúcia, em Belo Horizonte



Figura 3.16 – Exemplo de bacia de detenção seca, combinada a uma área verde



Figura 3.17 – Exemplo de bacia de detenção seca, combinada a quadras de esporte

No caso a bacia do córrego das Lajes, o adensamento urbano é elevado, o que dificultou viabilizar o emprego de bacias de detenção em escala das sub-bacias (ver Relatórios 2 e 4). Entretanto, para novas implantações urbanas, nas zonas de expansão, há o potencial de emprego desse tipo de solução com vistas ao controle de escoamentos provenientes áreas de drenagem de loteamentos, resultando, portanto, em demandas por pequenos volumes de armazenamento (ver Figura 3.7), o que torna sua implantação mais viável.

3.3. Tratamento de fundos de vale

No caso de vales desocupados, a proposta do presente estudo é o de preservá-los como áreas destinadas à eventual inundação. Ações de recuperação de margens de leito, de re-inserção de matas ciliares, onde necessário e possível, e de implantação de equipamentos que permitam o acesso da população a parte ou a toda a área de protegida devem ser, igualmente, desenvolvidas. O conceito é, portanto, o de emprego de parques lineares.

Uma ilustração desse conceito é mostrada na Figura 3.18, tendo como um dos aspectos mais relevante a não associação de eixos viários principais aos fundos de vale. A transição entre a área de parque e o espaço urbano circunvizinho é feita por meio de uma via de acesso local, de uso dos visitantes do parque e dos habitantes lindeiros. Ela servirá, também, à implantação de redes de infra-estrutura urbana, como os interceptores de esgotos sanitários, as redes de telefonia e outras, de forma que o acesso a esses equipamentos subterrâneos, para atividades de manutenção e reparo, fique facilitado e não interfira com o espaço reservado ao parque. As implantações urbanas ao longo dessa via podem ser habitacionais, comerciais ou ambas. Quando comerciais, é desejável que sejam compatíveis com o conceito geral de área de preservação e com as possíveis necessidades dos usuários do local, como pequenos quiosques de alimentação, restaurantes, lojas de produtos artesanais de produção local, comércio de frutas e legumes provenientes da zonas rurais do município, entre outras.

Afastar os eixos viários principais da área dos parques lineares justifica-se por evitar uma descontinuidade entre a área urbanizada e a área dos parques, privilegiando seu papel paisagístico e de proteção ambiental e facilitando o acesso dos usuários. Certamente os eixos viários permanecerão orientados pelos fundos de vale, implantados em cotas mais elevadas, nas vertentes ou divisores de água. Uma atenção especial deverá ser dirigida às transposições de vales pelo sistema viário, evitando-se que estruturas como pontes e bueiro provoquem agravamento de inundações, processos erosivos e de deposição de sedimentos e outros impactos. Por outro lado, as travessias podem ser combinadas com pequenas estruturas de barramento de interesse ambiental e paisagístico, tanto quanto de controle de inundação.

O Código Florestal (Lei Federal 4771/65) estabelece uma faixa ribeirinha de largura 30 m para todos os cursos d'água[1] cuja largura da calha principal não ultrapasse 10 m. Esse pode ser um critério para a definição da largura da faixa de implantação dos parques lineares. Recomenda-se, entretanto, que a fixação dessa faixa, em caráter suplementar à lei, seja fundamentado tanto em critérios hidrológicos, baseados na delimitação das áreas inundáveis para um tempo de retorno definido *a priori*, quanto em critérios ambientais focados na preservação de áreas úmidas (*wetlands*) de interesse para a melhoria da qualidade de água dos cursos d'água e como nicho para a flora e a fauna, bem como ao objetivo de se preservar características morfológicas do curso d'água (meandros, corredeiras, áreas naturais de

[1] Quando há justificativas baseadas em interesse social, interesse e benefício público, permite-se a ocupação dessas áreas ribeirinhas (Medida Provisória 1956-53/2000).

armazenamento) com papel ecológico e de proteção de leito e margens contra processos erosivos.

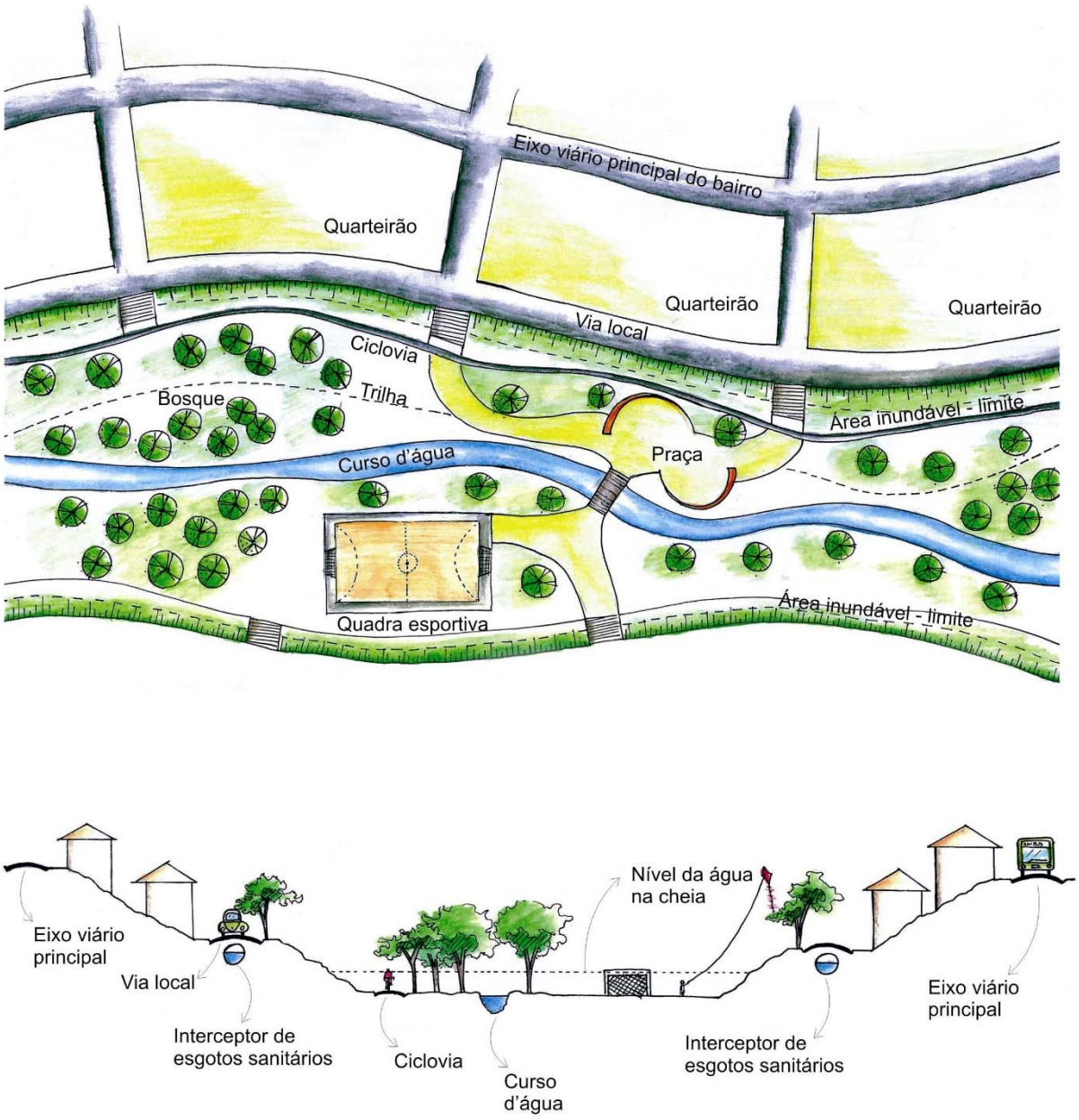


Figura 3.18 – Tratamento de fundos de vale: esquema para áreas não ocupadas

3.4. Planejamento setorial

A aplicação do conjunto de diretrizes descrito nos parágrafos 3.1 a 3.3 requer a realização de estudos, a definição e a implementação de ações para o que o contexto de desenvolvimento de um plano setorial para a drenagem urbana, o controle de inundações e a redução da poluição hídrica dos corpos d'água no município parece ser o mais indicado. Grande parte desses estudos e dessas ações de planejamento já foram realizadas ou estão previstas no Projeto Água Viva da Prefeitura de Uberaba. No presente item, apresentam-se, sucintamente,

os principais elementos de um plano dessa natureza que, no caso de Uberaba, requerem estudos complementares aos já realizados.

Objetivos de planejamento: O plano em foco tem por objetivo fornecer diretrizes e definir ações tendo por principais objetivos:

a redução dos riscos e dos danos de inundação;

a despoluição de cursos d'água;

a redução dos riscos à saúde decorrentes de carências de saneamento;

a valorização de cursos d'água como integrantes da paisagem urbana e como elementos de suporte ao desenvolvimento da flora e da fauna;

o controle de processos erosivos e de assoreamento;

o desenvolvimento de instrumentos de gestão da drenagem pluvial.

Com respeito aos objetivos de planejamento setorial de drenagem urbana, o estabelecimento de vazões de restrição, por bacia hidrográfica, e a definição mais precisa de uma política de valorização de cursos d'água restam a serem estabelecidas.

Materiais e métodos de planejamento: O plano deverá ser elaborado empregando-se os seguintes materiais e métodos:

Estabelecimento de uma base de dados constituída por:

Mapas temáticos sobre as características físicas das bacias hidrográficas, do tipo de solo, da cobertura vegetal e de usos urbanos do solo;

Cadastro dos sistemas existentes de infra-estrutura de drenagem pluvial e de esgotamento sanitário;

Biblioteca de estudos e de projetos de infra-estrutura de drenagem pluvial e de esgotamento sanitário;

Instrumentos de regulação urbana;

Estrutura administrativa municipal afeita aos setores de saneamento, viário e à regulação urbana.

Realização de estudos de diagnóstico de funcionamento dos sistemas de infra-estrutura de drenagem pluvial:

Modelagem hidrológica e hidráulica preliminar do sistema de drenagem pluvial com o fim de detectar problemas de funcionamento inadequado e elaborar uma estimativa preliminar de risco de inundação;

Concepção, projeto, implantação de uma rede básica de monitoramento hidrológico que deverá atender às necessidades de planejamento, em uma primeira fase (campanha de monitoramento), e, em uma segunda fase, à avaliação da efetividade das medidas adotadas e à evolução e adequação do plano, ao longo de sua implementação;

Modelagem hidrológica e hidráulica final do sistema de drenagem pluvial, com base no dados fornecidos pela campanha de monitoramento.

Elaboração do programa de ações estruturais e não estruturais para o controle de inundações e a recuperação da qualidade de água dos corpos d'água urbanos;

Elaboração de um programa de desenvolvimento legal e institucional para a gestão do setor de saneamento:

Zoneamento de áreas inundáveis segundo os riscos de inundações, com repercussão sobre a LUOS;

Restrições de ocupação de zonas de interesse para a proteção ambiental e para a instalação de equipamentos de drenagem pluvial (e.g.: parques lineares, áreas destinadas à implantação de soluções compensatórias,...);

Definição de vazões de restrição por bacias hidrográficas e elaboração do projeto de lei para a adoção desse conceito;

Programa de capacitação de técnicos municipais e de profissionais que atuam em setores afeitos ao tema: urbanistas, geógrafos, biólogos, engenheiros sanitaristas, médicos sanitaristas, sociólogos, engenheiros de transportes, ...;

Difusão, debate, avaliação, modificação e validação de alternativas de ação, com a população, nas diferentes etapas de desenvolvimento do plano.

Com relação aos materiais e métodos de planejamento, os itens listados em itálico constituem temas que requerem desenvolvimento ou complementação, no caso de Uberaba.

4. CONCLUSÃO

A aplicação do conjunto de diretrizes descrito no parágrafo 3 requer a realização de estudos, a definição e a implementação de ações para o que o contexto de desenvolvimento de um plano setorial para a drenagem urbana, o controle de inundações e a redução da poluição hídrica dos corpos d'água no município parece ser o mais indicado. No presente item, apresentam-se, sucintamente, os principais elementos de composição de um plano dessa natureza. De fato, a maioria deles já compõe os estudos do projeto Água Viva. Restam, entretanto, fixarem-se as vazões de restrição por sub-bacia hidrográfica, para as áreas de expansão urbana. É recomendável que esse tipo de estudo seja realizado após a definição final das medidas estruturais para o controle de inundações e o início do monitoramento hidrológico.

Objetivos de planejamento: O plano em foco tem por objetivo fornecer diretrizes e definir ações tendo por principais objetivos:

a redução dos riscos e dos danos de inundação;

a despoluição de cursos d'água;

a redução dos riscos à saúde decorrentes de carências de saneamento;

a valorização de cursos d'água ainda não canalizados como integrantes da paisagem urbana e como elementos de suporte ao desenvolvimento da flora e da fauna;

o controle de processos erosivos e de assoreamento;

o desenvolvimento de instrumentos de gestão da drenagem urbana;

o desenvolvimento institucional para a aplicação de políticas drenagem urbana.

Materiais e métodos de planejamento: O plano deverá ser elaborado empregando-se os seguintes materiais e métodos:

Estabelecimento de uma base de dados constituída por:

Mapas temáticos sobre as características físicas das bacias hidrográficas, do tipo de solo, da cobertura vegetal e de usos urbanos do solo;

Cadastro dos sistemas existentes de infra-estrutura de drenagem pluvial e de esgotamento sanitário;

Biblioteca de estudos e de projetos de infra-estrutura de drenagem pluvial e de esgotamento sanitário;

Instrumentos de regulação urbana;

Estrutura administrativa municipal afeita aos setores de saneamento, viário e à regulação urbana.

Realização de estudos de diagnóstico de funcionamento dos sistemas de infra-estrutura de saneamento:

Modelagem hidrológica e hidráulica preliminar do sistema de drenagem pluvial com o fim de detectar problemas de funcionamento inadequado e elaborar uma estimativa preliminar de risco de inundação;

Concepção, projeto, implantação de uma rede básica de monitoramento hidrológico que deverá atender às necessidades de planejamento, em uma primeira fase (campanha de monitoramento), e, em uma segunda fase, à avaliação da efetividade das medidas adotadas e à evolução e adequação do plano, ao longo de sua implementação;

Modelagem hidrológica e hidráulica final do sistema de drenagem pluvial, com base no dados fornecidos pela campanha de monitoramento.

Elaboração do programa de ações estruturais e não estruturais para o controle de inundações e a recuperação da qualidade de água dos corpos d'água urbanos;

Elaboração de um programa de desenvolvimento legal e institucional para a gestão do setor de saneamento:

Zoneamento de áreas inundáveis segundo os riscos de inundações, com repercussão sobre a LUOS;

Restrições de ocupação de zonas de interesse para a proteção ambiental e para a instalação de equipamentos de drenagem pluvial (e.g.: parques lineares, áreas destinadas à implantação de bacias de detenção,...);

Definição de vazões de restrição por sub-bacias hidrográficas e elaboração do projeto de lei para a adoção desse conceito;

Programa de capacitação de técnicos municipais e de profissionais que atuam em setores afeitos ao tema: urbanistas, geógrafos, biólogos, engenheiros sanitaristas, médicos sanitaristas, sociólogos, engenheiros de transportes, ...;

Difusão, debate, avaliação, modificação e validação de alternativas de ação, com a população, nas diferentes etapas de desenvolvimento do plano.

17.4 ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

Universidade Federal de Minas Gerais

ESCOLA DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO 4/2005

ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

Belo Horizonte, Janeiro de 2005

EQUIPE DO PROJETO

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Samuel Santos Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas no contexto do projeto intitulado "Água Viva" envolvem intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial. O presente relatório trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações.

Inundações têm ocorrido com freqüência na área urbana de Uberaba localizada na bacia do córrego das Lajes. Relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e da população que ocupa as áreas mais atingidas indicam uma recorrência de base anual ou bianual do fenômeno nessas áreas. Segundo relatos, as inundações caracterizam-se por serem de curta duração e por apresentarem elevadas velocidades de escoamento sobre o sistema viário. Há evidências de insuficiências de captação do sistema de microdrenagem, que é pouco desenvolvido, como também de funcionamento sob pressão das redes de canais subterrâneos de macrodrenagem caracterizadas, entre outros fenômenos, por extravasamentos nos poços de visita das galerias, com a formação de jatos de água à superfície.

Em vista desse quadro, em 1997 a Prefeitura de Uberaba contratou a empresa Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda. para que realizasse estudos de diagnóstico e de proposição de medidas de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes, tendo resultado no documento intitulado "Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", datado de abril de 1997.

No capítulo de diagnóstico, os estudos da Themag constatam a insuficiência do sistema de macrodrenagem, a inadequação de critérios adotados para o projeto das galerias, tais como o emprego do método racional, a adoção de tempos de retorno reduzidos, de 10 anos no caso dos córregos das Bicas (av. Santos Dumont), da Igreja (av. Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (av. Leopoldino de Oliveira), bem como estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacia em foco. Não houve simulações de funcionamento do sistema de microdrenagem, porém os estudos contemplam uma avaliação qualitativa do mesmo, concluindo por sua insuficiência.

Em termos de controle de inundações, os estudos da Themag consideram, essencialmente, duas alternativas: a implantação de bacias de detenção, prevendo-se um total de cinco bacias, ou a duplicação de galerias de forma a transportar os excedentes de escoamentos não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. Análises de efetividade das medidas de controle associadas a avaliações financeiras dos custos de implantação permitiram concluir pela alternativa de implantação de bacias de detenção.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de detenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A bacia de detenção Leopoldino de Oliveira foi implantada, tendo sido dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R-1 e R-2, com projeto executivo elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia.

No quadro do projeto Água Viva, a perspectiva de implantação das demais bacias de detenção conduziu à necessidade de reavaliação completa do programa proposto de controle de inundações justificada por diversas razões, entre elas:

os dados cadastrais do sistema de macrodrenagem, cujos dados não se encontravam disponíveis em 1997, possibilitando a simulação hidráulica mais detalhada do sistema;

o desenvolvimento de uma equação de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (equação IDF-Uberaba), um requisito importante para reduzir as incertezas de modelagem hidrológica da bacia em foco (c.f. Relatório 1 do presente estudo);

a realização de estudos complementares de funcionamento do sistema de macrodrenagem prevendo-se a implantação de todas as bacias de detenção, contemplando cenários futuros de ocupação urbana da cidade, previstos no Plano Diretor, bem como a realização de simulações de eventos de tempo de retorno superiores ao adotado pela Themag (T = 25 anos), a saber, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, permitindo uma análise mais detalhada de riscos e de conseqüências de inundações, bem como análises de ruptura de barragens;

a realização de estudos geotécnicos complementares, incluindo-se os estudos de estabilidade de taludes e das barragens que compõem algumas das bacias de detenção;

a necessidade de delimitação de zonas inundáveis segundo diferentes níveis de risco de inundação de forma a possibilitar a análise custo-benefício das soluções propostas e, em caráter complementar, contribuir para a atualização da Lei de Uso e Ocupação do Solo e para a elaboração de um plano de contingência em caso de ocorrência de inundações.

O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar esses estudos complementares, previstos no projeto Água Viva, tendo por objetivos:

realizar diagnóstico complementar do funcionamento do sistema de macrodrenagem em foco, por meio de simulação hidrológica e hidráulica, considerando-se cenários de ocupação urbana atual e futura (horizonte de 20 anos), segundo diferentes níveis de risco hidrológico (T = 2, 5, 10, 50 e 100 anos);

avaliar alternativas de implantação das bacias de detenção suplementares para fins de controle de inundações;

realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de detenção definidas para o sistema;

definir as condições de funcionamento e operação das bacias de detenção;

conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de detenção;

elaborar, para as bacias de detenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;

realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;

conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Segundo proposta apresentada pelo EHR-UFMG, os produtos do presente estudo deverão ser apresentados por meio de 10 relatórios conforme listado no Quadro 1. O presente documento corresponde ao Relatório 4.

Quadro 1. Projeto Água Viva – estudo do sistema de macrodrenagem: Produtos previstos

Relatório	Tema
1	Precipitações de projeto
2	Diagnóstico e estudo de alternativas
3	Medidas não estruturais de controle de cheias
4	Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de
5	Bacias de detenção: pré-dimensionamento geotécnico
6	Análise de efeitos de ruptura de barragens

7	Custos de implantação e operação das bacias
8	Sistema de monitoramento hidrológico
9	Sistema de alerta de funcionamento
10	Relatório final de consolidação

Em decorrência da evolução dos estudos de diagnóstico e de avaliação de alternativas, optou-se por restringir o Relatório 2 ao tema diagnóstico e transferir o estudo de alternativas para o Relatório 4.

O presente relatório (Relatório 4) contém:

um breve resumo do estudo de diagnóstico, indicando as principais insuficiências do sistema de macrodrenagem em estudo;

o estudo de alternativas de controle de cheias, compreendendo:

a implantação de bacias de detenção, segundo a concepção original da Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda., posteriormente modificada, na fase de projeto, pela empresa HT Consultoria e Planejamento;

modificações de concepção propostas no presente estudo, compreendendo o emprego de bacias de detenção combinadas a canais de reforço ou apenas a implantação de canais de reforço, com execução na forma de galerias convencionais ou túneis.

Tendo em vista o fato de que estudo ainda se encontra na etapa de análise de alternativas para o controle de inundações, a revisão mais detalhada de dimensionamento de estruturas hidráulicas de controle das bacias de detenção, a simulação de eventos extremos e o detalhamento dos trechos de intervenção nas galerias existentes serão objeto de complementação de estudos, tão logo se atinja a decisão final sobre esse tema.

2. BREVE RESUMO DA METODOLOGIA E DOS RESULADOS DO ESTUDO DE DIAGNÓSTICO

O diagnóstico do de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes foi realizado com o emprego dos modelos HEC-HMS e HEC-RAS, ambos desenvolvidos pelo Hydrologic Engineering Center do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA. Os dados necessários às simulações realizadas provêem de levantamentos cadastrais do sistema de macrodrenagem existente, de mapas topográficos, de tipo e de uso do solo e de fotografias aéreas.

2.1. Modelagem das precipitações de projeto

As precipitações de projeto foram definidas a partir do desenvolvimento de uma equação Intensidade-Duração-Freqüencia (Equação IDF) para a cidade de Uberada, com base em dados de altura de precipitação diária provenientes da Estação INMET-Uberaba (83577), entre 1914 e 1990, conforme descrito no Relatório n. 1, integrante do presente estudo. A equação IDF é reproduzida a seguir:

$$i_{d,T} = \frac{33{,}382 - 7{,}558\left\{\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]\right\}}{d^{\eta}} \qquad \text{(Eq. 1)}$$

sendo:

$i_{d,T}$: intensidade da precipitação de duração *d* para um tempo de retorno *T*, em [mm/h];

d: duração da precipitação, em [horas];

T: tempo de retorno, em [anos].

O parâmetro η, na Equação 1, assume os seguintes valores:

$\eta = 0{,}5681$, para a duração da precipitação situada no intervalo $0{,}0833 \leq d \leq 1$ (5 min a 1 h);

$\eta = 0{,}7398$, para a duração da precipitação situada no intervalo $1 \leq d \leq 24$ (1 h a 24 h).

Os hietogramas de projeto foram construídos para os tempos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Foram também construídos hietogramas para os tempos de retorno 1.000 e 10.000 anos para fins de estudo de funcionamento das estruturas de controle das bacias de detenção.

A distribuição temporal dos eventos de precipitação simulados foi estabelecida com base nos hietogramas adimensionais propostos por Guimarães e Naghettini para a Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), optando-se pelas funções de probabilidade de excedência de 50%. Considera-se o emprego desses hietogramas adimensionais, embora desenvolvidos para a RMBH, pertinente e mais realista para a modelagem da distribuição temporal das precipitações que o uso de hietogramas sintéticos do tipo blocos alternados, duplo triângulo ou outros.

Uma pesquisa de duração crítica das precipitações de projeto foi realizada tendo por referência o tempo de retorno de 25 anos. Foram simulados eventos de 0,5 hora a 6 horas de duração, com incrementos de 0,5 h, procurando-se identificar a duração de precipitação que resultasse nas maiores vazões de pico por sub-bacia e por trecho de canal simulado. O tempo de retorno de 25 anos foi o adotado para fins de projeto de intervenções de controle de inundações na área em foco, justificando seu emprego na etapa de pesquisa de chuvas críticas.

Realizou-se a pesquisa de duração crítica para os cenários de ocupação atual e futura da bacia, uma vez que, com o aumento das taxas de impermeabilização e o desenvolvimento do sistema viário, alteram-se os volumes de precipitação efetiva e as velocidades de escoamento superficial, modificando-se a duração crítica do evento de projeto. O resultado desse estudo levou à adoção da duração crítica de 1,5 horas para o conjunto da bacia. Para o redimensionamento de bacias de detenção, adotou-se a duração crítica da sub-bacia em que cada uma se insere, tendo-se trabalhado com durações de 1 h e de 1,5 h. A análise de funcionamento do conjunto de bacias de detenção foi realizada também para o evento de d = 1,5 h.

A Figura 1 ilustra um dos hietogramas de projeto empregados no estudo.

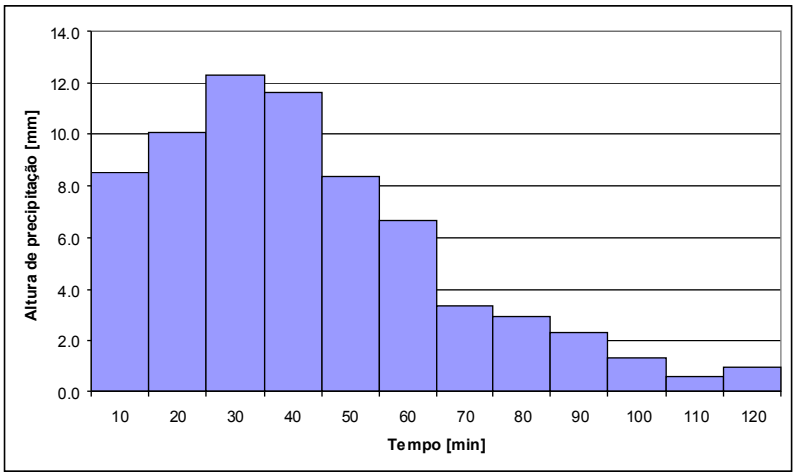


Figura 1. Uberaba: hietograma de projeto para T = 25 anos, duração 2 h e probabilidade de excedência de 50%.

Foram, igualmente, realizadas algumas simulações de eventos históricos cujos resultados ainda não foram relatados porque aguarda-se a complementação de dados pluviométricos de eventos que causaram inundações catastróficas, notadamente nos anos de 1998 e 2000.

2.2. Modelagem chuva-vazão por evento: o modelo HEC-HMS

Conforme mencionado, o modelo hidrológico empregado no estudo foi o modelo HEC-HMS, versão 2.2.2. O HEC-HMS contempla, de fato, uma solução multimodelo composta por diferentes alternativas de modelagem da precipitação de projeto, da precipitação efetiva, da concentração dos escoamentos por modelagem do escoamento superficial e da propagação de hidrogramas de cheia em cursos d'água, reservatórios e outras áreas de armazenamento, como as bacias de detenção. Trata-se de um modelo semi-distribuído de simulação por evento.

No caso do estudo hidrológico da bacia do córrego das Lajes, empregaram-se as seguintes soluções de modelagem:

chuvas efetivas calculadas por meio do método Soil Conservation Service (método SCS), com emprego do parâmetro CN;

modelagem da concentração de escoamentos adotando-se o modelo do hidrograma unitário sintético triangular igualmente proposto pelo SCS;

modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em canais adotando-se o modelo Muskingum-Cunge;

modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em áreas de armazenamento (bacias de detenção) pelo método de Puls modificado.

Não se apresenta, no presente documento, uma descrição detalhada dessas soluções por se tratarem de modelos hidrológicos bem conhecidos e amplamente descritos na literatura técnica.

A Figura 2 contém o mapa topográfico da bacia hidrográfica do córrego das Lajes com a discretização espacial (divisão em sub-bacias) adotada no presente estudo. A Figura 3-a traz o diagrama unifilar da bacia adotado nas simulações com o modelo HEC-HMS, enquanto a Figura 3-b apresenta uma reprodução esquemática do sistema de canais de macrodrenagem, de forma a facilitar a identificação dos elementos que compõem o diagrama do modelo HEC-HMS.

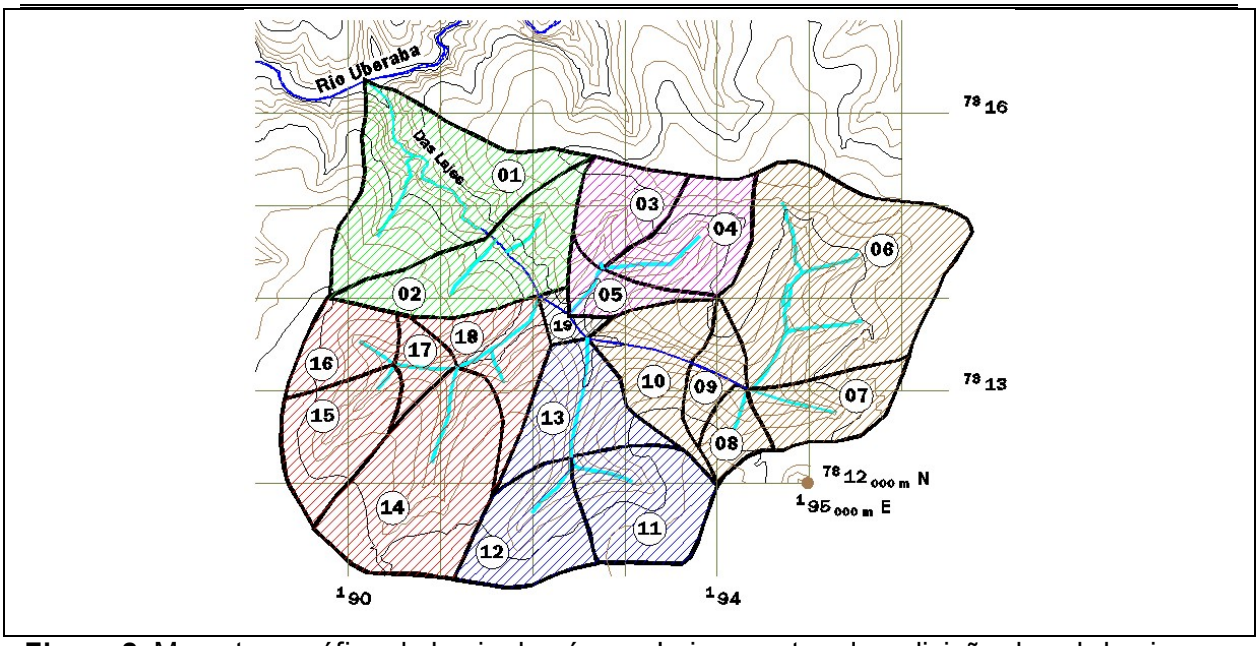


Figura 2. Mapa topográfico da bacia do córrego Lajes mostrando a divisão de sub-bacias

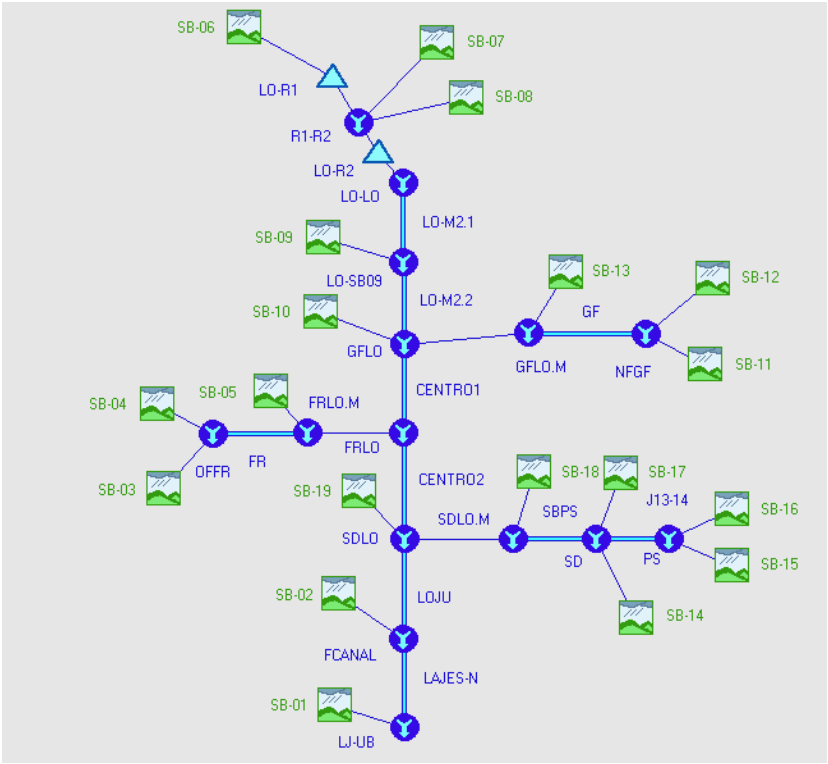


Figura 3-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: discretização especial do estudo de diagnóstico. .

O Quadro 2 identifica e localiza todos os trechos de curso d'água simulados. As Tabelas 1 e 2 trazem os parâmetros hidrológicos empregados nas simulações com o modelo HEC-HMS. As curvas cota-descarga e cota-volume das bacias de detenção R1 e R2, já implantadas, serão apresentadas em item específico sobre esse tema.

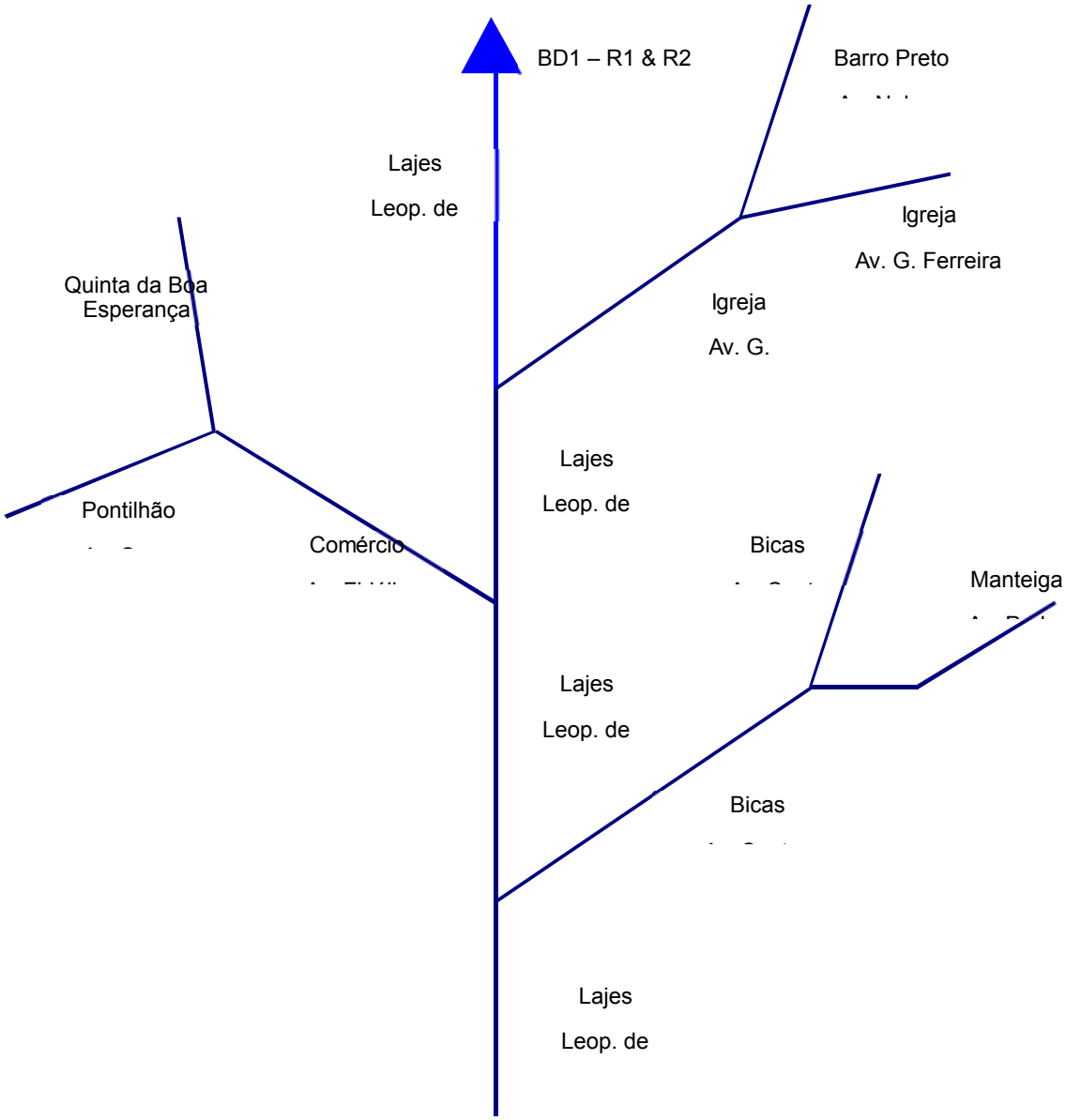


Figura 3-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: diagrama unifilar do estudo de diagnóstico

Quadro 2. Coordenadas das junções definidas no modelo da bacia

Junção	Curso d'água	Coordenadas UTM	
		Norte	Leste
R1R2	Córrego Santa Rita –bacia de detenção Leopoldino de Oliveira, "junção" entre R1 e R2	7813510	194680
LOLO	Córrego das Lajes	7812930	194350
LO-SB09	Córrego das Lajes	7813190	193860
GFLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira)	7813540	192550
FRLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis)	7813750	192280
SDLO	Córrego das Lajes, confluência com córrego das Bicas (Av. Santos Dumont)	7814010	192050
FCANAL	Córrego das Lajes	7814530	191660
LJ-UB	Córrego das Lajes, confluência com rio Uberaba	7816350	190190
NFGF	Córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira), confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	7812190	192420
GFLO-M	Córrego da Igreja (junção auxiliar, equivalente a GFLO)	7813750	192280
OFFR	Confluência entre os cór. Quinta da Boa Esperança (Av. Odilon Fernandes) e do Pontilhão (Av. Santos Guido)	7814290	192750
FRLO-M	Córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis – junção auxiliar, equivalente a FRLO)	7813750	192280
OS	Confluência entre os córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e Vertente 3	7813240	190500
SD	Confluência entre os córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e das Bicas (Av. Santa Beatriz)	7813160	191120
SDLO-M	Córrego das Bicas (Av. Santos Dumont – junção auxiliar, equivalente a SDLO)	7814010	192050

Tabela 1. Valores de CN estimados por sub-bacia

Sub-bacia	CN-II atual	CN-II futuro 90	CN-II futuro
SB-01	75,8	80,5	80,5
SB-02	87,3	90,0	94,4
SB-03	87,5	90,0	93,8
SB-04	87,5	90,0	93,6
SB-05	87,9	90,0	94,4
SB-06	85,3	88,5	88,5
SB-07	87,1	90,0	93,8
SB-08	87,2	90,0	94,4
SB-09	87,1	90,0	94,4
SB-10	88,0	90,0	94,5
SB-11	86,3	90,0	93,3
SB-12	88,6	90,0	94,5
SB-13	88,7	90,0	94,4
SB-14	88,4	90,0	94,4
SB-15	87,6	90,0	94,4
SB-16	87,7	90,0	94,5
SB-17	87,0	90,0	94,4
SB-18	86,7	90,0	94,5
SB-19	88,6	90,0	94,3

Tabela 2. Parâmetros da função de transferência e da propagação em canais

	Hidrograma Unitário SCS		Propagação Muskingum-Cunge				
	A	tc	trecho	L	I	n	
Sub-bacias	[km^2]	[min]	-	[m]	[m/m]	leito	margens
SB-01	2,94	39,5	LO-M2.1	667	0,0095	0,018	0,018
SB-02	1,89	32,2	LO-M2.2	1163	0,0088	0,018	0,018
SB-03	0,94	15,6	CENTRO 1	357	0,0068	0,018	0,018
SB-04	1,30	15,6	CENTRO 2	358	0,0068	0,018	0,018
SB-05	0,50	13,8	LOJU	870	0,0060	0,018	0,018
SB-06	4,38	50,4	LAJES-N	2.484	0,0144	0,035	0,035
SB-07	1,01	30,3	GF	1.368	0,0115	0,018	0,018
SB-08	0,48	14,9	FR	795	0,0107	0,018	0,018
SB-09	0,54	12,2	PS	703	0,0153	0,018	0,018
SB-10	1,30	26,9	SD	1.266	0,0080	0,018	0,018
SB-11	1,61	20,0					
SB-12	1,36	22,5					
SB-13	1,38	22,8					
SB-14	2,85	25,5					
SB-15	1,32	29,8					
SB-16	0,84	25,9					
SB-17	0,42	15,3					
SB-18	1,14	22,1					
SB-19	0,23	2,6					

A = área da sub-bacia

n = coeficiente de rugosidade de Manning

tc = tempo de concentração

I = declividade média do trecho de curso d'água

2.3. Metodologia de modelagem hidráulica

As simulações hidráulicas realizadas do sistema de macrodrenagem do córrego das Lajes atende aos objetivos de:

determinar a posição da linha d'água em toda a extensão dos canais que compõem o sistema, para vazões resultantes dos diferentes eventos de projeto definidos para o estudo;

detectar pontos de funcionamento inadequado do sistema, implicando em eventual extravasamento do escoamento, e identificar suas causas;

contribuir para a concepção de alternativas de solução dos problemas detectados, como é o caso da implantação de bacias de detenção ou de canais de reforço no sistema de macrodrenagem;

recomendar intervenções localizadas na canalização existente de forma a melhorar as condições de escoamento, quando for o caso;

delimitar as áreas inundadas, na planície de inundação, segundo os diferentes tempos de retorno simulados.

A modelagem hidráulica do canal do sistema de macrodreangem em foco foi realizada por meio do modelo HEC-RAS, do US Army Corps of Engineers. Foram adotadas as seguintes definições de modelagem, tendo em vista as características do modelo e a natureza do fenômeno simulado:

escoamento gradualmente variado: princípios de conservação de massa e energia com solução pelo *standard step method*;

escoamento bruscamento variado (degraus, ressaltos, etc.): princípios de conservação de massa e quantidade de movimento;

escoamento em confluências: princípio de conservação de massa e de quantidade de movimento;

escoamento em pontes e bueiros, aplicando-se os princípios de conservação de massa e energia para a condição de águas baixas, sem afogamento ou extravasamento da estrutura.

Em alguns casos, utilizou-se o modelo HEC-RAS igualmente para complementar estudos das estruturas de controle hidráulico das bacias de detenção. Nesses casos e para o canal do córrego Quinta da Boa Esperança, adotaram-se as seguintes estratégias de modelagem:

escoamento em pontes e bueiros, considerando-se a hipótese de funcionamento como orifício e vertedor de parede espessa em condições de águas altas (estrutura submersa pelo escoamento);

caso, em águas altas, as condições de escoamento como vertedor, sobre aterros e pontes, deixem de ocorrer em razão de afogamento imposto por um controle localizado a jusante da estrutura, então o modelo passa a empregar os princípios de conservação de massa e energia em todo o trecho sob ação desse controle.

Todos os canais foram simulados como estruturas fechadas, à exceção de trechos do canal do córrego Quinta da Boa Esperança. Para tal, adotou-se o recurso do modelo HEC-RAS, versão 3.1.1, conhecido como "*lid*". Esse recurso elimina a área da seção transversal da estrutura, ocupada pela laje de cobertura e pelo recobrimento, bem como corrige, de forma correspondente, o perímetro molhado. Observa-se que o modelo HEC-RAS não representa o escoamento em carga.

Os parâmetros geométricos da canalização provêem do cadastro do sistema de macrodrenagem da bacia do Lajes (ver Relatório 2). No estudo de diagnóstico, adotou-se coeficientes de rugosidade de Manning n = 0,018 para o estado atual das galerias. Pressupondo-se sua recuperação estrutural, adota-se a partir dessa etapa dos estudos o coeficiente *n* = 0,015.

2.4. Principais resultados do estudo de diagnóstico

O relatório de diagnóstico do sistema de macrodrenagem em estudo (Relatório 2) gerou como principais produtos:

os hidrogramas de cheia em diferentes seções do sistema de macrodrenagem em estudo para eventos de diferentes tempos de retorno e para os seguintes cenários de uso do solo:

uso do solo atual, antes da implantação da bacia de detenção R1-R2, designado como cenário 1;

uso do solo atual, contemplando a implantação da bacia de detenção R1-R2, designado como cenário 2;

uso do solo futuro, com suposição de taxa máxima de impermeabilização da bacia situada em 80% (CN = 90), designado como cenário 3;

uso do solo futuro, com suposição de taxa máxima de impermeabilização da bacia situada em 90%, conforme o Plano Diretor atual da cidade, designado como cenário 4;

o diagnóstico do funcionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem, identificando-se os principais problemas que levam ou contribuem para o agravamento de inundações;

a avaliação da eficiência de amortecimento de cheias, ao longo do canal do córrego das Lajes, obtida com os reservatórios R1 e R2, já implantados;

a elaboração de mapas de áreas inundáveis para tempos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos.

As Tabelas 3, 4 e 5 contêm as vazões máximas segundo os cenários 2, 3 e 4 e eventos de diferentes tempos de retorno simulados. As Tabelas 6, 7 e 8 contêm estimativas de tempos de retorno de funcionamento do sistema, sem extravasamentos, segundo os cenários 2, 3 e 4, ainda supondo-se o coeficiente de rugosidade *n* = 0,018, conforme a etapa de diagnóstico.

Tabela 3. Cenário 2: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo atual

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Atual)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2	T = 5	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100
LO-M2.1	2,9 – 3,4	3,9 – 5,1	4,4 – 6,2	5,4 – 7,7	6,4 – 8,9	7,3 – 10,0
LO-M2.2	3,4 – 10,1	5,1 – 13,8	6,2 – 18,2	7,7 – 22,4	8,9 – 25,5	10,0 – 28,9
CENTRO1	32,5	47,5	57,9	71,2	81,5	91,7
CENTRO2	46,7	68,1	82,7	101,4	115,9	130,4
LOJU	76,8 – 84,5	113,8 -123,3	139,3 – 149,8	169,8 – 182,7	195,2 – 210,4	220,6 – 239,7
LAJES-N	84,5 – 88,8	123,3 -131,2	149,8 – 160,5	182,7 – 197,2	210,4 – 228,0	239,7 – 260,5
SB-11	7,6	11,1	13,9	17,5	20,3	23,2
SB-12	7,8	11,1	13,3	16,5	18,9	21,4
GF	15,1 – 22,9	22,1 – 33,2	27,0 – 40,3	33,2 – 49,4	38,0 – 56,3	42,7 – 63,2
SB-03	5,5	8,0	9,8	12,1	13,9	15,6
SB-04	7,5	11,1	13,5	16,7	19,1	21,6
FR	12,1 – 15,5	18,0 – 22,4	22,2 – 27,6	27,7 – 34,2	31,8 – 38,3	35,9 – 44,3
PS	10,5 – 12,5	15,5 – 18,5	18,9 – 22,5	23,5 – 27,8	26,9 – 31,9	30,3 – 35,9
SB-14	15,2	21,9	26,6	32,6	37,1	41,7
SD	26,1 – 31,8	38,7 – 47,0	47,5 – 57,5	58,0 – 70,4	66,7 – 80,8	75,6 – 91,5

Tabela 4. Cenário 3: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro (CN = 90)

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro CN = 90)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2	T = 5	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100
LO-M2.1	3,6 – 4,4	4,6 – 6,2	5,6 – 7,4	7,0 – 9,0	8,9 – 10,2	16,6
LO-M2.2	4,4 – 12,3	6,2 – 17,2	7,4 – 20,7	9,0 - 25,2	10,2 – 28,4	16,0 – 31,7
CENTRO1	38,7	54,6	65,2	79,4	89,8	100,3
CENTRO2	55,4	77,8	92,8	112,6	127,2	142,0
LOJU	92,6 – 101,1	131,7 – 141,7	158,0 – 168,9	190,9 – 205,8	216,8 – 236,3	243,3 – 262,3
LAJES-N	101,1 – 116,6	141,7 – 163,3	168,9 – 195,1	205,8 – 237,5	236,3 – 272,1	262,3 -302,3
SB-11	10,3	14,8	17,9	21,8	24,8	27,8
SB-12	8,5	11,8	14,3	17,6	20,1	22,5
GF	18,5 – 26,9	26,0 – 37,7	31,0 – 45,1	37,5 – 54,5	42,4 – 61,5	47,3 – 69,2
SB-03	6,5	9,2	11,1	13,5	15,2	17,0
SB-04	9,0	12,8	15,3	18,6	21,1	23,5
FR	14,7 -18,2	21,1 – 26,1	25,4 – 31,4	31,1 – 38,3	35,3 – 43,5	39,6 -48,7
PS	12,6 – 15,0	17,8 – 21,3	21,5 – 25,5	26,5 – 31,0	29,7 – 35,2	33,2 – 39,3
SB-14	17.6	24.6	29.5	35.7	40.3	45.0
SD	31,3 – 38,3	44,6 – 54,5	53,8 – 65,5	65,0 – 79,2	74,1 – 90,1	83,2 -101,1

Tabela 5. Cenário 4: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2	T = 5	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100
LO-M2.1	4,0 – 5,8	4,8 – 7,8	5,7 – 9,2	7,0 – 11,0	9,1 – 12,3	16,7
LO-M2.2	5,8 – 17,0	7,8 – 22,3	9,2 – 26,2	10,9 – 31,2	12,3 – 34,8	16,6 – 38,5
CENTRO1	52.3	69.5	80.8	95.2	106.9	118.4
CENTRO2	73.9	97.8	115.5	138.4	155.3	172.0
LOJU	127,4 – 135,5	169,1 – 180,0	197,1 – 209,8	233,1 – 251,0	260,1 – 278,9	286,7 – 311,2
LAJES-N	135,5 -142,6	180,0 – 190,0	209,8 – 224,9	251,0 – 270,7	278,9 – 299,8	311,2 – 335,6
SB-11	13,3	18,1	21,4	25,5	28,6	31,7
SB-12	12,4	16,5	19,2	22,7	25,3	27,9
GF	24,4 – 34,4	32,3 – 47,7	38,0 – 56,3	45,5 – 67,2	51,0 – 75,3	56,6 – 83,4
SB-03	8,8	11,7	13,6	16,1	17,9	19,7
SB-04	12,0	16,1	18,7	22,1	24,7	27,2
FR	20,2 – 24,9	27,1 – 33,4	31,7 – 39,0	37,6 – 46,2	42,0 – 51,5	46,3 – 56,8
PS	17,6 – 20,7	23,4 – 27,5	27,2 – 32,0	32,1 – 37,1	35,8 – 41,5	39,4 – 45,9
SB-14	23,3	31,0	36,5	43,5	48,8	54,0
SD	43,5 – 53,2	57,8 – 70,5	67,7 – 82,4	80,3 – 97,4	89,5 – 108,5	98,7 – 109,5

Tabela 6. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 2) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m³/s]		
		Admissível	Atual	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	5,4 – 7,7	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	7,7 – 22,4	< 25
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	71,2	5 < T < 10
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	101,4	2 < T < 5
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	169,8 – 228,0	2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	16,5	5 < T < 10
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	33,2 – 49,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	16,7	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2
	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2

Tabela 7. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 3) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m³/s]		
		Admissível	Fut (CN90)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 -11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	9,0 – 17,0	> 100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	79,4	5
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	112,6	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	190,9 – 237,5	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	37,5 – 54,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	18,6	2
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T< 10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	35,7	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	65,0 – 79,2	< 2

Tabela 8. Estimativa do tempo de retorno futuro (Cenário 4) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Futura	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 – 11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	10,9 – 18,9	100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	95,2	2
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	138,4	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	233,1 – 270,7	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	45,5 – 67,2	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	22,1	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	43,5	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	80,3 – 97,4	< 2

Esses resultados indicam que o risco de inundação na área de estudo é elevado, com tempos de retorno de extravasamento do sistema estimados no intervalo entre inferior a 2 anos e 5 anos, para a maioria dos canais, segundo o cenário atual de uso do solo. Naturalmente, os riscos de inundação se agravam para os cenários simulados de uso futuro do solo.

Entre as principais causas identificadas estão o sub-dimensionamento das galerias e problemas localizados, associados ao funcionamento de confluências, a mudanças de geometria de seções transversais e de declividade de leito.

Ademais, filmes realizados no interior das galerias e relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba permitem inferir estados de deterioração de suas paredes por problemas de abrasão e de ataque químico, bem como a existência de obstruções ao escoamento causadas sobretudo pela presença de elementos de redes de infra-estrutura urbana, vestígios de antigas pontes e de antigas canalizações.

Observações realizadas em visitas à área de estudo, relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e o relatório dos consultores que compõem o Painel de Segurança de Barragens ("1ª Reunião do Painel de Segurança de Barragens – UPP/CODAU-PMU, dezembro de 2004") indicam a existência de problemas de insuficiência da rede de microdrenagem pluvial (órgãos de captação e rede tubular), resultando em volumes elevados de escoamento superficial concentrando-se nos fundos de vale durante eventos de precipitação, mesmo os de freqüência elevada.

NOS PRÓXIMOS PARÁGRAFOS, ANALISAM-SE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES ADOTANDO-SE COMO META O FUNCIONAMENTO ADEQUADO DO SISTEMA PARA O TEMPO DE RETORNO DE 25 ANOS.

3. BREVE DESCRIÇÃO DAS BACIAS DE DETENÇÃO ORIGINALMENTE PROPOSTAS

Apresenta-se, nesse item, uma breve descrição das bacias de detenção de concepção da Themag Engenharia e Gerenciamento e de projeto da HT Consultoria e Planejamento, com foco no desenvolvimento de suas curvas cota-descarga e cota volume.

3.1. LOCALIZAÇÃO DAS BACIAS DE DETENÇÃO PROPOSTAS

Foram propostas quatro bacias de detenção para o sistema de macrodrenagem do córrego das Lajes, a saber:

Leopoldino de Oliveira;

Guilherme Ferreira;

Santa Beatriz;

Pedro Salomão.

O Quadro 3 contém as coordenadas de localização das bacias de detenção. Em face das características das bacias, adotou-se como referência a localização dos órgãos de controle de saída.

Quadro 3. Localização das bacias de detenção

Bacia de detenção		Referência	Coordenadas	
			Norte	Leste
BD1	Leopoldino de Oliveira R1	Vertedor, eixo da barragem	7813520	194690
	Leopoldino de Oliveira R2	Vertedor tipo tulipa	7813280	194600
BD2	Guilherme Ferreira	Estação elevatória	7812110	192410
BD3	Santa Beatriz	Estação elevatória	7813150	191100
BD4	Pedro Salomão	Vertedor tipo tulipa	7813350	190510

3.2. BACIAS DE DETENÇÃO LEOPOLDINO DE OLIVEIRA (BD1)

Conforme relatado no Relatório 2, a Prefeitura de Uberaba implantou parte do conjunto de bacias de detenção previsto para a bacia do córrego das Lajes, os chamados reservatórios R1 e R2. Esses dois reservatórios são aqui tratados como uma única bacia de detenção, a BD Leopoldino de Oliveira ou BD1, em razão da proximidade existente entre elas (Figura 4).

A construção das curvas cota-descarga e cota-volume de R1 e R2 foi realizada com base no projeto executivo descrito no documento "Reservatório Leopoldino de Oliveira – Projeto Executivo, Março 2003" elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia para a Prefeitura Municipal de Uberaba. Esse projeto executivo difere do previamente elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento, datado de 2001, do qual encontram-se disponíveis um conjunto de desenhos e dois relatórios, a saber:

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Memorial Descritivo n. UB010.RT.LO 011, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Junho de 2001, e

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Relatório Ambiental n. UB010.RT.LO 013, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Setembro de 2001.

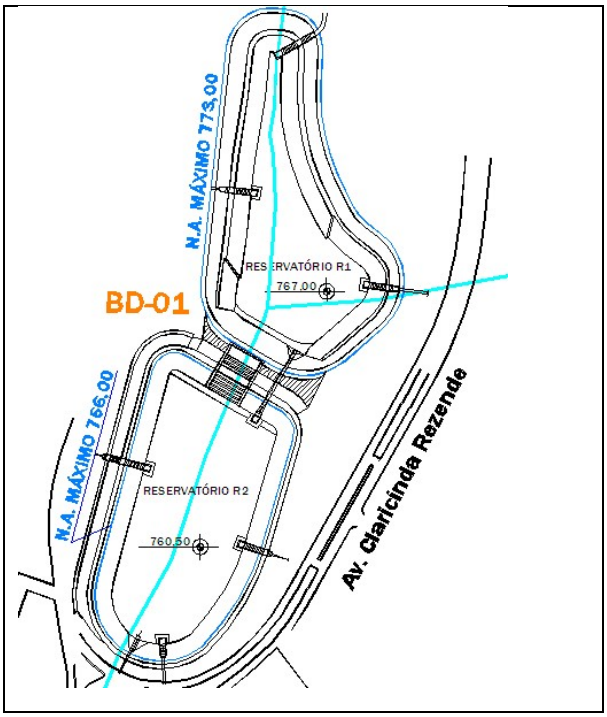


Figura 4. Croqui da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (BD1)

As diferenças entre o Projeto Executivo da Hidrostudio Engenharia e aquele da HT Consultoria encontram-se no arranjo geral das bacias de detenção, cotas de fundo e outros. Uma visita de campo permitiu constatar, de forma qualitativa, que o projeto executado foi o elaborado pela Hidrostudio. Porém, é recomendável que se elabore um "as built" de R1 e R2 para possibilitar uma adequada avaliação de seu desempenho em amortecimento de cheias, do funcionamento hidráulico das estruturas de controle e de aspectos geotécnicos relacionados à estabilidade de taludes e à segurança da barragem.

Na impossibilidade de realização, em curto prazo, dos levantamentos necessários (as built), utilizaram-se as informações disponíveis no projeto executivo para a construção das curvas cota-descarga e cota-volume de R1 e de R2. Reporta-se ao documento "Reservatório Leopoldino de Oliveira – Projeto Executivo, Março 2003" elaborado pela empresa Hidrostudio

Engenharia para as informações detalhadas sobre as estruturas hidráulicas de controle, a forma dos reservatórios, os volumes de espera e outros elementos de projeto.

O controle hidráulico de R1 é composto por:

um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 772,50 (primeiro nível de vertimento) e 773,00 (segundo nível de vertimento), complementado por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 769,00, cota do NA permanente em R1;

um vertedor de emergência do tipo parede espessa, com seção transversal retangular e soleira com largura de 10 m instalada à cota 773,00.

A curva cota-descarga para R1 (Figura 5, Quadro 4) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, vertedor de parede espessa em descarga livre). A Figura 6 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

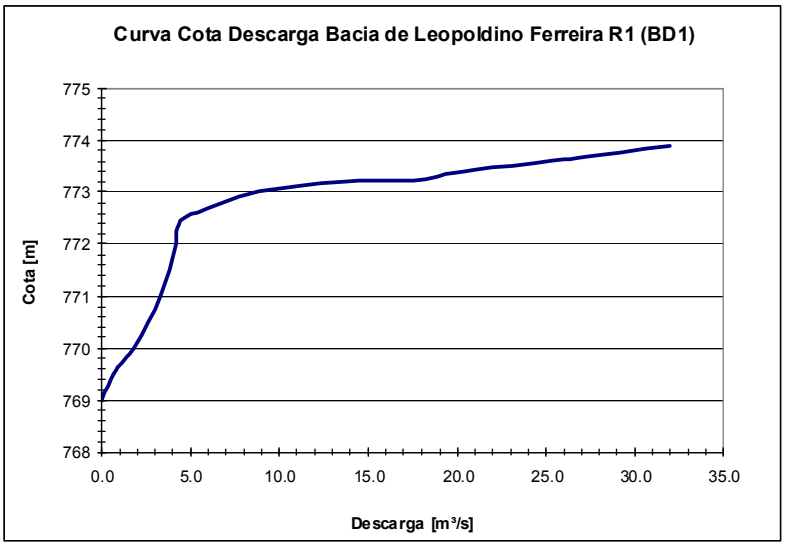


Figura 5. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

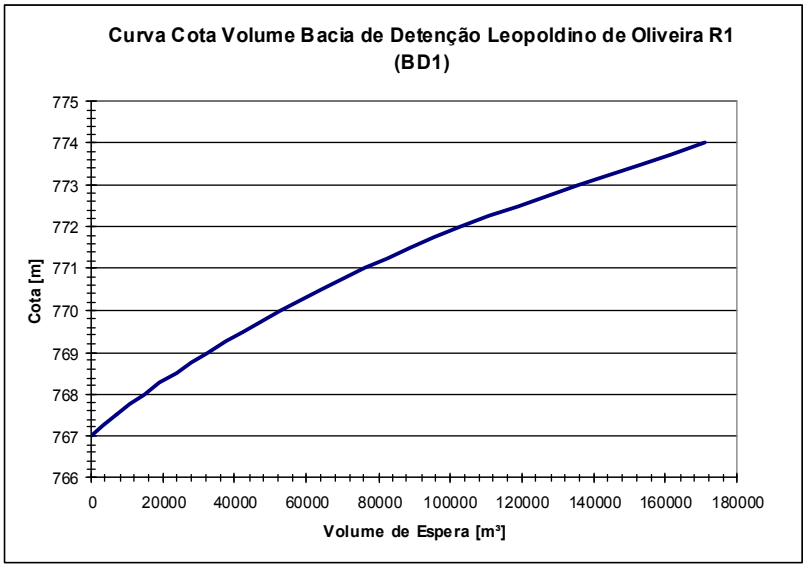


Figura 6. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

Quadro 4. Curvas cota-volume e cota-descarga da BD-Leopoldino de Oliveira – R1

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
767,0	0	0,0	
767,5	7170	0,0	
768,0	15000	0,0	
768,5	23480	0,0	
769,0	32640	0,0	NA Mínimo
769,5	42480	0,6	
770,0	53030	1,8	
770,5	64280	2,7	
771,0	76260	3,3	
771,5	88970	3,8	
772,0	103170	4,2	
772,5	118880	4,6	
773,0	135370	8,8	NA Máximo
773,5	152670	21,9	
774,0	170790	32,0	

Volume útil: 103.735 m³

O controle hidráulico de R2 é composto por um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 765,50 (primeiro nível de vertimento) e 766,00 (segundo nível de vertimento), complementado por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 761,50, cota do NA permanente em R2. O túnel da tulipa possui seção transversal de 2,00 x 2,20, com declividade de 0,001 m/m, por uma extensão de 282,65 m, até conectar-se à galeria previamente existente do córrego Santa Rita, às coordenadas 7813050,192 e 194468,316. Por sua vez, essa galeria conecta-se à galeria da av. Leopoldino de Oliveira, junto à rotatória localizada nas proximidades da rua Silva Cunha.

R2 é alimentado pelos escoamentos provenientes de R1 como também por parte das contribuições da sub-bacia 07. Para tal, um canal de desvio foi construído entre a galeria da av. Leopoldino de Oliveira e R2. Nesse ponto, aproximadamente ao centro da rotatória localizada na av. Leopoldino de Oliveira, entre as ruas Estrela do Sul e Silva Cunha, foi construída uma caixa de conexão entre as duas galerias. De forma a assegurar a alimentação do canal de desvio, uma estrutura de controle hidráulico de seção (orifício), foi implantada na galeria da av. Leopoldino de Oliveira, cujas dimensões não se encontram precisamente definidas no projeto executivo. Uma avaliação visual sugere uma seção de 1,00 x 1,00 m. A cota de fundo da caixa é a 761,30.

Considerando-se que o NA máximo operacional de R2, de acordo com seu projeto executivo, atinge a cota 766,00, compreende-se que o funcionamento da galeria de desvio e do próprio R2 comporta diferentes cenários. Na fase de enchimento de R2, o canal de desvio deverá drenar escoamentos da caixa da Leopoldino de Oliveira para o próprio R2, pressupondo-se a rápida subida de vazões provenientes da sub-bacia 07. Porém, na fase de esvaziamento de R2, admitindo-se, igualmente, a rápida recessão do hidrograma proveniente da sub-bacia 07, o escoamento na galeria de desvio deverá inverter-se, fazendo-se de R2 para a caixa de desvio, com o orifício aí localizado operando igualmente como uma estrutura de controle de saída de R2.

A curva cota-descarga para R2 (Figura 7, Quadro 5) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, orifício da caixa de desvio operando como estrutura de controle de saída). A Figura 8 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

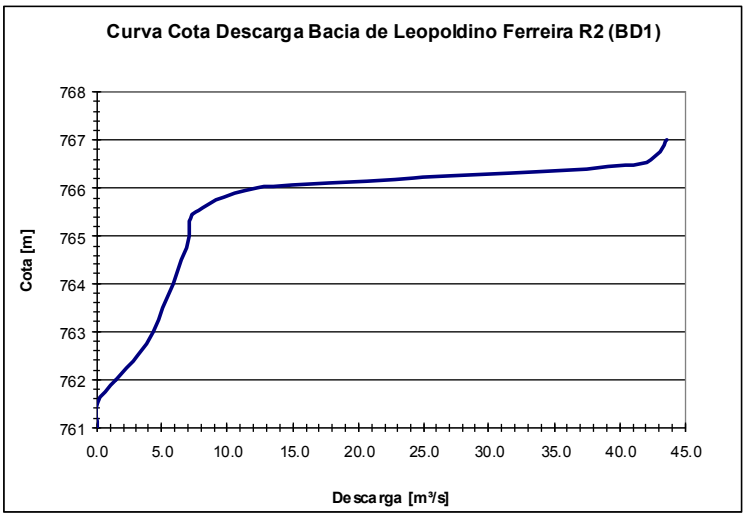


Figura 7. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

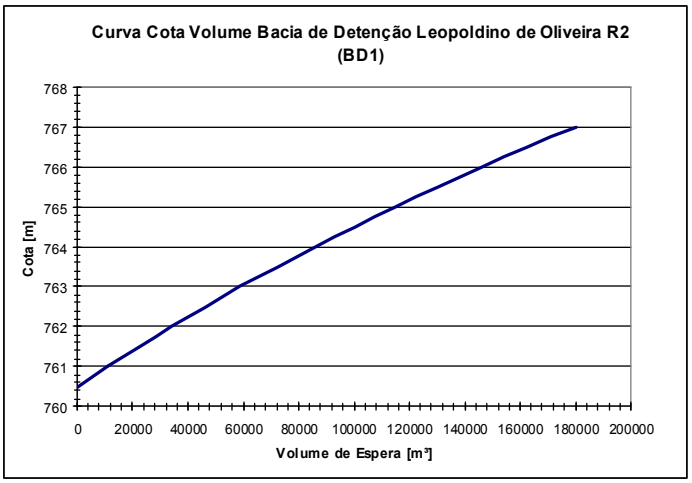


Figura 8. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

Quadro 5. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R2

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
760,5	0	0,0	
761,0	10860	0,0	
761,5	22180	0,0	NA Mínimo
762,0	33970	1,5	
762,5	46240	3,1	
763,0	58990	4,3	
763,5	72220	5,1	
764,0	85960	5,8	
764,5	100190	6,5	
765,0	114940	7,1	
765,5	130210	7,6	
766,0	146000	12,3	NA Máximo
766,5	162330	41,6	
767,0	179980	43,6	

Volume útil: 123.820 m³

3.3. BACIA DE DETENÇÃO GUILHERME FERREIRA (BD2)

A Figura 9 mostra o croqui da BD2, localizada próxima à rotatória entre a avenida Nelson Freire e a avenida Guilherme Ferreira.

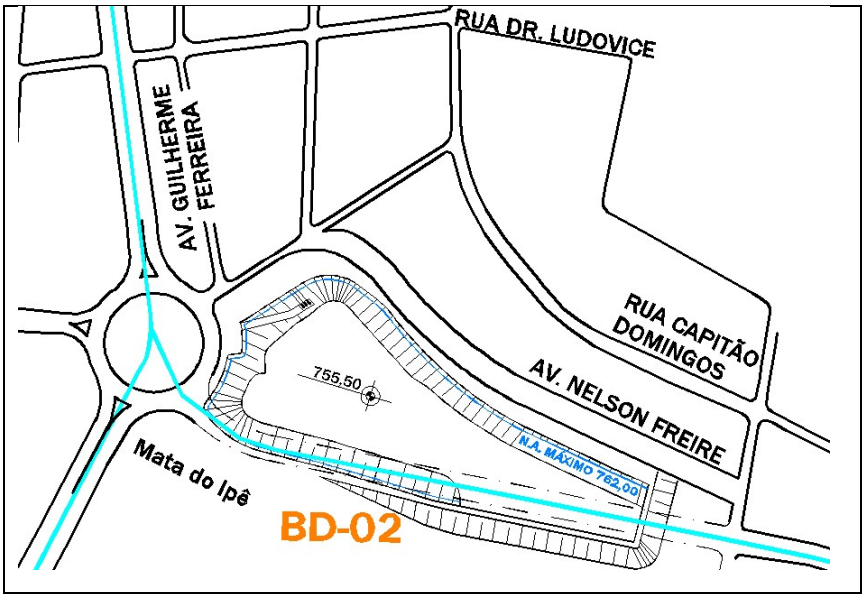


Figura 9. Croqui da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2)

Para a construção da curva cota-volume do reservatório de amortecimento Guilherme Ferreira utilizou-se o projeto básico, desenho nº UB010.A1.GF001, de março de 2001 elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento. A Figura 10 e o Quadro 6 trazem os dados relativos à relação cota-volume para BD2, estabelecida com base em seu projeto básico. Nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 94.196 m^3.

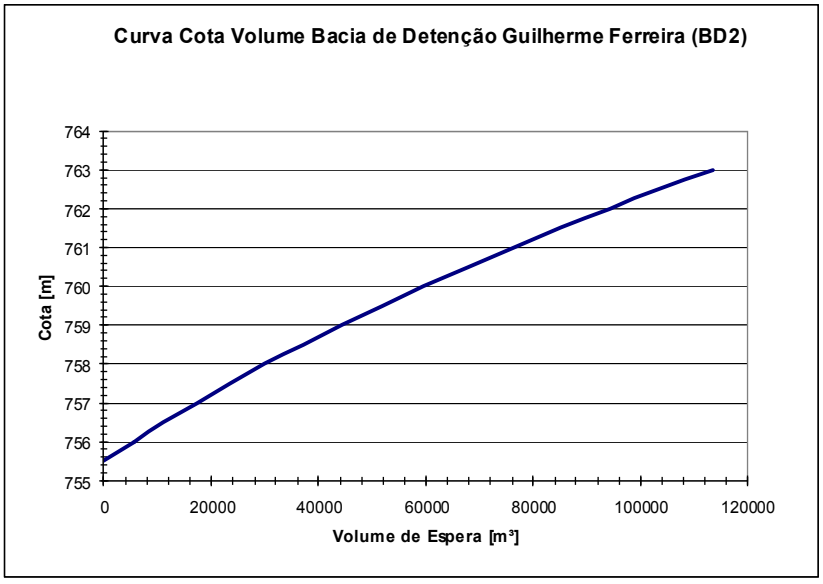


Figura 10. Curva cota-volume da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2)

Na etapa de simulações hidrológicas realizadas no estudo de diagnóstico (Relatório 2), gerou-se o hidrograma afluente a BD2, para o evento de tempo de retorno de 25 anos e duração crítica de 1,5 horas estimada para a sub-bacia de contribuição a BD2. Considerou-se, nessa simulação, uso do solo futuro com CN = 90. Esse hidrograma possui vazão máxima de 39,5 m^3/s e um volume total de 116.833 m^3 (Figura 11).

O projeto básico da bacia de detenção Guilherme Ferreira indica que a descarga dos escoamentos a ela afluentes será feita por sistema elevatório. Mantendo-se esse conceito, estabeleceu-se a curva cota-descarga de BD2 (Figura 12 e Quadro 6) tendo em conta o volume disponível para armazenamento, o volume afluente e as restrições impostas pelo canal de jusante, sob a Av. Guilherme Ferreira. A vazão máxima de saída foi, assim, fixada em 5,0 m^3/s.

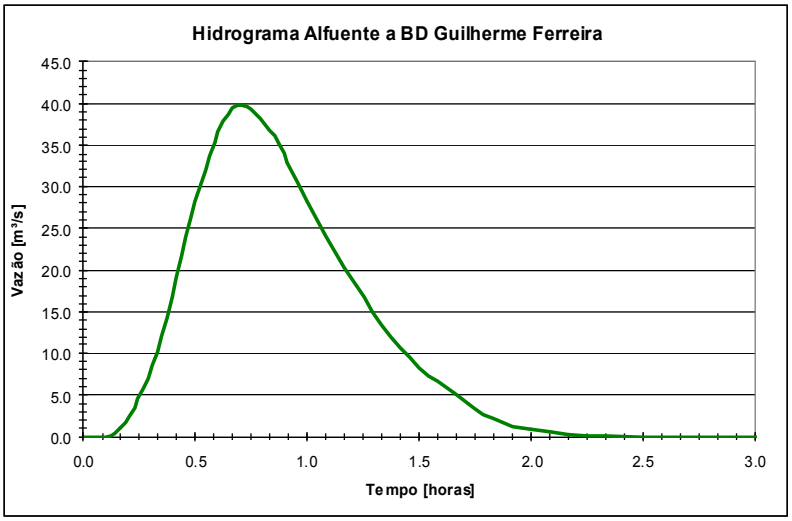


Figura 11. Hidrograma de cheia afluente a BD2

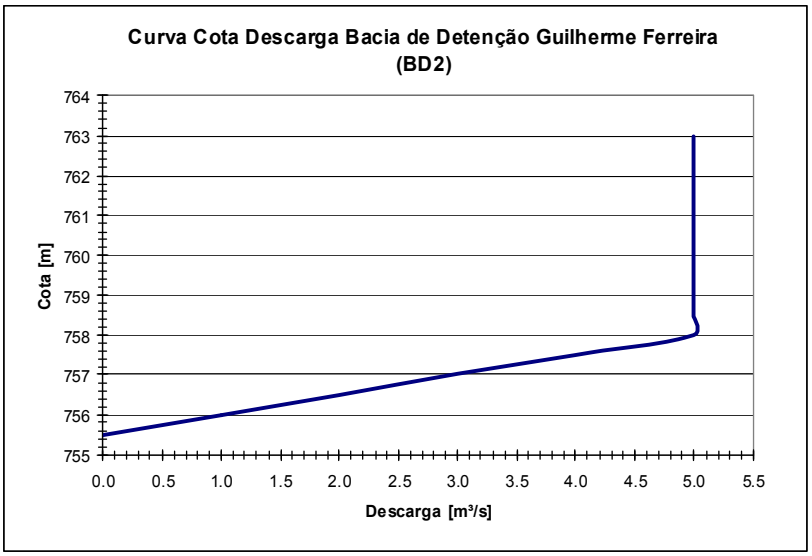


Figura 12. Curva cota-descarga da bacia de detenção Guilherme Ferreira

Quadro 6. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Guilherme Ferreira (BD2)

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
755,50	0,00	0,0	
756,00	5463	2,0	
756,50	11207	4,0	
757,00	17238	6,0	
757,50	23561	8,0	
758,00	30179	10,0	
758,50	37096	10,0	
759,00	44317	10,0	
759,50	51844	10,0	
760,00	59681	10,0	
760,50	67832	10,0	
761,00	76299	10,0	
761,50	85086	10,0	
762,00	**94196**	10,0	NA Máximo
762,50	103632	10,0	
763,00	113396	10,0	

3.4. BACIA DE DETENÇÃO SANTA BEATRIZ (BD3)

A Figura 13 mostra o croqui da BD3 entre as avenidas Santos Dumont, Santa Beatriz e Pedro Salomão.



Figura 13. Croqui da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

Para a construção da curva cota-volume do reservatório de amortecimento Santa Beatriz utilizou-se o projeto básico, desenho nº UB010.A1.SB004, de novembro de 2001 elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento. A Figura 14 e o Quadro 7 trazem os dados relativos à relação cota-volume para BD3, estabelecida com base em seu projeto básico. Nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 48.845 m³.

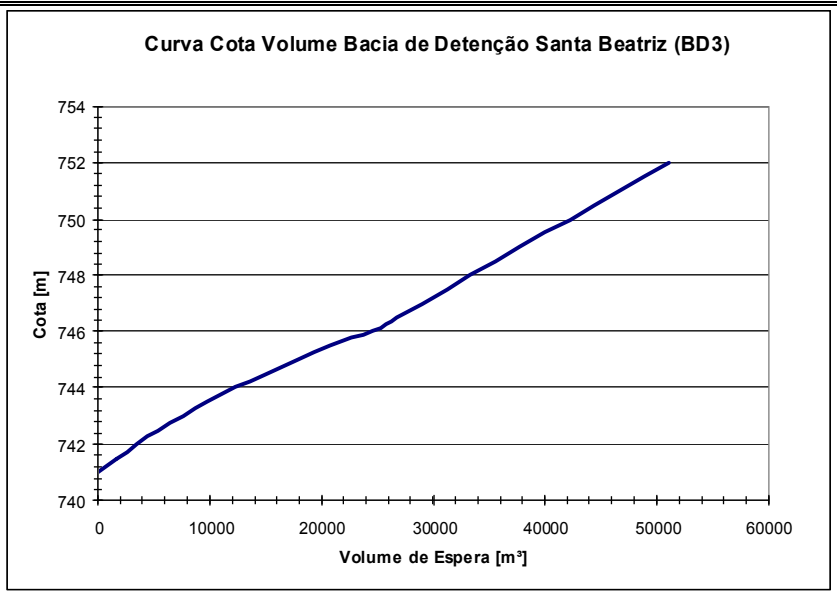


Figura 14. Curva cota-volume da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

Na etapa de simulações hidrológicas realizadas no estudo de diagnóstico (Relatório 2), gerou-se o hidrograma afluente a BD3, para o evento de tempo de retorno de 25 anos e duração crítica de 1,0 hora estimada para a sub-bacia de contribuição a BD3. Considerou-se, nessa simulação, uso do solo futuro com CN = 90. Esse hidrograma possui vazão máxima de 36,9 m^3/s e um volume total de 95.956 m^3 (Figura 15).

O projeto básico da bacia de detenção Santa Beatriz indica que a descarga dos escoamentos a ela afluentes será feita por sistema elevatório. Mantendo-se esse conceito, estabeleceu-se a curva cota-descarga de BD3 (Figura 16) tendo em conta o volume disponível para armazenamento, o volume afluente e as restrições impostas pelo canal de jusante, sob a Av. Santos Dumont. A vazão máxima de saída pelo sistema elevatório foi, assim, fixada em 14,0 m^3/s. Esse valor é elevado em razão da pequena capacidade de armazenamento de BD3 em face do volume afluente.

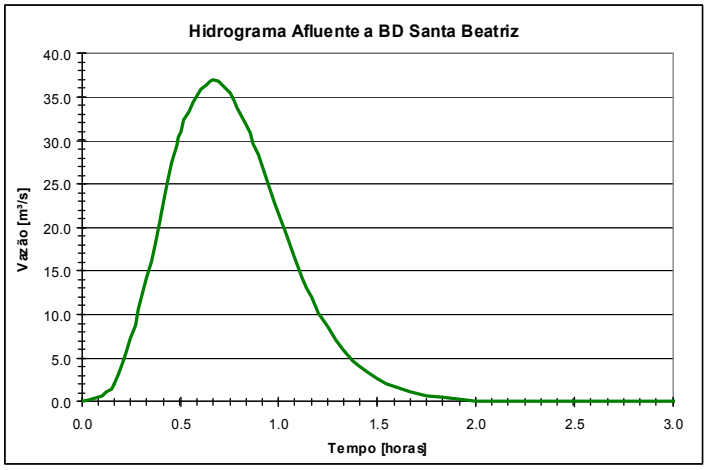


Figura 15. Hidrograma de cheia afluente a BD3

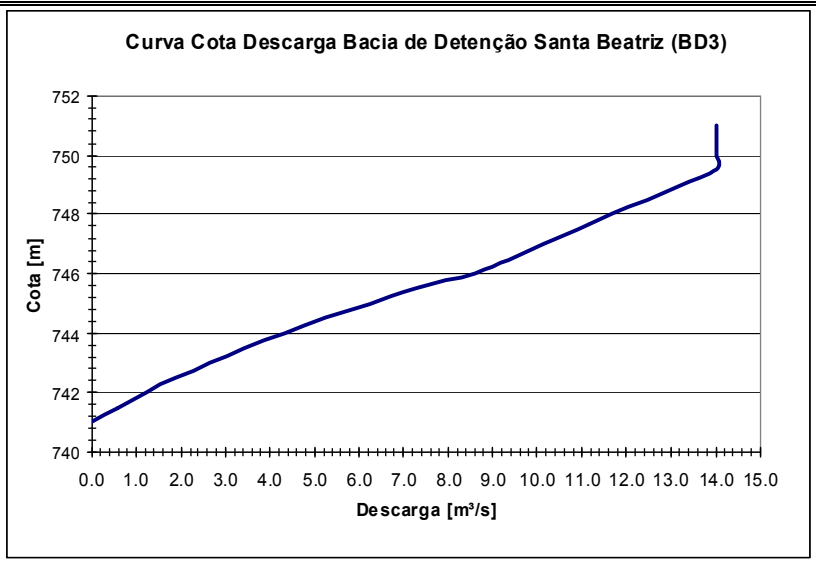


Figura 16. Curva cota-descarga da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

Quadro 7. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Santa Beatriz (BD3)

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
741,00	0,00	0,00	
741,50	1660	0,58	
742,00	3467	1,21	
742,50	5431	1,90	
743,00	7555	2,64	
743,50	9846	3,45	
744,00	12309	4,31	
744,50	14951	5,23	
745,00	17779	6,22	
745,50	20798	7,28	
746,00	24547	8,59	
746,50	26756	9,36	
747,00	28965	10,14	
747,50	31174	10,91	
748,00	33383	11,68	
748,50	35592	12,45	
749,00	37801	13,23	
749,50	40010	14,00	
750,00	42219	14,00	
750,50	44427	14,00	
751,00	46636	14,00	
751,50	**48845**	14,00	NA Máximo
752,00	51054	14,00	

3.5. BACIA DE DETENÇÃO PEDRO SALOMÃO (BD4)

A Figura 16 mostra o croqui da BD4, localizada junto à avenida Pedro Salomão.

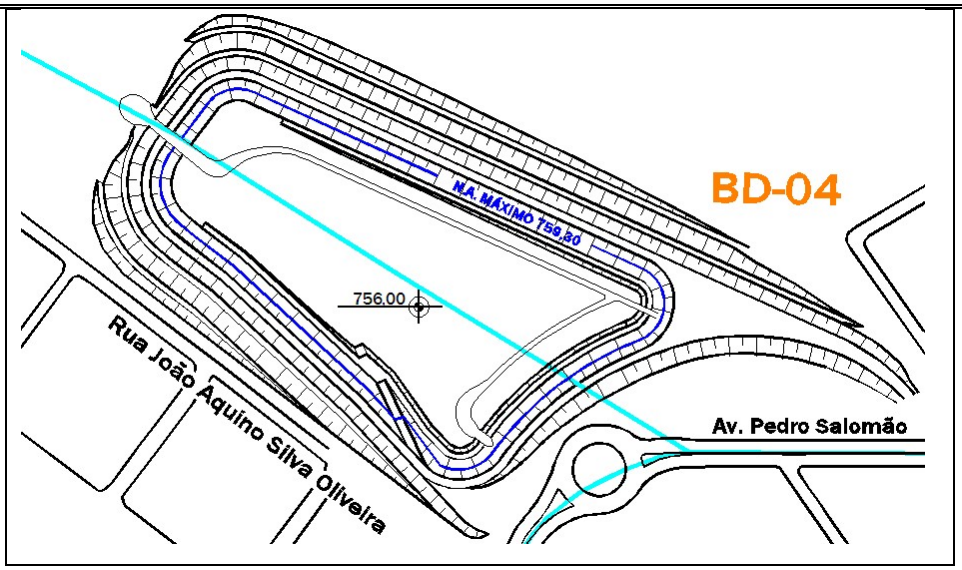


Figura 16. Croqui da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4)

Para a construção da curva cota-volume do reservatório de amortecimento Pedro Salomão utilizou-se o projeto básico, desenho nº UB010.A1.PS004, de novembro de 2001, elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento. A Figura 17 e o Quadro 8 trazem os dados relativos à relação cota-volume para BD4, estabelecida com base em seu projeto básico. Nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 87.983 m^3.

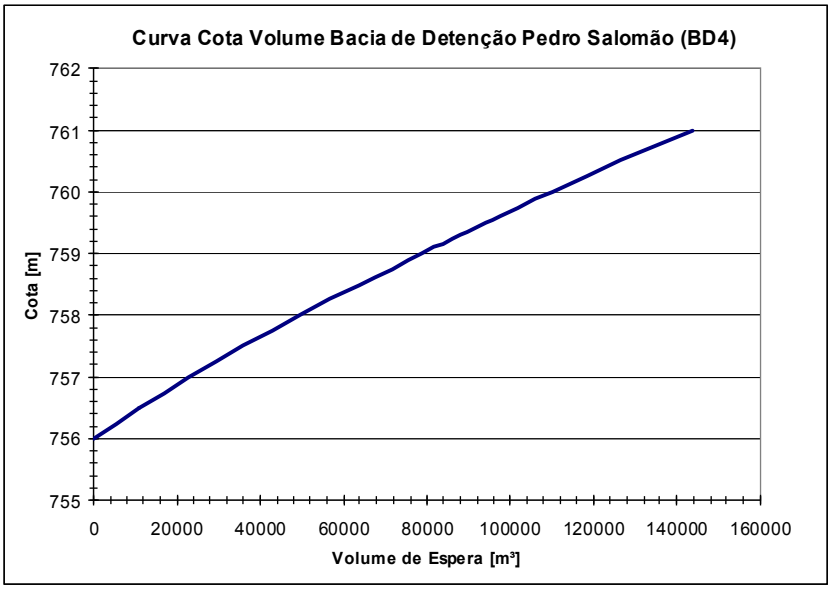


Figura 17. Curva cota-volume da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4)

Na etapa de simulações hidrológicas realizadas no estudo de diagnóstico (Relatório 2), gerou-se o hidrograma afluente a BD4, para o evento de tempo de retorno de 25 anos e duração crítica de 1,5 hora estimada para a sub-bacia de contribuição a BD4. Considerou-se, nessa simulação, uso do solo futuro com CN = 90. Esse hidrograma possui vazão máxima de 26,9 m^3/s e um volume total de 72.724 m^3 (Figura 18).

O projeto básico da bacia de detenção Pedro Salomão indica que a descarga dos escoamentos a ela afluentes será feita por gravidade, adotando-se como estrutura de controle

um orifício de descarga de fundo e um vertedor tipo tulipa. Mantendo-se esse conceito, estabeleceu-se a curva cota-descarga de BD4 (Figura 19 e Quadro 8) tendo em conta o volume disponível para armazenamento, o volume afluente e as restrições impostas pelo canal de jusante, sob a Av. Pedro Salomão e Santos Dumont.

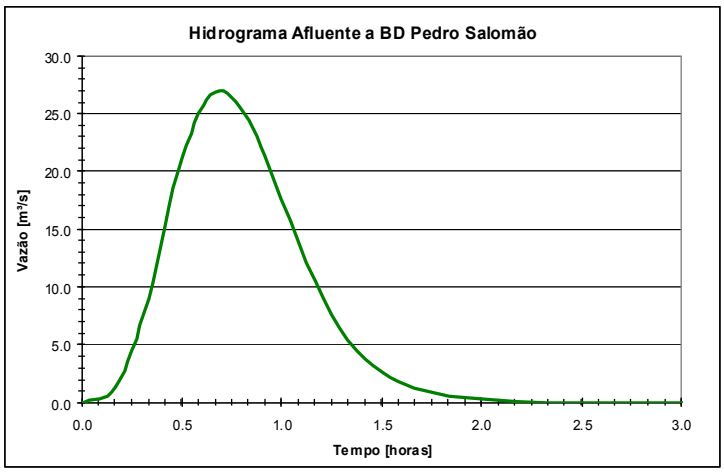


Figura 18. Hidrograma de cheia afluente a BD4

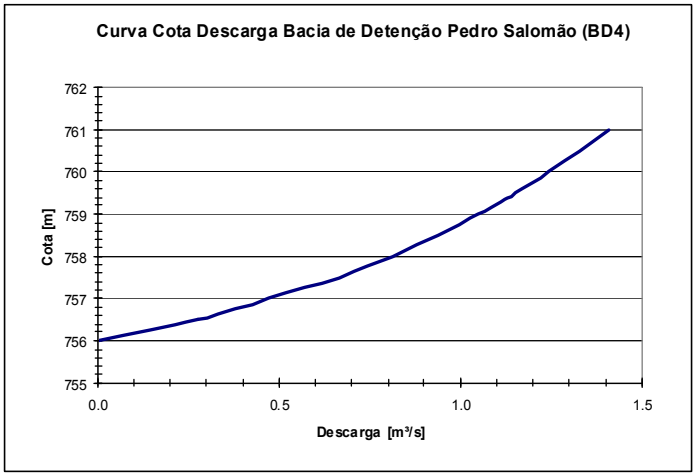


Figura 19. Curva cota-descarga da bacia de detenção Pedro Salomão

Quadro 8. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Pedro Salomão

7 [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
756,00	0,00	0,00	
756,50	10890	0,27	
757,00	22899	0,47	
757,50	36059	0,66	
758,00	49773	0,81	
758,50	64029	0,94	
759,00	78834	1,05	
759,30	**87983**	1,11	NA Máximo
759,50	94194	1,15	
760,00	110118	1,24	
760,50	126612	1,33	
761,00	143683	1,41	

4. ESTUDO DA ALTERNATIVA DE IMPLANTAÇÃO DAS BACIAS DE DETENÇÃO PROJETADAS (BD1, BD2, BD3 E BD4)

4.1 CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO COM AS BACIAS DE DETENÇÃO PROJETADAS

Tendo em conta os objetivos do estudo, foram concebidos os cenários de simulação descritos no Quadro 9, referentes à etapa de estudo de alternativas com as bacias de detenção inicialmente projetadas para o controle de inundações na área em foco. Todos os cenários foram simulados para os tempos de retorno previstos no presente estudo e para os eventos de duração crítica previamente determinados.

O Quadro 9 traz a designação atribuída a cada cenário no modelo hidrológico HEC-HMS bem como a descrição e os objetivos de construção e simulação dos mesmos. Conforme já mencionado, por simplicidade, considera-se o conjunto formado pelos reservatórios R1 e R2 como uma única bacia de detenção aqui denominada BD1.

Os cenários 1 a 4 foram simulados na etapa de diagnóstico. Os resultados dessas simulações são aqui apresentados para fins de comparação com as alternativas de controle de inundações em análise.

Quadro 9. Bacia do córrego das Lajes: cenários de simulação para a etapa de alternativas

N.	Modelo bacia	Descrição	Objetivos
1	LJAT	Uso do solo atual, sem bacias de detenção	Comparar vazões com as obtidas pelo estudo da Themag Simular eventos históricos ocorridos antes da implantação de BDs
2	LJATBD1	Uso do solo atual, com bacias R1 e R2	Diagnosticar funcionamento atual do sistema Simular eventos históricos ocorridos após a implantação de R1 e R2 Referência para avaliar alternativas de controle de cheias em cenário atual Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo
3	LJFTBD1CN90	Uso do solo futuro, com CN = 90 e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo para uma taxa máxima de impermeabilização de 80%
4	LJFTBD1	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor e bacias R1 e R2	Avaliar impactos da ocupação urbana futura na bacia sobre o sistema de macrodrenagem existente Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo para uma taxa máxima de impermeabilização de 90%
5	LJFTBD1234	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor considerando a presença das bacias BD1, 2, 3 e 4.	Avaliar o impacto da implantação das bacias de detenção projetadas para o controle de cheia em cenário futuro
6	LJFTBD124	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor considerando a presença das bacias BD1, 2 e 4.	Avaliar o impacto da implantação das bacias de detenção projetadas, com a exclusão de BD3 (Santa Beatriz) para o controle de cheia em cenário futuro

Tendo em conta a rede de canais de macrodrenagem existente, a bacia de detenção BD 1 já implantada e as bacias de detenção propostas (BD2, BD3 e BD4), estabeleceram-se a discretização espacial da bacia do córrego das Lajes (Figura 20-a) e o diagrama unifilar da rede de canais ilustrada pela Figura 20-b para o cenário 5. O cenário 6 é equivalente ao 5, excluindo-se a bacia Santa Beatriz (BD3), em razão de sua pequena eficiência de amortecimento, face à vazão de restrição do canal de jusante. Os demais cenários, a exceção do cenário 1, encontram-se representados pela Figura 3.

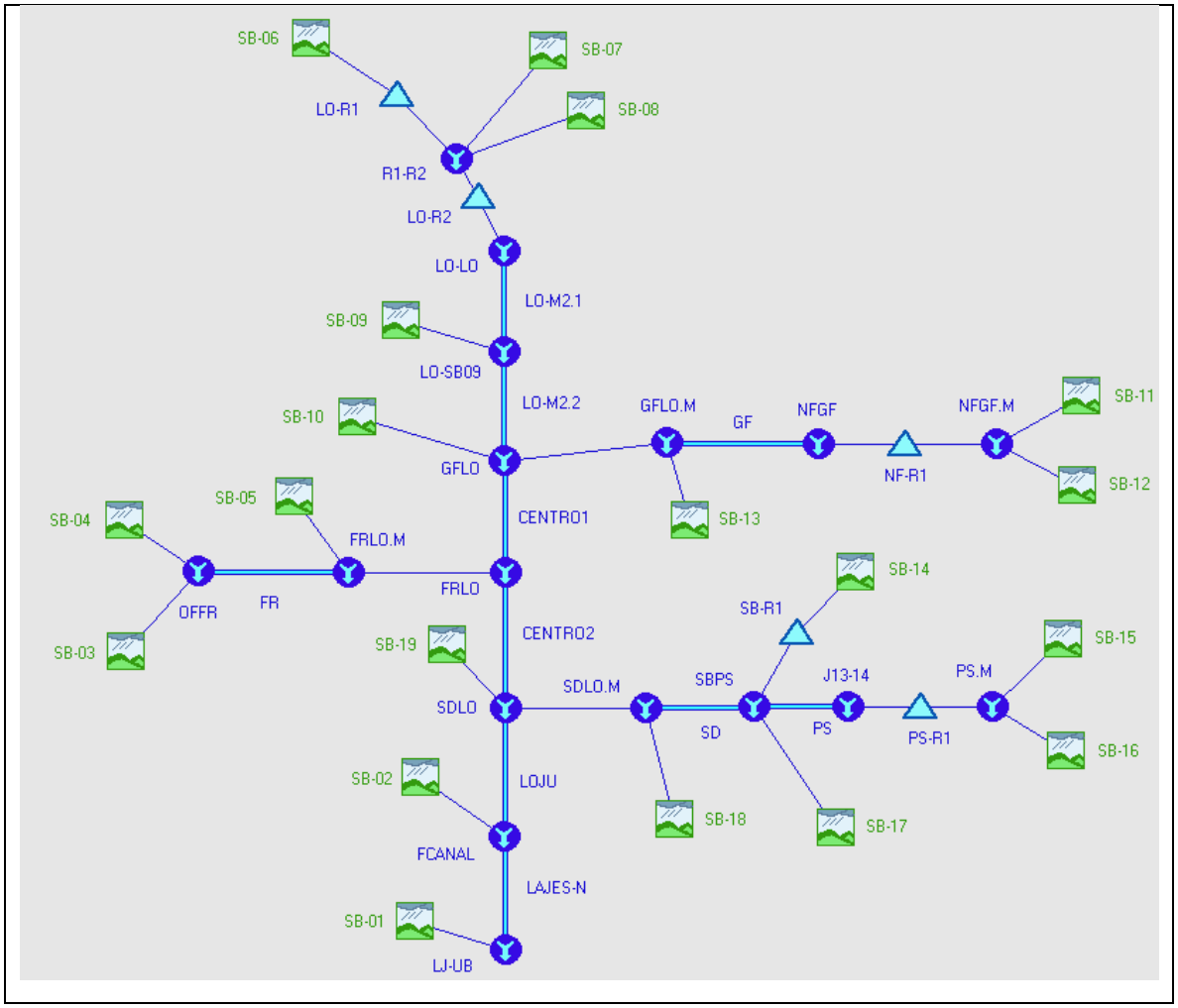


Figura 20-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: discretização espacial da bacia para o cenário 5

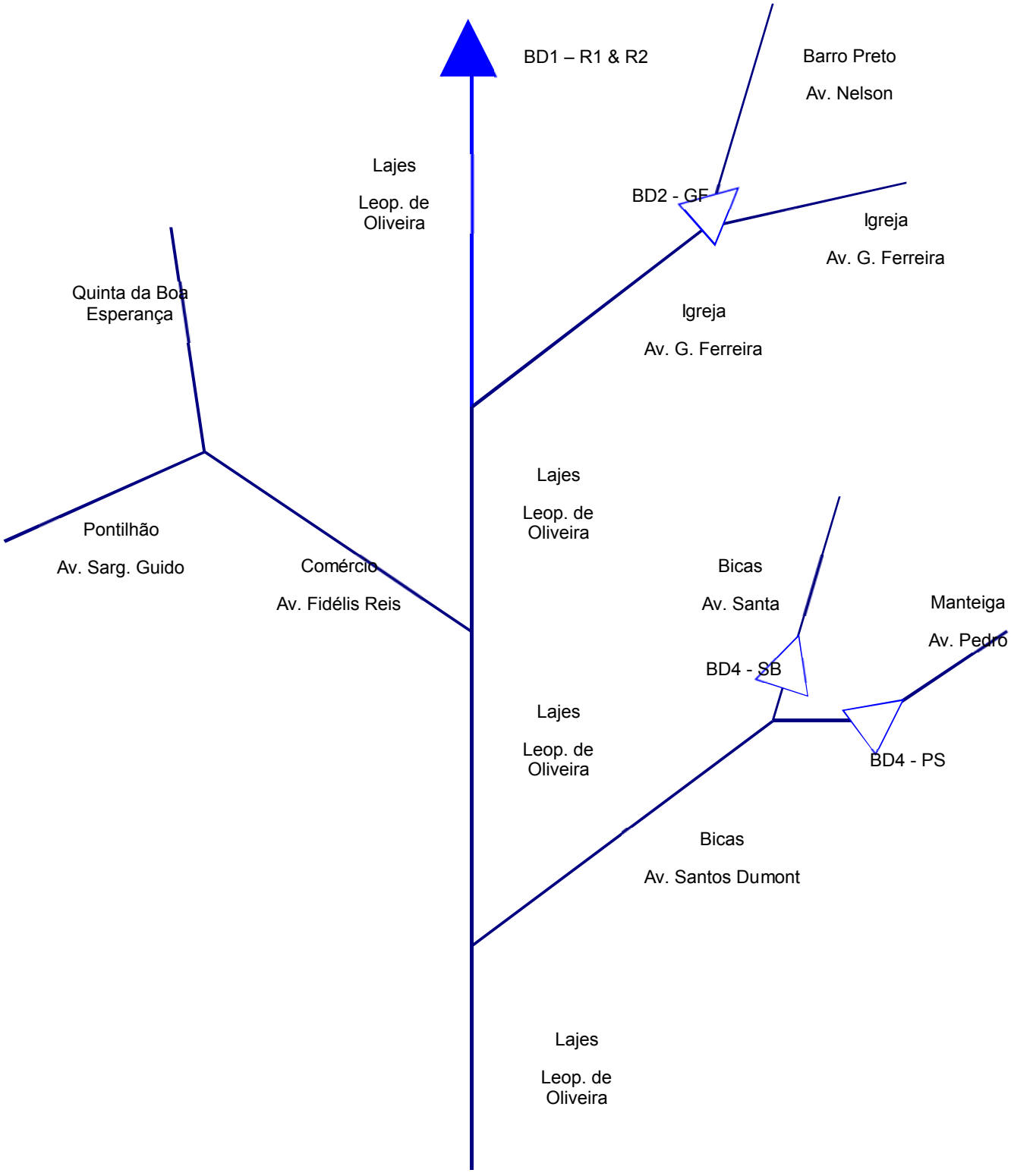


Figura 20-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: diagrama unifilar do cenário 5

4.2. SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS DOS CENÁRIOS 2 A 6: RESULTADOS

A seguir apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes cenários de ocupação urbana, em termos de vazões de pico em trechos selecionados do sistema de macrodrenagem em estudo, considerando-se o uso do solo atual e os dois cenários de uso do solo futuro (Tabelas 9). A Tabela 9 contém, igualmente, as vazões máximas admissíveis no sistema de canais existentes, sem extravasamento, pressupondo-se sua recuperação estrutural, ou seja, as simulações hidráulicas adotando-se coeficiente de rugosidade *n* = 0,015. Os resultados completos para todos os elementos modelados encontram-se no Anexo I.

Tabela 9. Cenários 2,3 e 4: Vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s]						Vazão Adm.
			Tempo de Retorno						
			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos	[m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	2 (LJATBD1)	2,93	3,87	4,42	5,43	6,39	7,25	**25,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	3,52	4,42	5,32	6,67	7,52	12,10	
		4 (LJFTBD1)	4,00	4,84	5,69	7,01	9,06	16,71	
	LO-M2.2	2 (LJATBD1)	3,44	5,08	6,23	7,74	8,89	10,02	**25,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	4,34	6,14	7,38	8,99	10,14	12,04	
		4 (LJFTBD1)	5,81	7,82	9,21	10,99	12,33	16,57	
	CENTRO1	2 (LJATBD1)	32,50	47,50	57,89	**71,16**	**81,47**	**91,70**	**60,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	38,72	54,56	**65,22**	**79,35**	**89,80**	**100,26**	
		4 (LJFTBD1)	52,30	**69,46**	**80,85**	**95,20**	**106,94**	**118,41**	
	CENTRO2	2 (LJATBD1)	46,73	**68,08**	**82,70**	**101,35**	**115,89**	**130,37**	**55,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	**55,41**	**77,79**	**92,77**	**112,56**	**127,23**	**141,98**	
		4 (LJFTBD1)	**73,92**	**97,82**	**115,51**	**138,42**	**155,32**	**172,01**	
	LOJU	2 (LJATBD1)	76,81	**113,76**	**139,31**	**169,75**	**195,23**	**220,57**	**110,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	92,57	**131,68**	**157,95**	**190,88**	**216,78**	**243,29**	
		4 (LJFTBD1)	**127,45**	**169,09**	**197,11**	**233,14**	**260,07**	**286,66**	
	LJ-UB (trecho não canalizado)	2 (LJATBD1)	88,75	131,17	160,45	197,24	228,02	260,52	
		3 (LJFTBD1CN90)	116,61	163,55	195,07	237,43	272,06	302,29	
		4 (LJFTBD1)	142,63	190,04	224,91	270,73	299,82	335,61	
Guilh. Ferreira	GFLO.M	2 (LJATBD1)	**22,88**	**33,17**	**40,26**	**49,40**	**56,30**	**63,20**	**20,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	**26,92**	**37,74**	**45,08**	**54,49**	**61,53**	**69,22**	
		4 (LJFTBD1)	**35,42**	**47,69**	**56,25**	**67,17**	**75,31**	**83,42**	
Fid elis Rei s	FRLO.M	2 (LJATBD1)	15,05	22,43	27,55	**34,22**	**39,27**	**44,34**	**28,00**

		3 (LJFTBD1CN90)	18,25	26,06	**31,41**	**38,30**	**43,47**	**48,66**	
		4 (LJFTBD1)	**24,88**	**33,35**	**39,01**	**46,19**	**51,51**	**56,81**	
Santos Dumont	SDLO.M	2 (LJATBD1)	**31,78**	**46,96**	**57,49**	**70,41**	**80,84**	**91,53**	**30,00**
		3 (LJFTBD1CN90)	**38,35**	**54,48**	**65,52**	**79,16**	**90,11**	**100,98**	
		4 (LJFTBD1)	**53,18**	**70,48**	**82,38**	**97,40**	**108,48**	**119,45**	

Na Tabela 9, os valores de vazão de pico que excedem a capacidade dos canais no trecho em análise estão marcados em negrito. A coluna correspondente ao tempo de retorno de 25 anos, meta de controle de inundações, encontra-se ressaltada. Nota-se, como já mencionado, o elevado risco de inundação na área de estudo, em estado atual, bem como os impactos da progressiva impermeabilização de superfícies sobre esse risco. Os trechos de montante do canal do Lajes, na av. Leopoldino de Oliveira (LO-M2.1 e LO-M2.2) apresentam suficiência em razão da implantação de BD1 (reservatórios R1 e R2).

A Tabela 10 contém as vazões máximas resultantes das simulações de trechos escolhidos do sistema de macrodrenagem para os cenários 4 (uso do solo futuro, apenas com BD1), 5 (uso do solo futuro, com BD1 e a implantação de BD2, BD3 e BD4) e 6 (uso do solo futuro, com BD1 e a implantação apenas de BD2 e BD4).

Constata-se que a bacia de detenção BD3 (Santa Beatriz) satura para eventos de tempos de retorno superiores a 5 anos, o mesmo ocorrendo para BD2 (Guilherme Ferreira), para eventos de T > 25 anos. Nessa etapa dos estudos, optou-se por não simular eventos para os quais ao menos uma das bacias de detenção tenha extravasado. Observa-se, entretanto, que a baixa capacidade de amortecimento de BD3 em face das necessidades do sistema de macrodrenagem em estudo, associada à maior complexidade construtiva e de operação dessa bacia de detenção sugerem a sua exclusão do sistema, motivo pelo qual simulou-se, igualmente, o cenário 6 apenas com BD1, BD2 e BD4.

A implantação de BD2 (Guilherme Ferreira) reduz o risco de inundação no trecho da av. Guilherme Ferreira, a jusante da rotatória com a av. Nelson Freire, para 2 anos < T < 5 anos. A despeito da eficiência de amortecimento de BD2, a pequena capacidade de descarga da galeria, nesse trecho do sistema, associada às contribuições diretas da sub-bacia não controlada, SB-13 (Figura 20-a), cuja área é de 1,4 km^2, não permite uma redução significativa do risco de inundação.

O trecho da Leopoldino de Oliveira, logo a jusante da confluência do Lajes com o Igreja (Guilherme Ferreira), aqui denominado Centro 1, também é beneficiado pela implantação de BD2, praticamente conduzindo a vazão de pico para o evento de T = 25 anos. Entretanto, havendo extravasamento na av. Guilherme Ferreira para eventos de menor tempo de retorno, o trecho Centro 1 sofre inundação mesmo que a vazão escoada pela galeria esteja abaixo de sua capacidade. Isso ocorre porque as águas extravasadas da galeria do córrego da Igreja não têm como retornar à rede de canais, mesmo que essa tenha capacidade de absorvê-las. Com isso, esses escoamentos seguem à superfície, ao longo do sistema viário da área central da cidade.

A bacia de detenção BD4 (Pedro Salomão) possui elevada eficiência de amortecimento, porém, controla uma área de drenagem relativamente pequena de um afluente do córrego das Bicas (Av. Santos Dumont). Com isso, seu efeito sobre o risco de inundação na av. Santos Dumont não é relevante, segundo os cenários simulados.

Tabela 10. Cenários 4, 5 e 6: Vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem

Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s]	Vazão

			Tempo de Retorno						Adm.
			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos	[m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	5 (LJFTBD1234)	4,00	4,84					
		6 (LJFTBD124)	4,00	4,84	5,69	7,01	9,06		**25,00**
		4 (LJFTBD1)	4,00	4,84	5,69	7,01	9,06	16,71	
	LO-M2.2	5 (LJFTBD1234)	5,81	7,82					
		6 (LJFTBD124)	5,81	7,82	9,21	10,99	12,33		**25,00**
		4 (LJFTBD1)	5,81	7,82	9,21	10,99	12,33	16,57	
	CENTRO1	5 (LJFTBD1234)	35,99	46,46					
		6 (LJFTBD124)	35,99	46,46	52,95	**60,78**	**66,52**		**60,00**
		4 (LJFTBD1)	52,30	**69,46**	**80,85**	**95,20**	**106,94**	**118,41**	
	CENTRO2	5 (LJFTBD1234)	**57,48**	**74,87**					
		6 (LJFTBD124)	**57,48**	**74,87**	**87,83**	**103,32**	**114,17**		**55,00**
		4 (LJFTBD1)	**73,92**	**97,82**	**115,51**	**138,42**	**155,32**	**172,01**	
	LOJU	5 (LJFTBD1234)	79,10	104,49					
		6 (LJFTBD124)	94,86	**125,13**	**144,87**	**170,12**	**187,90**		**110,00**
		4 (LJFTBD1)	**127,45**	**169,09**	**197,11**	**233,14**	**260,07**	**286,66**	
	LJ-UB (trecho não canalizado)	5 (LJFTBD1234)	98,43	130,73					
		6 (LJFTBD124)	112,35	148,83	176,04	210,21	232,76		
		4 (LJFTBD1)	142,63	190,04	224,91	270,73	299,82	335,61	
Guilh. Ferreira	GFLO.M	5 (LJFTBD1234)	19,39	**24,20**					
		6 (LJFTBD124)	19,39	**24,20**	**26,94**	**30,34**	**33,34**		**20,00**
		4 (LJFTBD1)	**35,42**	**47,69**	**56,25**	**67,17**	**75,31**	**83,42**	
Fidelis Reis	FRLO.M	5 (LJFTBD1234)	24,88	**33,35**					
		6 (LJFTBD124)	24,88	**33,35**	**39,01**	**46,19**	**51,51**		**28,00**
		4 (LJFTBD1)	24,88	**33,35**	**39,01**	**46,19**	**51,51**	**56,81**	
Santos Dumont	SDLO.M	5 (LJFTBD1234)	20,98	28,14					
		6 (LJFTBD124)	**36,66**	**48,57**	**56,52**	**66,57**	**74,03**		**30,00**
		4 (LJFTBD1)	**53,18**	**70,48**	**82,38**	**97,40**	**108,48**	**119,45**	

4.2.1 ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO SEGUNDO OS CENÁRIOS SIMULADOS

Apresenta-se, nesse item, uma avaliação das condições de funcionamento e operação das bacias de detenção em estudo para os diferentes cenários simulados. As Tabelas 11 e 12 referem-se a BD1 (Leopoldino de Oliveira R1 e R2); as Tabelas 13 e 14 referem-se às bacias de detenção projetadas.

Tabela 11. Eficiência de amortecimento de BD1 para os cenários 2, 3 e 4

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s]					
			Tempo de Retorno					
			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
R1	SB-06 (Entrada)	LJATBD1	14,31	21,45	26,49	33,10	38,15	43,32
		LJFTBD1CN90	18,97	27,01	32,62	40,24	46,01	51,83
		LJFTBD1	18,97	27,01	32,62	40,24	46,01	51,83
	LO-R1 (Saída)	LJATBD1	3,15	4,02	4,49	8,18	13,81	19,08
		LJFTBD1CN90	9,45	13,63	16,47	20,01	25,12	30,65
		LJFTBD1	12,18	16,61	19,56	23,21	25,90	31,14
	Amortecimento da Vazão de Pico	**LJATBD1**	**78%**	**81%**	**83%**	**75%**	**64%**	**56%**
		LJFTBD1CN90	**50%**	**50%**	**50%**	**50%**	**45%**	**41%**
		LJFTBD1	**36%**	**38%**	**40%**	**42%**	**44%**	**40%**
R2	R1-R2 (Entrada)	LJATBD1	7,40	11,04	13,69	17,16	19,68	22,34
		LJFTBD1CN90	9,45	13,63	16,47	20,01	25,12	30,65
		LJFTBD1	12,18	16,61	19,56	23,21	25,90	31,14
	LO-R2 (Saída)	LJATBD1	2,93	3,87	4,42	5,43	6,39	7,25
		LJFTBD1CN90	3,52	4,42	5,32	6,67	7,52	12,11
		LJFTBD1	4,01	4,84	5,69	7,01	9,12	17,46
	Amortecimento da Vazão de Pico	**LJATBD1**	**60%**	**65%**	**69%**	**69%**	**69%**	**68%**
		LJFTBD1CN90	**63%**	**68%**	**68%**	**68%**	**70%**	**60%**
		LJFTBD1	**67%**	**71%**	**71%**	**68%**	**65%**	**44%**

Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico da BD1-R1 para o tempo de retorno de 25 anos é de 75%, para condições de ocupação urbana atual. Em condições futuras de ocupação, com taxa máxima de impermeabilização de 80% da área (CN = 90), este valor cai para 50%, chegando a um mínimo de 42% para uma taxa máxima de impermeabilização de 90% da área. Para o tempo de retorno de 25 anos, BD1-R2, amortece um percentual equivalente a 68% da vazão de pico afluente ao reservatório, para os três cenários de uso do solo simulados. A eficiência de amortecimento de R1 e R2 é elevada mesmo para os eventos de tempo de retorno de 100 anos.

A Tabela 12 contém alguns parâmetros característicos de projeto e variáveis de funcionamento da bacia de detenção BD1 segundo os cenários de simulação 2, 3 e 4, a saber:

$C_{barragem}$: cota da crista da bacia de detenção, em metros;

$C_{vertedor}$: cota da soleira do vertedor de emergência;

C_{tulipa}: cota da soleira da tulipa;

C_{fundo}: cota de fundo da bacia de detenção, em metros;

C_{minNA}: cota mínima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

C_{maxNa}: cota máxima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

$C_{maxNA,T}$: cota máxima atingida pelo NA, segundo o tempo de retorno T, em metros;

BL: borda livre calculada pela diferença entre $C_{barragem}$ e $C_{maxNA,T}$, em metros;

$T_{cmax,T}$: tempo que a lâmina d'água leva para sair da cota mínima do NA(C_{minNA}) para a cota máxima atingida ($C_{maxNA,T}$), segundo o tempo de retorno T, em horas.

Os resultados de simulações em R1 e R2 indicam que os tempos de subida são relativamente curtos, inferiores a 3 horas. No caso de R1, eles são, por vezes, inferiores a 2 horas. Esses resultados sugerem a necessidade de adoção de medidas preventivas, de caráter educativo, sobre o funcionamento das bacias de detenção, endereçadas à população do município, com ênfase particular sobre a população que habita áreas próximas a tais estruturas. Essas medidas devem ser complementadas com a implantação de painéis explicativos junto a cada bacia de detenção, sobre seu funcionamento, e placas que alertem sobre os riscos de subida rápida das águas nessas áreas, em caso de ocorrência de chuvas.

Quanto aos órgãos extravasores da BD1-R1, a tulipa funciona como controle hidráulico para todos três cenários e o vertedor de emergência só não é acionado para o cenário de T = 25 anos em condições de ocupação urbana atual (LJATBD1). R1 funciona com borda livre inferior ao que seria recomendável (mínimo de 1,0 m) para todos dos cenários futuros

Para a BD1-R2 a tulipa somente funciona como controle hidráulico para T = 50 anos em condições de ocupação futura com taxa de impermeabilização de 90%. De fato, BD1-R2 é sub-utilizada, possuindo um volume de espera superior aos requisitados em cenários futuros, considerando-se as estruturas atuais de controle de saída. Em etapas futuras desses estudos, abordar-se-á o eventual benefício de uma maior restrição aplicada aos órgão de controle de R2 com vistas à redução dos ricos de inundação ao longo da av. Leopoldino de Oliveira.

Tabela 12. Funcionamento da bacia de detenção BD 1: alguns parâmetros e variáveis característicos

Bacia de Detenção	**Parâmetro**		**Cota**	
BD1 - R1	$C_{barragem}$		774,00	
	$C_{vertedor}$		773,00	
	C_{tulipa}		772,50	
	C_{fundo}		767,00	
	C_{maxNA}		773,00	
	C_{minNA}		769,00	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	**LJATBD1**	**772,92**	**773,19**

		LJFTBD1CN90	**773,27**	**773,50**
		LJFTBD1	**773,27**	**773,50**
	BL	LJATBD1	1,08	0,81
		LJFTBD1CN90	0,73	0,50
		LJFTBD1	0,73	0,50
	$T_{cmax,T}$	LJATBD1	2:00	1:50
		LJFTBD1CN90	1:50	1:40
		LJFTBD1	1:50	1:40
BD1 - R2	**Parâmetro**		**Cota**	
	$C_{barragem}$		774,00	
	C_{tulipa}		765,50	
	C_{fundo}		760,50	
	C_{maxNA}		766,00	
	C_{minNA}		761,50	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	**LJATBD1**	**763,74**	**764,42**
		LJFTBD1CN90	**764,64**	**765,42**
		LJFTBD1	**764,92**	**765,66**
	BL	LJATBD1	10,26	9,58
		LJFTBD1CN90	9,36	8,58
		LJFTBD1	9,08	8,34
	$T_{cmax,T}$	LJATBD1	2:50	2:50
		LJFTBD1CN90	2:50	2:40
		LJFTBD1	2:50	2:30

As Tabelas 13 e 14 contêm alguns parâmetros característicos de projeto e variáveis de funcionamento das bacias de detenção BD2, BD3 e BD4 segundo os cenários de simulação 5 e 6.

Tabela 13. Eficiência de amortecimento de BD1, BD2, BD3 e BD4 para os cenários 5 e 6

	Elemento	**Cenário**	**Vazão de Pico - Qp [m³/s]**
			Tempo de Retorno

			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
BD2	NFGF.M (Entrada)	LJFTBD124	25,69	34,61	40,61	48,23	53,91	
	NF-R1 (Saída)		5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	
BD3	SB-14 (Entrada)	LJFTBD1234	23,31	31,02				
	SB-R1 (Saída)		12,19	14,00				
BD4	PS.M (Entrada)	LJFTBD124	17,76	23,51	27,36	32,23	35,84	
	PS-R1 (Saída)		0,84	0,99	1,08	1,18	1,24	

BD2 (Guilherme Ferreira) e BD3 (Santa Beatriz) operam com controle de saída por estação elevatória, segundo projeto, com as vazões de descarga limitadas em 5,0 e 14,0 m³/s, respectivamente, segundo simulações realizadas no presente estudo. Conforme já mencionado, BD4 (Pedro Salomão) apresenta uma capacidade de amortecimento considerável, variando entre 95% e 97%.

Na Tabela 14, os parâmetros e variáveis em foco são os seguintes:

$C_{barragem}$: cota da crista da bacia de detenção, em metros;

C_{fundo}: cota de fundo da bacia de detenção, em metros;

C_{minNA}: cota mínima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

C_{maxNa}: cota máxima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

$C_{maxNA,T}$: cota máxima atingida pelo NA, segundo o tempo de retorno T, em metros;

BL: borda livre calculada pela diferença entre $C_{barragem}$ e $C_{maxNA,T}$, em metros;

$T_{cmax,T}$: tempo que a lâmina d'água leva para sair da cota mínima do NA(C_{minNA}) para a cota máxima atingida ($C_{maxNA,T}$), segundo o tempo de retorno T, em horas.

Da mesma forma que para o caso de BD1, os tempos de subida do NA para a cota máxima no caso das bacias de detenção projetadas também são relativamente curtos.

Para a BD2 percebe-se que para o tempo de retorno de 50 anos o NA máximo (762,84 m) atinge uma cota superior ao NA máximo previsto (762,00 m), resultando em uma borda livre de apenas 0,16 m. Para eventos com tempos de retorno superiores a 50 anos, BD2 extravasaria.

A condição mais crítica de funcionamento é verificada em BD3, onde a cota do NA máximo de projeto, 751,50 m, é atingida já para o evento de tempo de retorno de 5 anos, com NA na cota 751,52 m. Para eventos com tempos de retorno maiores que 5 anos a BD Santa Beatriz extravasaria.

A BD4 (Pedro Salomão) opera com borda livre adequada para os diferentes cenários simulados, mesmo considerando-se a pequena defluência permitida por seu controle de saída. Nessa etapa do estudo, não se dimensionou ainda a estrutura de vertimento de emergência para BD4.

Tabela 14. Funcionamento das bacias de detenção BD2, BD3 e BD4: alguns parâmetros e variáveis característicos

Bacia de Detenção	Parâmetro		Cota	
BD2	$C_{barragem}$		763,00	
	C_{fundo}		755,50	
	C_{maxNA}		762,00	
	C_{minNA}		755,50	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	LJFTBD124	762,05	762,84
	BL	LJFTBD124	0,95	0,16
	$T_{cmax,T}$	LJFTBD124	1:30	1:30

Bacia de Detenção	Parâmetro		Cota	
BD3	$C_{barragem}$		752,00	
	C_{fundo}		741,00	
	C_{maxNA}		751,50	
	C_{minNA}		741,00	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			2 anos	**5 anos**
	$C_{maxNA,T}$	LJFTBD1234	748,33	751,52
	BL	LJFTBD1234	3,67	0,48
	$T_{cmax,T}$	LJFTBD1234	1:10	1:20

BD4	Parâmetro		Cota	
	$C_{barragem}$		761,00	
	C_{fundo}		756,00	
	C_{maxNA}		759,30	
	C_{minNA}		756,00	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	LJFTBD124	759,65	760,02
	BL	LJFTBD124	1,35	0,98
	$T_{cmax,T}$	LJFTBD124	2:00	2:00

5. ESTUDO DA ALTERNATIVA DE AMPLIAÇÃO DO VOLUME DE ARMAZENAMENTO EM BD2 E BD4 E EMPREGO DE TÚNEIS E CANAIS DE REFORÇO

TENDO EM CONTA OS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES COM AS BACIAS DE DETENÇÃO PROJETADAS, OPTOU-SE POR CONSIDERAR AS SEGUINTES HIPÓTESES DE EMPREGO DE BACIAS DE DETENÇÃO PARA O CONTROLE DE INUNDAÇÕES NA ÁREA DE ESTUDO:

excluir BD3 (Santa Beatriz) do sistema – um estudo de alternativa de ampliação de BD3 foi realizado, não se obtendo o volume de amortecimento necessário (ver Anexo II);

ampliar os volumes de armazenamento em BD2 (Guilherme Ferreira) e BD4 (Pedro Salomão);

transferir parte dos escoamentos conduzidos pela galeria da av. Santa Beatriz para a BD4, por intermédio da implantação de um túnel;

implantar um canal de reforço ao longo do trecho de galeria do córrego das Lajes, entre a confluência Lajes-Comércio e o início do trecho do Lajes em canal natural, de forma a drenar os escoamentos provenientes do córrego do Comércio (Av. Fidélis Reis).

COM ISSO, TORNA-SE NECESSÁRIO ALTERAR OS PROJETOS DAS BACIAS BD2 E BD4 E DIMENSIONAR CANAIS SUPLEMENTARES PARA O SISTEMA DE MACRODRENAGEM EM FOCO.

5.1. MODIFICAÇÕES DE PROJETO EM BD2 E BD4

5.1.1. MODIFICAÇÕES DE PROJETO EM BD2

A Figura 21 mostra a área adicional de implantação utilizada para obter-se o aumento de volume da BD2, que para essa nova configuração, passa a ser denominada BD2N.

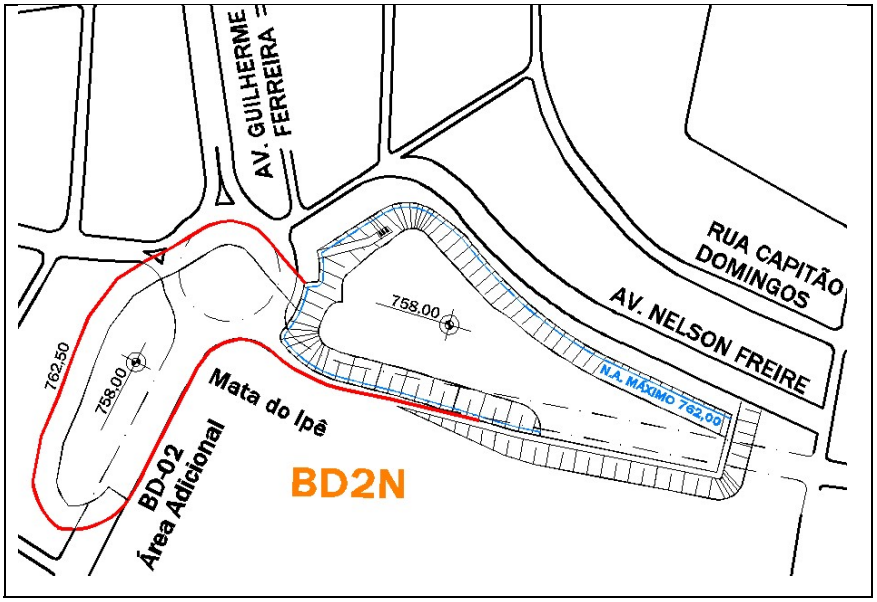


Figura 21. Nova implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2N)

A área adicional de implantação de BD2N engloba a rotatória da av. Guilherme Ferreira, parte dessa mesma avenida e uma parcela de terreno onde hoje se encontra um posto de gasolina desativado. As Figuras 22 e 23 mostram, respectivamente, as curvas cota-descarga e cota-volume de BD2N. O Quadro 10 contém, igualmente, essas informações.

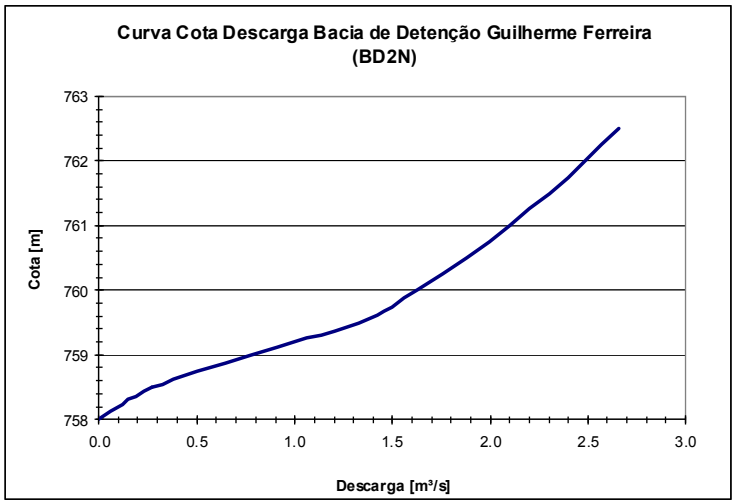


Figura 22. Curva cota-descarga da BD2N (Guilherme Ferreira) com volume adicional

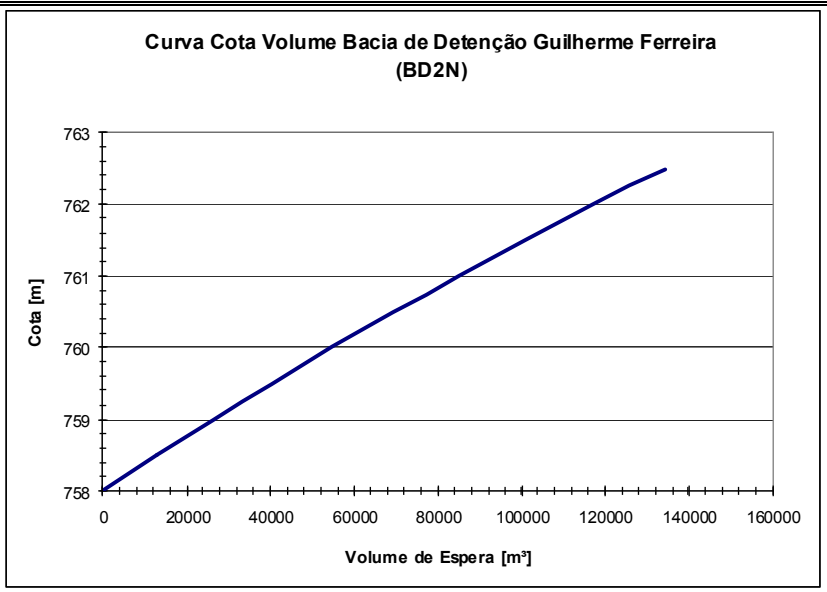


Figura 23. Curva cota-volume BD2N (Guilherme Ferreira) com volume adicional

O aumento da área de implantação da bacia de detenção permite uma redução de sua profundidade, com a cota de fundo passando da 755,50 m para a cota 758,00 m. BD2N passa a ter uma profundidade de 4 m, ao invés de 7,5 m, como no projeto original. Essa redução de profundidade possibilitará uma melhor integração urbanística da estrutura ao ambiente circunvizinho.

Na hipótese de implantação de terrenos destinados à prática de esportes na área da bacia de detenção, sua menor profundidade torna o espaço mais agradável e reduz riscos de evacuação da área em caso de subida das águas durante eventos de precipitação. Outra alternativa de projeto poderia incluir a criação de um espelho d'água, transferindo para as margens da bacia pistas para caminhada tanto quanto para a prática de ciclismo. Considerando-se a sazonalidade do regime de chuvas na região, o espelho d'água poderia ser mantido nos meses secos e, por meio de operação de comportas na estrutura de controle de saída, ter sua profundidade reduzida ou ser eliminado nos meses chuvosos. Em qualquer das hipóteses, seria recomendável a incorporação dessa área ao Parque da Mata do Ipê, aumentado sua área.

Outro fator positivo de redução de profundidade de BD2N é o fato de que seu esvaziamento pode se fazer por gravidade, implantando-se um orifício à saída da estrutura. Essa é a hipótese adotada para a construção da curva cota-descarga mostrada na Figura 22.

Quadro 10. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD2N (Guilherme Ferreira)

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]
758,00	0,00	0,00
758,50	12941,57	0,27
759,00	26363,60	0,77
759,50	40272,31	1,33
760,00	54671,91	1,63
760,50	69566,58	1,88

761,00	84962,27	2,10	
761,50	100862,95	2,30	
762,00	**117274,84**	**2,49**	NA Máximo
762,50	134215,46	2,66	

Na nova configuração proposta, o volume de armazenamento em BD Guilherme Ferreira passa de 94.196 m^3 para 117.275 m^3, com ganho de cerca de 23.000 m^3.

5.1.2. MODIFICAÇÕES DE PROJETO EM BD4

Ao descartar a utilização da bacia de detenção BD3, uma das alternativas possíveis é utilizar a bacia de detenção Pedro Salomão (BD4), acrescida de um volume de armazenamento adicional, para receber o parte dos escoamentos provenientes da sub-bacia 14, o córrego das Bicas em trecho drenado sob a Av. Santa Beatriz.

A Figura 24 mostra a área adicional de implantação BD4 que, nessa nova configuração, passa a ser denominada BD4N. Para obter-se o volume de armazenamento necessário, procedeu-se igualmente no aumento da profundidade de BD4, alterando-se sua cota de fundo de 756,00 m para 755,00 m.

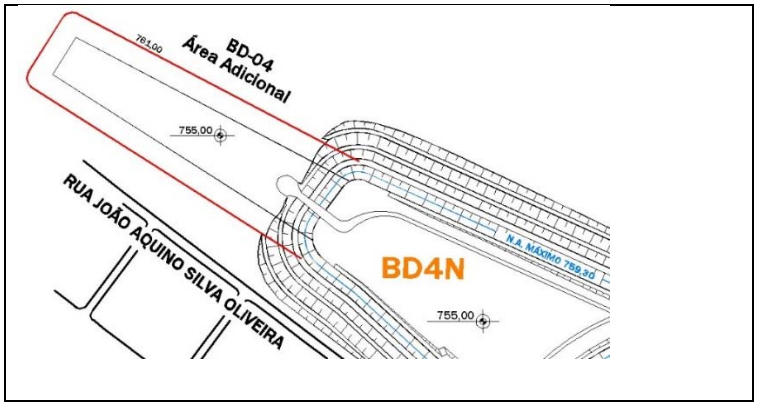


Figura 24. Nova implantação da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4N)

As Figuras 25 e 26 mostram, respectivamente, as curvas cota-descarga e cota-volume de BD4N, dados que também se encontram no Quadro 11.

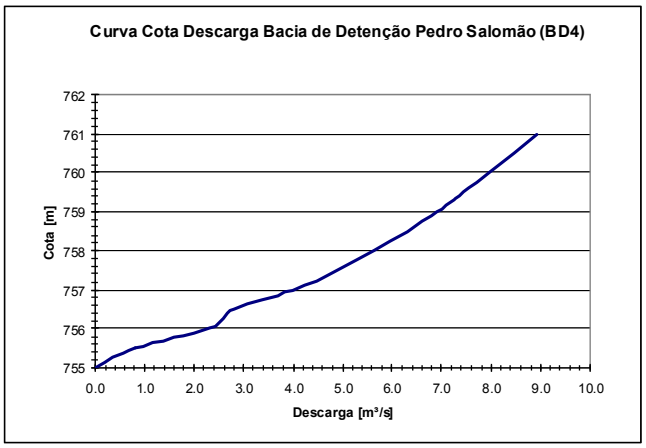


Figura 25. Curva cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

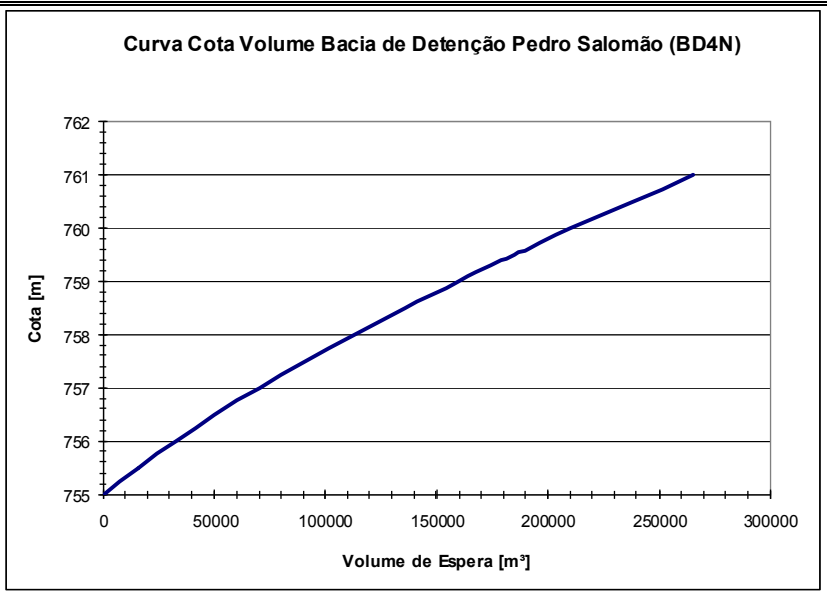


Figura 26. Curva cota-volume de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Quadro 11. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
755,00	0,00	0,00	
755,50	16033,18	0,82	
756,00	32725,41	2,32	
756,50	50578,40	2,82	
757,00	69968,09	3,99	
757,50	90931,67	4,88	
758,00	112876,66	5,64	
758,50	135794,31	6,30	
759,00	159695,06	6,90	
759,30	**174511,78**	**7,24**	NA Máximo
759,50	184589,33	7,46	
760,00	210487,54	7,97	
760,50	237400,10	8,46	
761,00	265337,69	8,91	

Na nova configuração proposta, o volume de armazenamento em BD Pedro Salomão passa de 87.983 m³ para 174.511 m³, com ganho de cerca de 86.000 m³, praticamente o dobro do volume original de projeto.

5.2. TÚNEL DE TRANSFERÊNCIA DE ESCOAMENTOS DO CÓRREGO BICAS PARA BD4N

O túnel utilizado para a transferência de escoamentos do córrego Bicas (Av. Santa Beatriz) para a BD4N, foi dimensionado tendo em conta a cota mais a jusante na galeria do córrego Bicas que permitiria o escoamento gravitacional. Com isso, o túnel drenará uma área de 2,46 km², da área total de drenagem da sub-bacia 14 (Bicas em Santa Beatriz) de 2,85 km².

O túnel tem as seguintes características de pré-dimensionamento:

Vazão de projeto de 31 m³/s;

Comprimento de 950 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00316 m/m;

Cota inicial na galeria da Av. Santa Beatriz de 758,00 m;

Cota final no reservatório da Pedro Salomão (BD4N) de 755,00 m;

5.3. CANAL DE REFORÇO FIDÉLIS REIS

Conforme será demonstrado em itens subseqüentes, a implantação de BD2N e BD4N permite atingirem-se os objetivos de controle de inundações para o evento de T = 25 anos nos córregos Igreja (Av. Guilherme Ferreira) e Bicas (Av. Santos Dumont), bem como no córrego Lajes no trecho Centro 1, entre as confluências desse cursos d'água com os córregos Igreja e do Comércio (Av. Fidélis Reis). Porém, esses objetivos não são atendidos para os trechos de jusante do Lajes (Centro II e LOJU), a partir de sua confluência com o córrego do Comércio.

Em face desses resultados, uma alternativa considerada no presente estudo foi a implantação de um canal de reforço para conduzir os escoamentos provenientes do córrego Fidélis Reis diretamente ao trecho não canalizado do córrego das Lajes.

Esse canal de reforço foi pré-dimensionado com as seguintes características:

Vazão de projeto de 39 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Seção retangular de 4,0 x 2,4 m, na hipótese de implantação de galeria convencional;

Diâmetro de 4 m, na hipótese de implantação de um túnel;

Declividade de 0,00739 m/m.

5.4. CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO COM AS BACIAS DE DETENÇÃO REDIMENSIONADAS

O Quadro 12 contém a lista, a descrição e a justificativa dos novos cenários de simulação hidrológica, tendo em vista as novas configurações de bacias de detenção e canais suplementares descritas nos itens 5.1 a 5.3.

As Figuras 27 e 28 contém os diagramas de discretização espacial da bacia hidrográfica do córrego das Lajes para as simulações hidrológicas com o emprego do modelo HEC-HMS. A Figura 27 refere-se aos cenários 7, 8 e 9 e a Figura 28-a ao cenário 10. A Figura 29-b contém o diagrama unifilar da rede de macrodrenagem segundo o cenário 10.

Quadro 12. Bacia do córrego das Lajes: cenários de simulação para as alternativas de mudança de configuração em BD2 e BD4 e implantação de canais de reforço

N.	Modelo bacia	Descrição	Objetivos
7	LJATBD12N4N-SBPS	Uso do solo atual, implantação de BD2N e BD4N, com aumento de volume de armazenamento, e transferência de parte dos escoamentos do córrego Bicas para BD4N (Pedro Salomão), por meio da implantação de um túnel.	Avaliar o funcionamento atual do sistema de macrodrenagem com a alternativa de aumento de volume das bacias de detenção BD2 e BD4 Avaliar a alternativa de transferência de parte dos escoamentos da bacia do córrego Bicas para BD4, excluindo-se BD3
8	LJFTBD12N4N-SBPSCN90	Uso do solo futuro, com CN = 90, implantação de BD2N e BD4N, com aumento de volume de armazenamento, e transferência de parte dos escoamentos do córrego Bicas para BD4N (Pedro Salomão), por meio da implantação de um túnel.	Avaliar a alternativa de aumento de volume das bacias projetadas BD2 e BD4 para controle de cheias em cenário futuro Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo para uma taxa máxima de impermeabilização de 80%
9	LJFTBD12N4N-SBPS	Uso do solo futuro, segundo Plano Diretor (90% de impermeabilização), implantação de BD2N e BD4N, com aumento de volume de armazenamento e transferência de parte dos escoamentos do córrego Bicas para BD4N (Pedro Salomão), por meio da implantação de um túnel.	Avaliar a alternativa de aumento de volume das bacias projetadas BD2 e BD4 para controle de cheias em cenário futuro Servir de referência para a avaliação de alternativas de controle de cheias em cenário futuro Fornecer subsídios ao planejamento do uso do solo pela simulação dos impactos de adoção de uma taxa máxima de impermeabilização de 90%
10	LJFTBD12N4N-SBPSFR90	Uso do solo futuro, com CN = 90, implantação de BD2N e BD4N, com aumento de volume de armazenamento e transferência de parte dos escoamentos do córrego Bicas para BD4N (Pedro Salomão), por meio da implantação de um túnel. Considera também a implantação de um canal de reforço (túnel ou galeria convencional) conduzindo toda a contribuição do córrego do Comércio (av. Fidelis Reis) para trecho em canal natural do córrego das Lajes.	Equivalente ao cenário 8, incluindo a avaliação da eficiência em controle de cheias da implantação de um canal de reforço recebendo a contribuição da av. Fidelis Reis

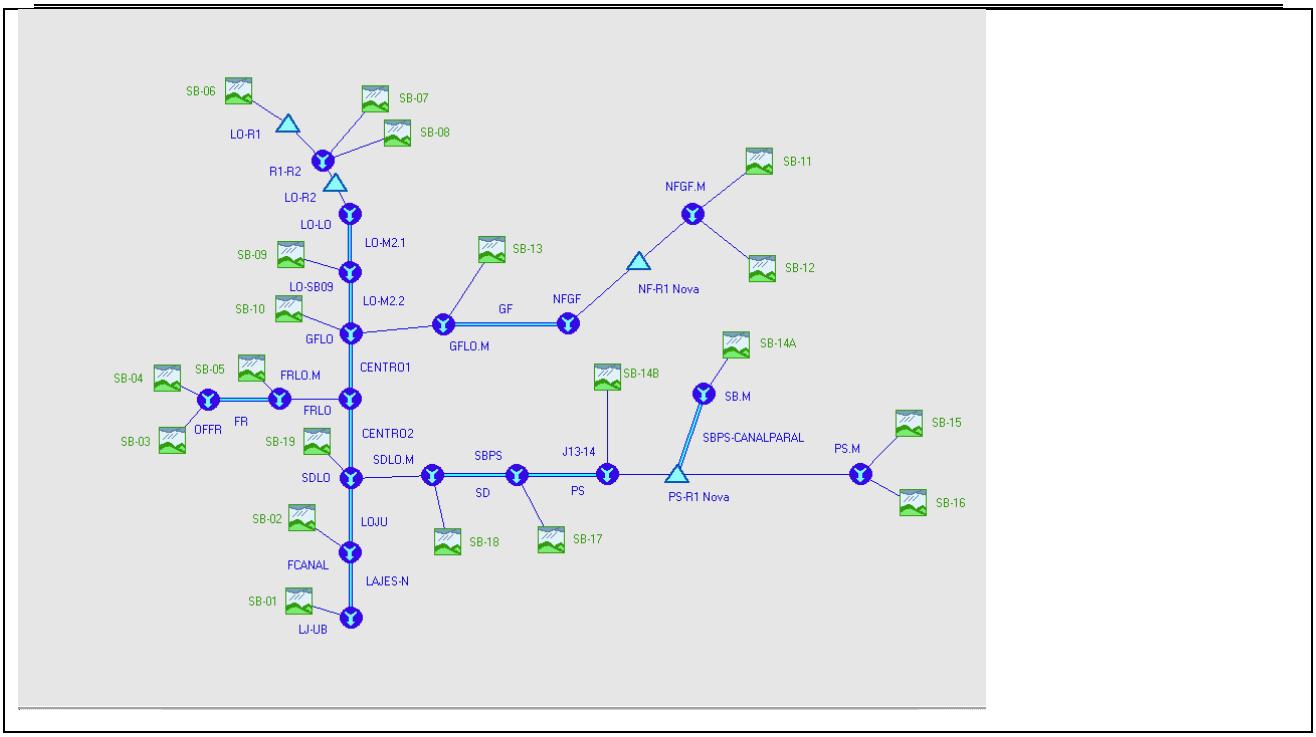


Figura 27. Bacia hidrográfica do cor. das Lajes: discretização espacial para os cenários 7, 8 e 9

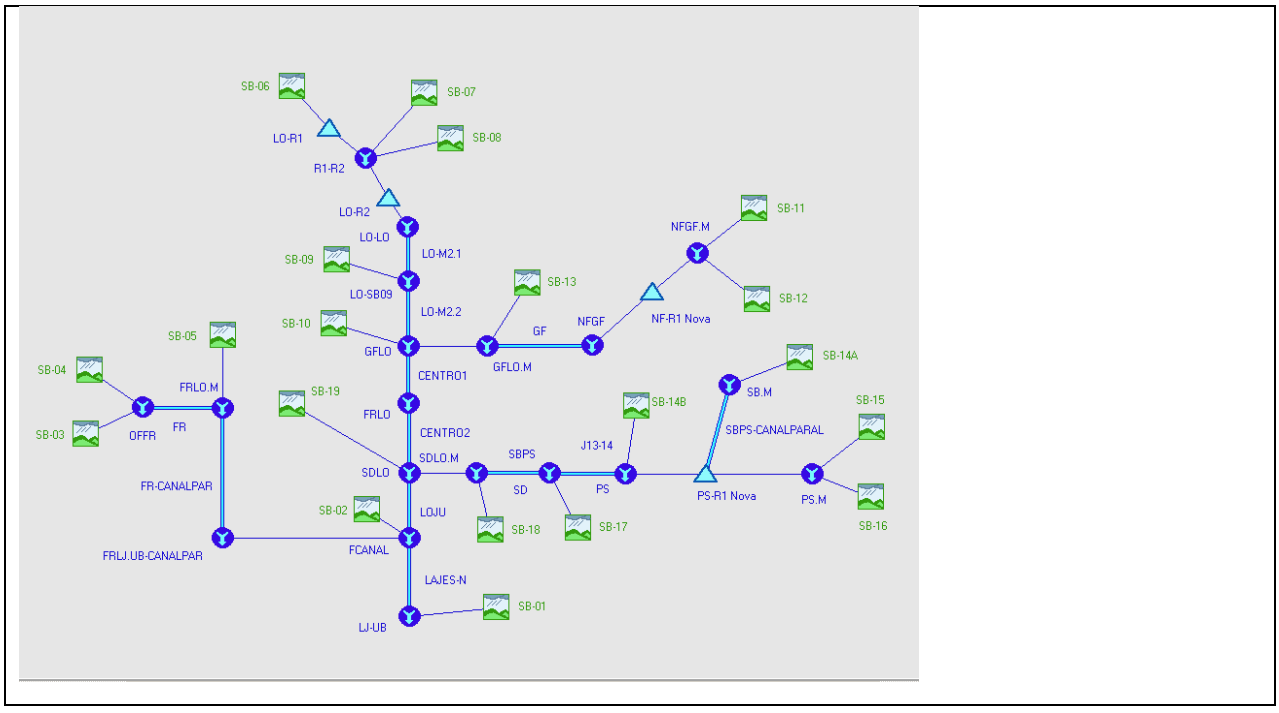


Figura 28-a. Bacia hidrográfica do cor. das Lajes: discretização espacial para o cenário 10

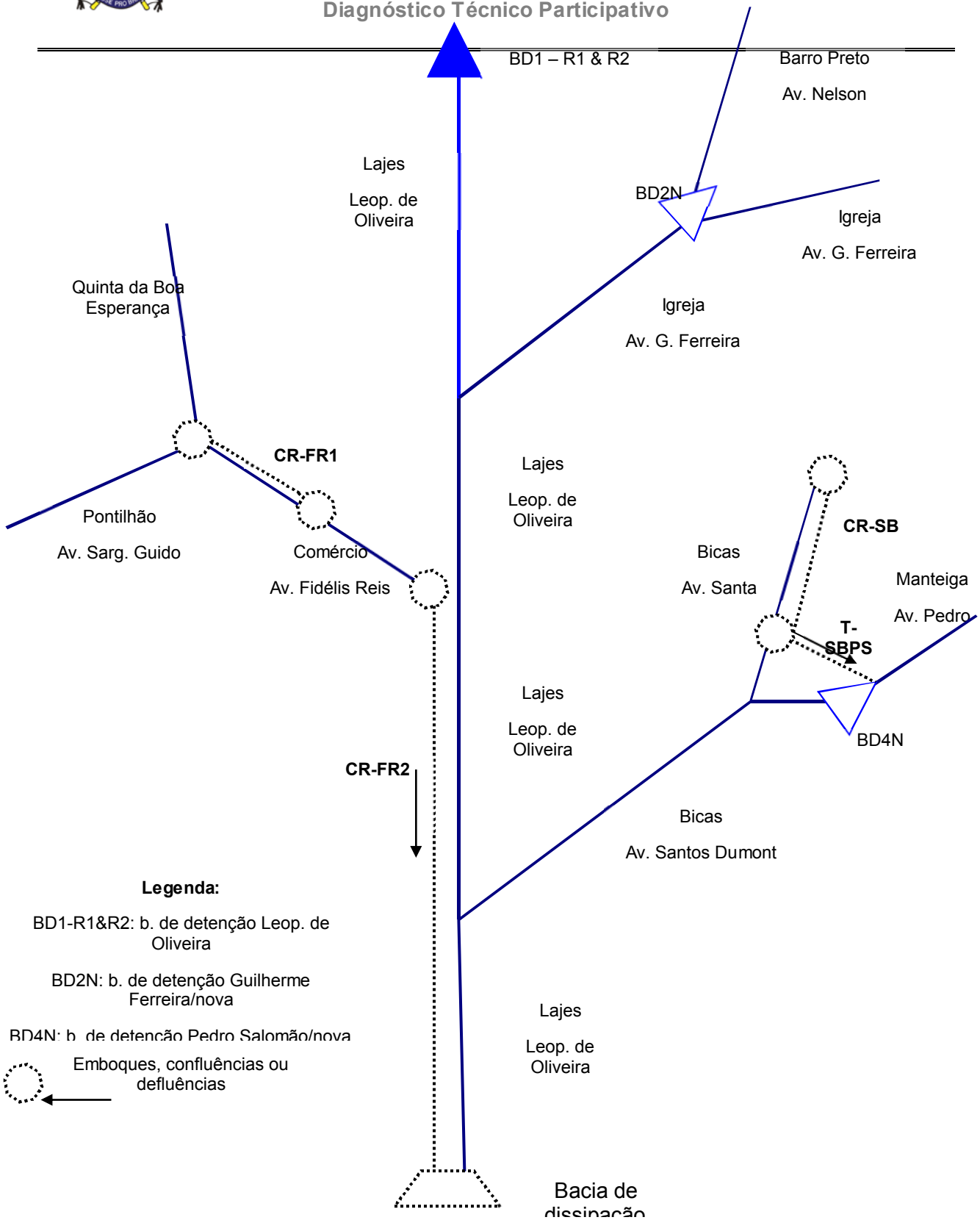


Figura 28-b. Bacia hidrográfica do cor. das Lajes: diagrama unifilar para o cenário 10

5.5. SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS DOS CENÁRIOS 7 A 10: RESULTADOS

A Tabela 15 contém as vazões de pico para os cenários 7, 8 e 9, para o evento de tempo de retorno de 25 anos e duração de precipitação de 1,5 horas, para trechos escolhidos do sistema de drenagem em foco. Os resultados completos das simulações desses cenários encontram-se no Anexo III.

Tabela 15. Cenários 7, 8 e 9: Vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno 25 anos	Vazão Adm. [m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	5,43	**25,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	6,98	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	7,01	
	LO-M2.2	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	7,74	**25,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	9,00	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	10,99	
	CENTRO1	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	39,26	**60,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	43,12	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	52,25	
	CENTRO2	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	**69,96**	**55,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	**76,77**	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	**96,58**	
	LOJU	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	95,92	**110,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	106,52	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	**129,31**	
	LJ-UB (trecho não canalizado)	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	124,70	
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	154,54	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	172,00	
Guilh. Ferreira	GFLO.M	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	17,07	**20,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	18,16	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	**22,48**	
Fidelis Reis	FRLO.M	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	**34,22**	**28,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	**38,30**	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	**46,19**	

Santos Dumont	SDLO.M	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	24,15	**30,00**
		8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	27,51	
		9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	**34,49**	

Os resultados listados na Tabela 15 evidenciam os benefícios do emprego das bacias de detenção sobre a redução dos riscos de inundação na área de estudo. Entretanto, essas estruturas não são suficientes para que se atinjam os objetivos de controle de cheias pré-estabelecidos em todos os trechos do sistema de macrodrenagem. O trecho Centro II, entre as confluências Lajes-Comércio e Lajes-Bicas (Av. Leopoldino de Oliveira, entre Av. Fidélis Reis e Av. Santos Dumont), extravasa em qualquer dos cenários simulados. Nos trechos de jusante dos canais Igreja (GFLO.M – Av. Guilherme Ferreira) e Bicas (SDLO.M – Av. Santos Dumont) os objetivos de controle de cheias são atingidos desde que se considere o cenário de uso do solo correspondente a CN = 90 (taxa de impermeabilização de 80%), evidenciando os benefícios do controle da ocupação do solo.

Um problema recorrente em todos os cenários é a insuficiência do canal do córrego do Comércio (Av. Fidélis Reis). Conforme o relatório de diagnóstico, a insuficiência nessa galeria encontra-se localizada em um trecho de cerca de 300 m de extensão, a jusante da confluência do Comércio com o Pontilhão (Av. Sargento Guido) e em sua confluência com o Lajes. Uma visita à bacia dos córrego do Comércio não permitiu identificarem-se locais propícios à implantação de bacias de detenção. Com isso, como descrito em parágrafos subseqüentes, esse problema terá de ser tratado por intermédio de canais de reforço ou alargamento do mencionado trecho de 300,0 m da galeria existente.

A Tabela 16 contém as vazões de pico para os cenários 8 (sem canal de reforço Fidélis Reis ao longo da Av. Guilherme Ferreira) e 10 (com a implantação do canal de reforço Fidélis Reis ao longo da Av. Guilherme Ferreira), igualmente para o evento de tempo de retorno de 25 anos e duração de precipitação de 1,5 horas, para trechos escolhidos do sistema de drenagem em foco. Os resultados completos das simulações desses cenários encontram-se no Anexo III.

Tabela 16. Cenários 8 e 10: Vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno 25 anos	Vazão Adm. [m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	6,98	25,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	6,98	
	LO-M2.2	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	9,00	25,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	9,00	
	CENTRO1	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	43,12	60,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	43,12	
	CENTRO2	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	**76,77**	55,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	42,87	
	LOJU	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	106,52	110,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	71,99	

	LJ-UB (trecho não canalizado)	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	154,54	
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	154,31	
Guilh. Fer.	GFLO.M	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	18,16	20,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	18,16	
Fid. Reis	FRLO.M	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	**38,30**	28,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	**38,30**	
Sant. Dum.	SDLO.M	8 (LJFTBD12N4N-SBPSCN90)	27,51	30,00
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	27,51	

Constata-se que o cenário 10 é em uma alternativa eficiente de controle de cheias na área em estudo, tomando-se por referência o evento de tempo de retorno de 25 anos, com precipitação de projeto de duração 1,5 horas e uso do solo limitado a uma taxa de impermeabilização de 80%, implicando em um parâmetro CN = 90.

5.6. CENÁRIO 10: COMPLEMENTOS

As análises realizadas para os itens precedentes (cenário 7 a 10) enfocaram os trechos das canalizações existentes controlados pelas bacias de detenção previstas para o sistema. Entretanto, conforme evidenciado no estudo de diagnóstico (Relatório 2), vários dos trechos não controlados pelas bacias de detenção previstas não atendem ao requisito de transporte de escoamentos do evento de projeto. São os seguintes trechos:

córrego Barro Preto, na Av. Nelson Freire;

córrego Pontilhão, na Av. Sargento Guido;

córrego Quinta da Boa Esperança, na Av. Odilon Fernandes;

córrego do Comércio, na Av. Fidélis Reis;

córrego da Igreja, na Av. Santa Beatriz.

Os córregos do Comércio e da Igreja, na Av. Santa Beatriz, necessitam de canais de reforço porque mesmo com a redução do coeficiente de rugosidade e o eventual aumento de declividade obtido com a eliminação de seqüências de degraus nas galerias existentes, não se atinge um acréscimo suficiente de capacidade de condução de escoamentos que permita conduzir por elas, sem a ocorrência de extravasamentos, as vazões máximas de projeto. Os canais de reforço, para esses casos, encontram-se representados na Figura 28-b. Um dimensionamento preliminar dessas estruturas foi realizado, as dimensões obtidas serão fornecidas em itens subseqüentes.

Dados cadastrais completos das galerias dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão não se encontram disponíveis, impedindo a adequada avaliação dos riscos de inundação nesses trechos.

No caso do córrego Barro Preto, a galeria tem capacidade de transporte da vazão de pico do evento de T = 10 anos em cenário futuro de uso do sono (CN = 90). Pressupondo-se a melhoria das condições de confluência do Barro Preto com o córrego da Igreja, ou mesmo a implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira, a recuperação estrutural da galeria e obras de reconformação de seu leito, eliminando-se degraus, a mesma adquire condições operacionais suficientes para atender ao objetivo de condução da vazão de pico do evento de projeto, sem extravasamento.

5.7. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO REDIMENSIONADAS

AS TABELAS 17 E 18 POSSIBILITAM UMA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DAS BACIAS DE DETENÇÃO GUILHERME FERREIRA (BD2N) E PEDRO SALOMÃO (BD4N) REDIMENSIONADAS CONFORME DESCRITO EM ITENS ANTERIORES, PARA OS CENÁRIOS 7 (USO DO SOLO ATUAL), 9 (USO DO SOLO FUTURO COM TAXA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE 90%) E 10 (USO DO SOLO FUTURO COM TAXA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE 80%), PARA O EVENTO DE PROJETO (T = 25 ANOS E DURAÇÃO CRÍTICA DA PRECIPITAÇÃO DE 1,5 H). O CENÁRIO 10 INCLUI, IGUALMENTE, O CANAL DE REFORÇO FIDÉLIS REIS, PORÉM ESTE, OBVIAMENTE, NÃO INTERFERE SOBRE O FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO EM FOCO.

Os resultados mostrados na Tabela 17 permitem concluir pela elevada eficiência de amortecimento de cheias das bacias de detenção redimensionadas.

Tabela 17. Eficiência de amortecimento de BD2N e BD4N segundo os cenários 7, 9 e 10

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s]
			Tempo de Retorno
			25 anos
BD2N	NFGF.M (Entrada)	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	34,06
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	48,23
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	39,45
	NF-R1 (Saída)	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	2,19
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	2,61
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	2,36
	Percentual de Amortecimento da Vazão de Pico	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	**95%**
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	**95%**
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	**95%**
BD4N	PS.M (Entrada) + SBPS-CANALPARAL (Entrada)	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	51,50
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	69,05
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	56,96
	PS-R1 (Saída)	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	6,32
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	7,55
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	6,70
	Percentual de Amortecimento da Vazão de Pico	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	**88%**
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	**88%**
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	**89%**

A Tabela 18 apresenta alguns parâmetros característicos do funcionamento das bacias de detenção em estudo, segundo os cenários 7, 9 e 10, a saber:

$C_{barragem}$: cota da crista da bacia de detenção, em metros;

C_{fundo}: cota de fundo da bacia de detenção, em metros;

C_{minNA}: cota mínima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

C_{maxNa}: cota máxima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

$C_{maxNA,T}$: cota máxima atingida pelo NA, segundo o tempo de retorno T, em metros;

BL: borda livre calculada pela diferença entre $C_{barragem}$ e $C_{maxNA,T}$, em metros;

$T_{cmax,T}$: tempo que a lâmina d'água leva para sair da cota mínima do NA(C_{minNA}) para a cota máxima atingida ($C_{maxNA,T}$), segundo o tempo de retorno T, em horas.

Tabela 18. Funcionamento de BD2N e BD4N: alguns parâmetros e variáveis característicos

Bacia de Detenção	**Parâmetro**		**Cota**
BD2N	$C_{barragem}$		763,00
	C_{fundo}		758,00
	C_{maxNA}		762,00
	C_{minNA}		758,00
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**
			25 anos
	$C_{maxNA,T}$	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	761,24
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	762,36
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	761,66
	BL	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	1,76
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	0,64
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	1,34
	$T_{cmax,T}$	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	1:50
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	1:50
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	1:50
BD4N	**Parâmetro**		**Cota**
	$C_{barragem}$		761,00
	C_{fundo}		755,00
	C_{maxNA}		759,30
	C_{minNA}		755,00
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**

			25 anos
	$C_{maxNA,T}$	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	758,51
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	759,59
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	758,84
	BL	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	2,49
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	1,41
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	2,16
	$T_{cmax,T}$	7 (LJATBD12N4N-SBPS)	1:50
		9 ((LJFTBD12N4N-SBPS)	1:50
		10 (LJFTBD12N4N-SBPSFR90)	1:50

Os valores listados na Tabela 18 indicam que as bacias de detenção BD2N e BD4N apresentam condições de funcionamento adequadas para o evento de projeto, com borda livre sempre superior a 1,0 m. Os tempos de subida do NA são reduzidos (1 hora e 50 minutos) requerendo, portanto, as medidas de segurança e controle de risco de acidentes com usuários das área de implantação dessas estruturas, conforme já mencionado em itens anteriores.

6. ESTUDO DA ALTERNATIVA DE EMPREGO DE CANAIS DE REFORÇO: TÚNEIS

Outra alternativa de controle de inundações na bacia do córrego das Lajes é o de implantação de canais de reforço para a condução de excedentes de escoamentos não drenados pelo sistema de macrodrenagem atual. Nessa alternativa, não se contempla, portanto, o emprego de bacias de detenção.A implantação dos canais de reforço poderá fazer-se segundo dois métodos construtivos:galerias convencionais construídas em paralelo às galerias existentes;túneis escavados ao longo dos eixos dos fundos de vale ou, segundo a melhor opção técnica e econômica, implantados em outros eixos.No caso de emprego de túneis, emboques para a admissão de vazões excedentes devem ser implantados por intermédio da construção de poços junto às galerias existentes, nas seções de captação. Nas galerias, deverão ser implantadas estruturas laterais de vertimento, ou seja vertedores laterais, pelos quais os túneis serão alimentados. Os túneis são convenientes, tendo em conta a geologia local, com presença de rocha basáltica sã, e as facilidades construtivas que apresentam, oferecendo flexibilidade de eixos de implantação, o que permite avaliarem-se diferentes configurações para a rede de canais de macrodrenagem, e reduzindo consideravelmente as interferências de implantação de canais de reforço sobre outras redes urbanas (sistema viário, redes de utilidades urbanas), bem como sobre as atividades comerciais e outras do meio urbano.A proposta de uso de túneis para a implantação de canais de reforço foi feita por intermédio dos Consultores do Painel de Segurança de Barragens (Relatório Projeto Água Viva – 1ª Reunião do Painel de Segurança de Barragens, UPP/CODAU-PMU" de Dezembro de 2004).Evidentemente, a adoção de soluções construtivas combinando o emprego de túneis e galerias convencionais também pode ser examinada, em função das dimensões de canais de reforço, dos custos de implantação de cada solução e de problemas de interferências. No presente item, aborda-se a alternativa de emprego de túneis como canais de reforço.

6.1. Túneis como canais de reforço: cenários

O Quadro 13 contém a descrição dos cenários 11 e 12 simulados no presente estudo segundo a hipótese de implantação de canais de reforço por meio de túneis. As Figuras 29-a e 30-a ilustram os diagramas dos modelos de discretização espacial empregados na simulação hidrológica com o modelo HEC-HMS dos cenários 11 e 12, respectivamente.

Quadro 13. Bacia do córrego das Lajes: estudo de alternativas de controle de cheias por intermédio da implantação de túneis

N.	Modelo bacia	Descrição	Objetivos
11	LJFTBD1FRGF-SBPSCP90	Uso do solo futuro, com CN = 90. Considera a utilização de dois túneis. Um dos túneis, com emboque na confluência Barro Preto-Igreja (rotatória da av. Guilherme Ferreira), recebendo as contribuições das sub-bacias 11 e 12, e com uma segundo poço de captação para receber as contribuições do córrego do comércio (av. Fidélis Reis, sub-bacias 3, 4 e 5). O segundo túnel teria emboque na confluência dos córregos Bicas e Manteiga, na rotatória entre as avenidas Santa Beatriz, Pedro Salomão e Santos Dumont. O deságüe de ambos os túneis seria no trecho em canal natural do córrego das Lajes.	Avaliar a alternativa de controle de cheia apenas com a utilização de túneis, eliminando-se as bacias de detenção BD2N e BD4N.
12	LJFTBD1FR-GFSBPSCP90	Uso do solo futuro, com CN = 90. Considera a utilização de dois túneis. Um deles recebe toda a contribuição do córrego do Comércio, com emboque junto ao cruzamento das avenidas Fidelis Reis e Leopoldino de Oliveira e deságüe no trecho em canal natural do córrego das Lajes. O segundo túnel receberia as contribuições das sub-bacias 11 e 12, com emboque na confluência Barro Preto-Igreja (rotatória da av. Guilherme Ferreira), tendo um segundo poço de captação na confluência dos córregos Bicas e Manteiga, na rotatória entre as avenidas Santa Beatriz, Pedro Salomão e Santos Dumont, recebendo as contribuições das sub-bacias 14, 15, 16 e 17, com deságue no trecho em canal natural do córrego das Lajes.	Avaliar a alternativa de controle de cheia apenas com a utilização de túneis, eliminando-se as bacias de detenção BD2N e BD4N.

As Figuras 29-b e 30-b ilustram os diagramas unifilares da rede de canais, com canais de reforço em túneis, segundo os cenários 11 e 12, respectivamente. Nessas figuras, vêem-se, igualmente, alguns trechos de galerias convencionais concebidas como canais de reforço de pequenos afluentes (galerias das avenidas Santa Beatriz, Pedro Salomão, Fidélis Reis-montante). No presente item, trata-se apenas da concepção da solução com emprego de túneis. O dimensionamento dessas galerias será abordado em itens subseqüentes.

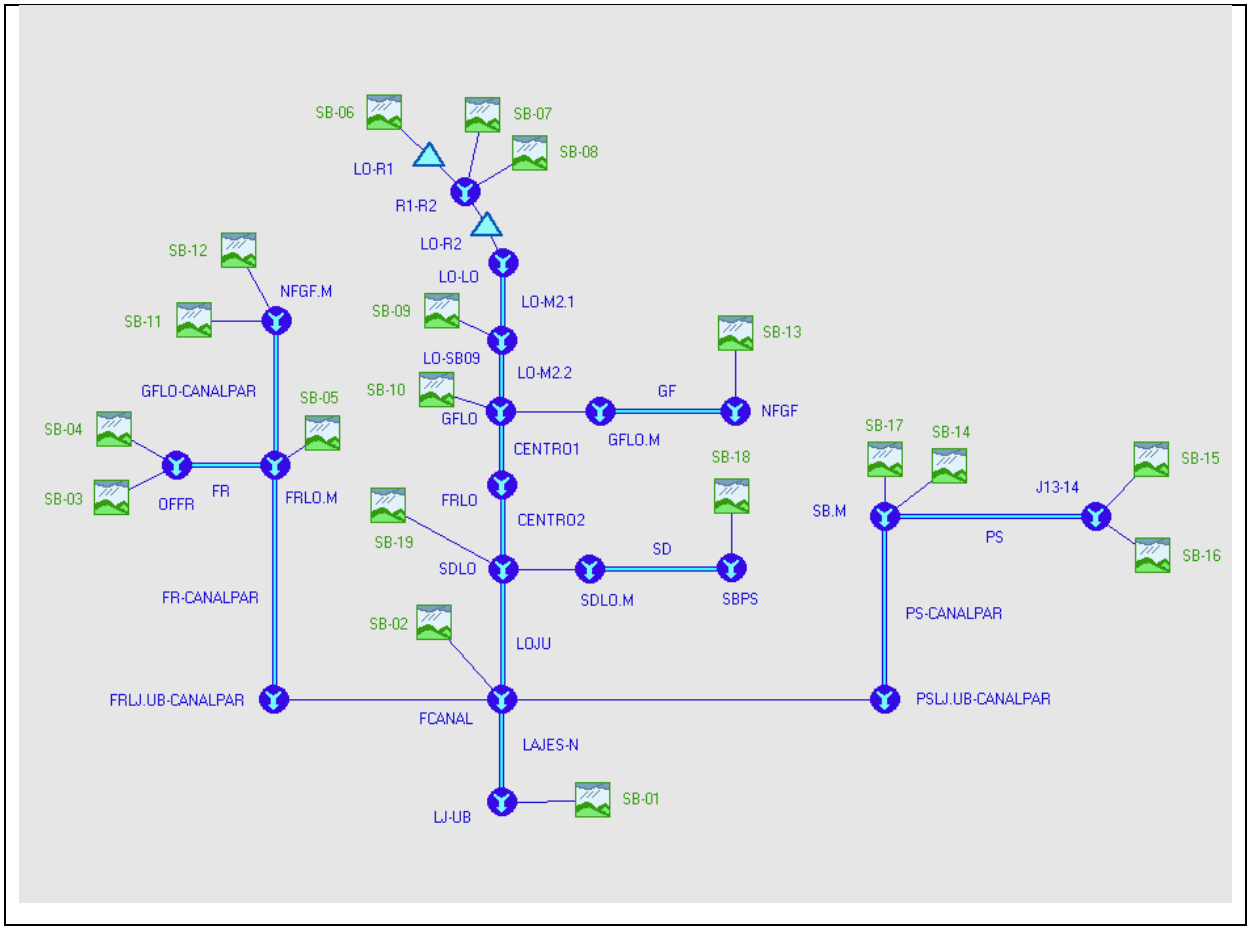


Figura 29-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização espacial para o cenário 11

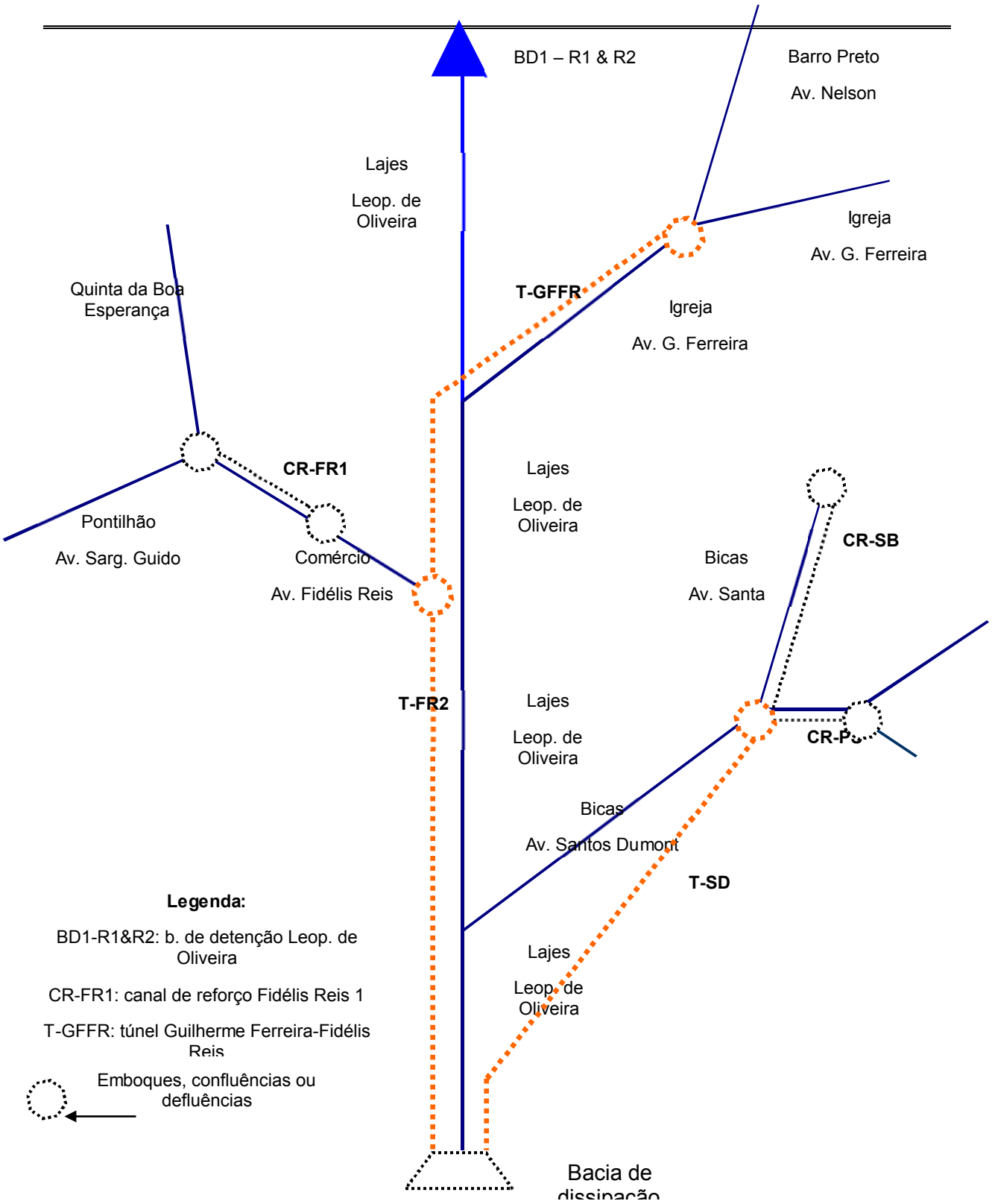


Figura 29-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar para o cenário 11

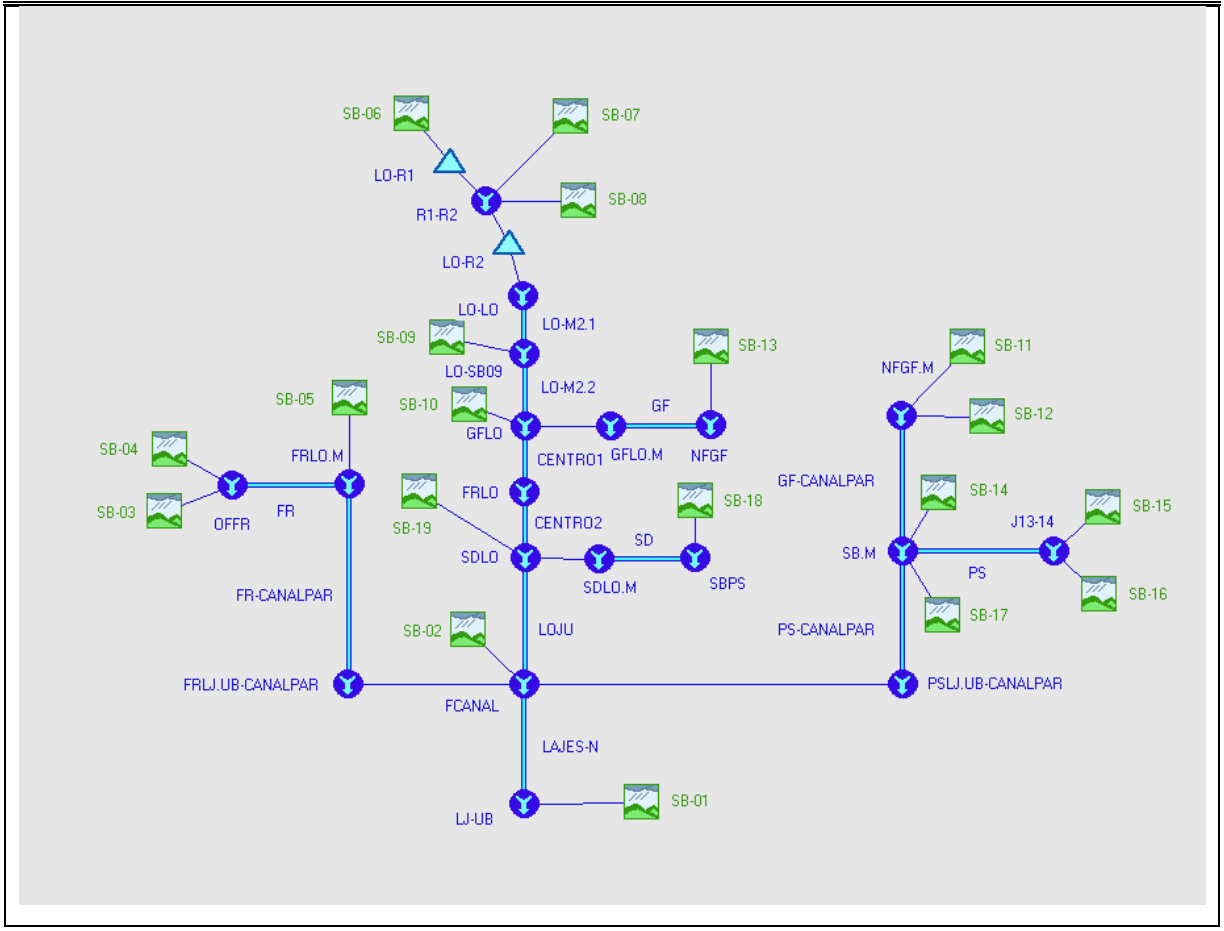


Figura 30-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização espacial para o cenário 12

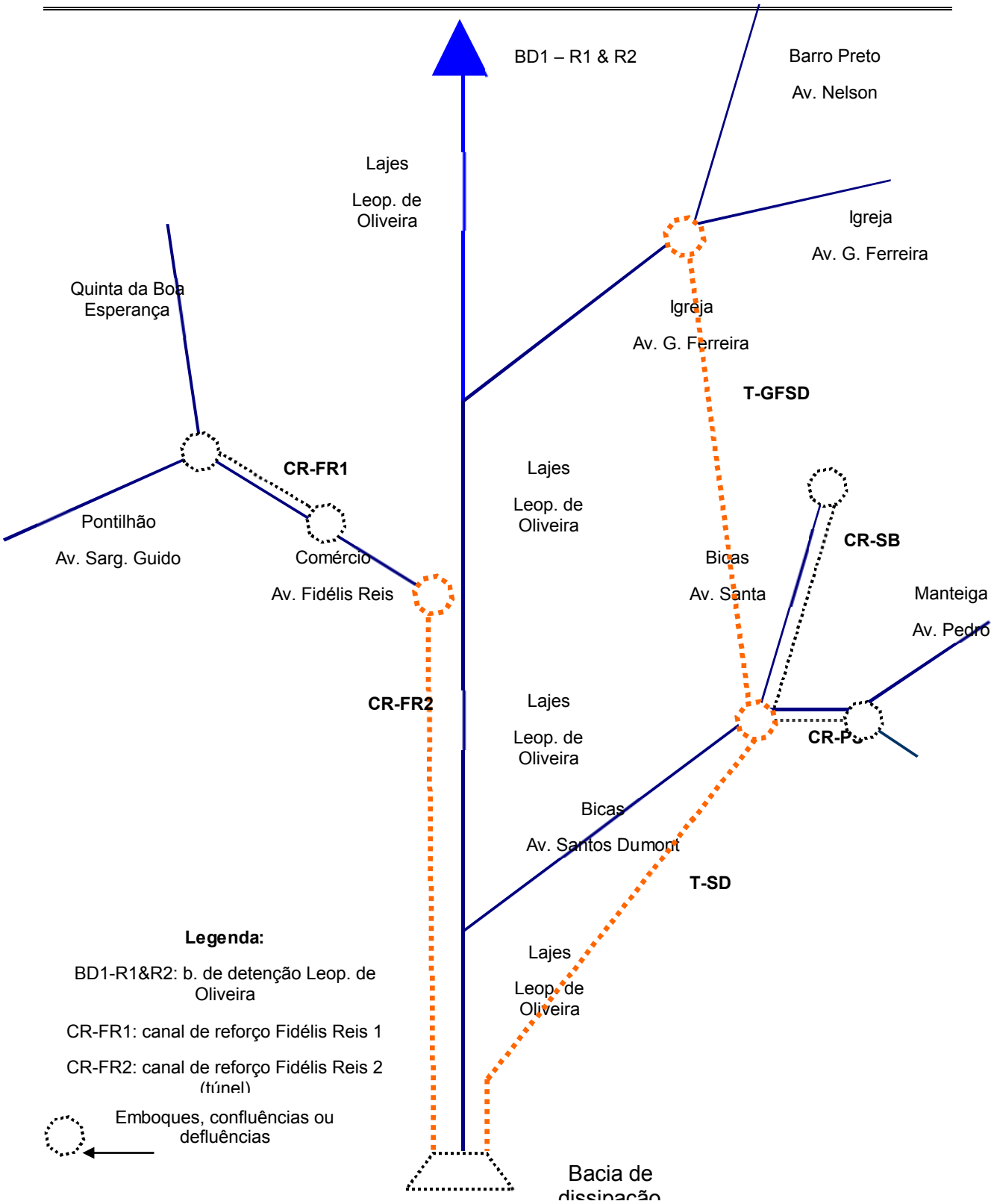


Figura 30-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar para o cenário 12

6.2. Cenário 11: pré-dimensionamento hidráulico de túneis

Com base nas vazões de pico estimadas na etapa de diagnóstico (Relatório 2) e em dados topográficos disponibilizados pela Prefeitura de Uberaba, foi possível elaborar um pré-dimensionamento dos túneis dos cenários 11 e 12. No presente item, descreve-se o pré-dimensionamento realizado para o cenário 11.

O cenário 11 pressupõe a implantação de dois túneis. Um túnel segue o eixo Av. Guilherme Ferreira – Av. Leopoldino de Oliveira e drena as sub-bacias 11 (córrego Barro Preto – Av. Nelson Freire), 12 (córrego Igreja em trecho de montante da Av. Guilherme Ferreira), 03, 04 e 05 (bacia do córrego do Comércio – Av. Fidelis Reis). O outro túnel drena as sub-bacias 14 (córrego das Bicas, em trecho sob a Av. Santa Beatriz), 15 e 16 (córrego da Manteiga – Av. Pedro Salomão).

O túnel Guilherme Ferreira – Leopoldino de Oliveira é dividido em dois trechos. O primeiro deles, no eixo da Guilherme Ferreira, recebeu no modelo HEC-HMS a denominação GFLO-CANALPAR e no diagrama da Figura 29-b, T-GFFR. Ele drena uma área de 2,97 km² (sub-bacias 11 e 12) recebendo uma vazão de pico de 37,7 m³/s, para o evento de projeto e cenário futuro com taxa de impermeabilização máxima de 80% (CN = 90). Esse trecho foi simulado com as seguintes especificações de pré-dimensionamento:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1700 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01118 m/m.

O segundo trecho do túnel Guilherme Ferreira – Leopoldino de Oliveira recebe as contribuições do córrego do Comércio (sub-bacias 03, 04 e 05), drenando uma área total de 5,71 km², com vazão de pico de 74,0 m³/s para o evento de projeto e cenário futuro com taxa de impermeabilização máxima de 80% (CN = 90). Esse trecho, denominado T-FR2 (Figura 29-b) foi simulado com as seguintes especificações de pré-dimensionamento:

Vazão de projeto de 74,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

Esse trecho do túnel funcionará em regime de escoamento sob pressão. Admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso o presente cenário seja o adotado como controle de cheias, a elaboração do projeto do túnel indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar a opção por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego das Lajes (aumento da declividade de T-SD), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia.

O túnel que drena as sub-bacias 14, 15 e 16, designado como PS-CANALPAR no modelo HEC-HMS e T-SD no diagrama da Figura 29-b, atende uma área de drenagem de 5,01 km², recebendo uma vazão de pico de 65,8 m³/s para o evento de projeto e cenário futuro com taxa de impermeabilização máxima de 80% (CN = 90). Esse túnel foi simulado com as seguintes especificações de dimensionamento:

Vazão de projeto de 66,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

6.3. Cenário 12: pré-dimensionamento hidráulico de túneis

No presente item, descreve-se o pré-dimensionamento dos túneis previstos no cenário 12. Como no caso do cenário 11, o cenário 12 pressupõe a implantação de dois túneis. Um túnel conduz os escoamentos provenientes das sub-bacias 11 (córrego Barro Preto – Av. Nelson Freire), 12 (córrego Igreja em trecho de montante da Av. Guilherme Ferreira), 14 (córrego das Bicas, em trecho sob a Av. Santa Beatriz), 15 e 16 (córrego da Manteiga – Av. Pedro Salomão). O outro túnel drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (sub-bacias 03, 04 e 05 – Av. Fidelis Reis), como no cenário 10.

O primeiro túnel é dividido em dois trechos. O primeiro deles conecta as sub-bacias 11 e 12 à rotatória entre as avenidas Santa Beatriz, Pedro Salomão e Santos Dumont, tendo recebido, no modelo HEC-HMS, a denominação GF-CANALPAR, e no diagrama da Figura 30-b, T-GFSD. Ele drena uma área de 2,97 km² (sub-bacias 11 e 12) recebendo uma vazão de pico de 37,7 m³/s, para o evento de projeto e cenário futuro com taxa de impermeabilização máxima de 80% (CN = 90). Esse trecho foi simulado com as seguintes especificações de dimensionamento:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1620 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00679 m/m.

O segundo trecho desse túnel capta os escoamentos provenientes das avenidas Santa Beatriz e Pedro Salomão (sub-bacias 14,15 e 16), totalizando uma área de drenagem de 7,98 km² e uma vazão de pico de 102,4 m³/s, para o evento de projeto e cenário futuro com taxa de impermeabilização máxima de 80% (CN = 90). Esse trecho, designado como PS-CANALPAR no modelo HEC-HMS e T-SD no diagrama da Figura 30-b, foi simulado com as seguintes especificações de dimensionamento:

Vazão de projeto de 103,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

Esse trecho do túnel funciona em regime de escoamento sob pressão. Conforme mencionado para o cenário 11, admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso a alternativa 5 seja a adotada, a elaboração do projeto indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar opções por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego Lajes (aumento da declividade de T-SD)), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia, ou a redução da vazão de projeto de T-SD, uma vez que a galeria da Av. Santos Dumont, para a alternativa aqui simulada, funciona com certa folga. De fato, é possível transferir cerca de 13 m^3/s a mais para essa galeria, reduzindo-se a vazão por T-SD para 90 m^3/s.

O túnel que drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (sub-bacias 03, 04 e 05 – Av. Fidelis Reis) é o mesmo pré-dimensionado para a simulação do cenário 10 (T-FR2), tendo as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 39,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

6.4. Resultados das simulações com emprego de túneis como canais de reforço

A Tabela 19 contém as vazões de pico referentes ao evento de projeto (T = 25 anos e precipitação com duração de 1,5 h) em trechos selecionados do sistema de macrodrenagem, para o cenário 11. Constata-se que essa alternativa permite o controle de inundações segundo os objetivos de projeto. O cenário permite uma redução significativa de vazões na maioria dos trechos de galerias existentes, sugerindo a possibilidade de emprego do conceito de implantação dos interceptores de esgotos dentro dessas galerias.

Tabela 19. Cenário 11: vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem e túneis

	Elemento	Vazão de Pico - Qp Tempo de Retorno 25 anos	Vazão Adm. [m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	7,0	25,00
	LO-M2.2	9,0	25,00
	CENTRO1	42,0	60,00
	CENTRO2	42,0	55,00
	LOJU	57,1	110,00
	LJ-UB (trecho não consolidado)	237,8	
Guilh. Fer.	GFLO.M	17,1	20,00
Fid. Reis	FRLO.M	**38,3**	28,00
Sant. Dum.	SDLO.M	14,5	30,00
Túneis	PS-CANALPAR	65,8	
	GFLO-CANALPAR	37,7	
	FR-CANALPAR	72,1	

A Tabela 20 contém as vazões de pico referentes ao evento de projeto (T = 25 anos e precipitação com duração de 1,5 h) em trechos selecionados do sistema de macrodrenagem, para o cenário 12. Também nesse caso, constata-se que a alternativa permite o controle de inundações segundo os objetivos de projeto. Da mesma forma, o cenário permite uma redução significativa de vazões na maioria dos trechos de galerias existentes, igualmente sugerindo a

possibilidade de emprego do conceito de implantação dos interceptores de esgotos dentro dessas galerias.

Tabela 20. Cenário 12: vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem e túneis

	Elemento	Vazão de Pico - Qp Tempo de Retorno 25 anos	Vazão Adm. [m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	7,0	22,00
	LO-M2.2	9,0	22,00
	CENTRO1	42,0	60,00
	CENTRO2	42,0	55,00
	LOJU	57,1	110,00
	LJ-UB	238,4	
Guilh. Fer.	GFLO.M	17,1	20,00
Fid. Reis	FRLO.M	**38,3**	28,00
Sant. Dum.	SDLO.M	14,5	30,00
Túneis	GF-CANALPAR	37,8	
	PS-CANALPAR	102,4	
	FR-CANALPAR	36,1	

7. ESTUDO DA ALTERNATIVA DE EMPREGO DE CANAIS DE REFORÇO: GALERIAS

No presente item, aborda-se o emprego de galerias convencionais como canais de reforço para assegurar o controle de inundações na bacia do córrego das Lajes tendo em conta o evento de projeto de tempo de retorno de 25 anos e duração crítica da precipitação de 1,5 horas.

No caso do emprego de galerias convencionais, estruturas hidráulicas para a transferência de escoamentos entre as mesmas, como os vertedores laterais, podem ser implantadas. Todas as confluências devem ser objeto de nova concepção e projeto, de forma a eliminarem-se os problemas de funcionamento detectados no presente estudo e de permitir a distribuição de escoamentos entre os canais existentes e os de reforço. Deve-se fazer, igualmente, uma nova conexão de afluentes e da rede de microdrenagem, segundo a vertente drenada em cada galeria.

As galerias convencionais de reforço foram pré-dimensionadas tendo em conta as capacidades de condução de vazões da rede de canais existentes no sistema de macrodrenagem em estudo, estabelecidas pelo diagnóstico de seu funcionamento e as estimativas de vazões máximas realizadas por simulação hidrológica, considerando-se o evento de projeto e o cenário futuro de uso do solo que fixa a taxa máxima de impermeabilização em 80%, o cenário de CN = 90, conforme descrito no Relatório 2 do presente estudo.

A Figura 31 contém o diagrama unifilar da rede de canais existentes com a representação das galerias de reforço. A Tabela 21 lista as especificações básicas de pré-dimensionamento dessas estruturas.

Ressalta-se que, tendo em conta a etapa de avaliação de alternativas do presente estudo, não foram considerados, nesse pré-dimensionamento, diferentes aspectos de projeto relacionados, por exemplo, a interferências com outras redes de infra-estrutura urbana ou aspectos geotécnicos associados à implantação dessas estruturas. Da mesma forma, não foram elaborados estudos mais detalhados de estruturas de confluência e de conexão entre galerias existentes e de reforço.

Adotou-se, para o pré-dimensionamento, o conceito de canal de máxima eficiência hidráulica e a especificação de bordas livres relativamente elevadas tendo em conta a ocorrência de regime de escoamento supercrítico em todos os trechos estudados.

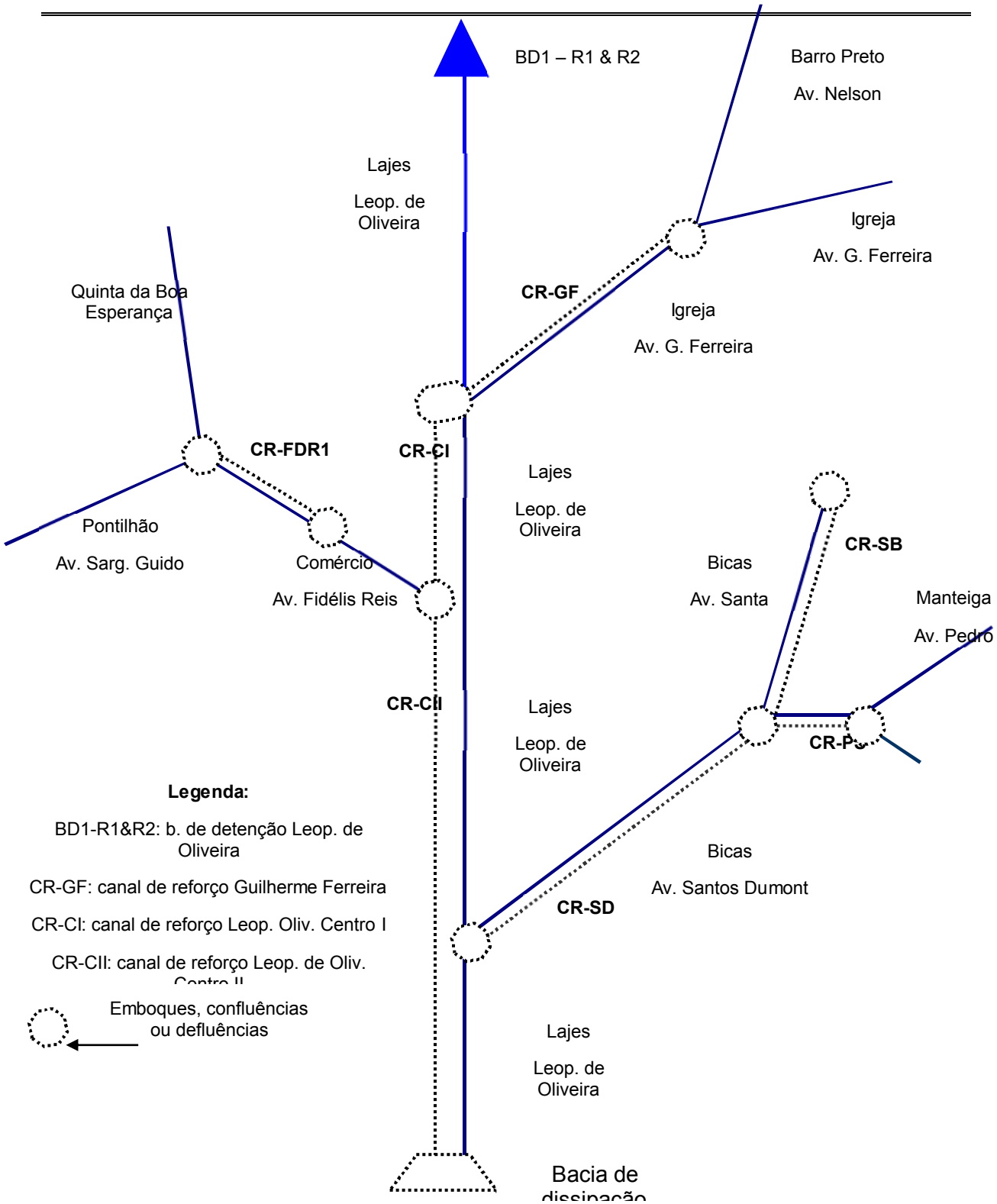


Figura 31. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar considerando-se a adoção de canais de reforço como galerias convencionais

Tabela 21. Bacia do córrego das Lajes: alternativa de canais de reforço em galerias convencionais – pré-dimensionamento

Córrego	Logradouro	Seções do cadastro	Vazão	Decliv.	Comp.	Seção transversal				Prof. normal	Velocid.	Núm. de Froude
			Q	I	L	largura	altura	Área	Borda liv.	y_n	u	Fr
			[m^3/s]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m^2]	[m]	[m]	[m/s]	
Igreja	G. Ferreira	46 a 22	32,0	0,0127	670,0	3,5	2,0	7,0	0,6	1,4	6,4	1,7
	G. Ferreira	22 a 01	37,0	0,0111	670,0	3,5	2,3	8,1	0,6	1,7	6,3	1,6
Comercio	Fidélis Reis	18 a 11	6,0	0,0097	320,0	2,0	1,2	2,4	0,4	0,8	3,8	1,4
Manteiga	P. Salomão	8 a 1	17,0	0,0150	434,0	2,5	1,8	4,5	0,5	1,0	5,4	1,7
Bicas	St. Beatriz	54 a 50	14,0	0,0123	306,0	2,5	1,5	3,8	0,4	1,1	5,2	1,6
		50 a 28	18,0	0,0189	340,0	2,5	1,5	3,8	0,4	1,1	6,4	1,9
		28 a 1	22,0	0,0127	417,0	3,0	2,0	6,0	0,7	1,3	5,8	1,7
Bicas	Sts. Dumont	37 a 9	50,0	0,0118	548,0	4,0	2,5	10,0	0,7	1,8	7,0	1,7
		9 a 1	55,0	0,0068	709,0	4,5	3,0	13,5	0,9	2,1	5,8	1,3
Lajes	L. Oliveira	Centro 1	35,0	0,0114	360,0	4,0	2,0	8,0	0,6	1,4	6,3	1,7
		Centro 2	73,0	0,0065	1071,0	5,0	3,0	15,0	0,6	2,4	6,1	1,3

8. CONCLUSÕES

NESSA ETAPA DO ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES, AVALIARAM-SE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS E INUNDAÇÕES, COMPREENDENDO:

a implantação do conjunto de bacias de detenção originalmente projetadas para esse fim;

a implantação de bacias de detenção com alterações de concepção e dimensionamento, associadas a canais de reforço;

a implantação apenas de canais de reforço, podendo-se adotar dois métodos construtivos distintos, os túneis e as galerias convencionais.

Os estudos de avaliação por modelagem hidrológica e hidráulica realizados indicam que as alternativas “b” e “c” permitem que se alcancem os objetivos de controle de inundações, ou seja, o funcionamento adequado do sistema, em cenário futuro de ocupação urbana da bacia, para o evento de tempo de retorno de 25 anos. Considerou-se como cenário futuro de uso do solo uma taxa limite de impermeabilização da bacia fixada em 80% da área.

O Relatório de Síntese de Alternativas que acompanha o presente documento contém uma descrição detalhada das alternativas de controle de cheias consideradas e um orçamento preliminar para a implantação e a operação daquelas soluções que atendem aos objetivos de controle de cheias fixados para a área de estudo.

ANEXOS

ANEXO I - SAÍDA DE DADOS: CENÁRIO DE SIMULAÇÃO COM BACIAS DE DETENÇÃO

CENÁRIO ATUAL SEM BACIA DE DETENÇÃO (MODELO DE BACIA LJAT)

Quadro 2. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia e TR 25 anos (cenário atual)

	Elemento	Vazão de Pico – Qp [m³/s]
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	45,62
	LO-M2.1	44,22
	LO-SB09	47,95
	LO-M2.2	47,18
	GFLO	103,81
	CENTRO1	102,09
	FRLO	132,80
	CENTRO2	131,67
	SDLO	204,34
	LOJU	197,56
	FCANAL	216,76
	LAJES-N	214,44
	LJ-UB	228,99
Guilherme Ferreira	NFGF	34,06
	GF	33,23
	GFLO.M	49,40
Fidelis Reis	OFFR	28,84
	FR	27,66
	FRLO.M	34,22
Santos Dumont	J13-14	23,94
	PS	23,47
	SBPS	60,48
	SD	58,04
	SDLO.M	70,41

CENÁRIO ATUAL COM BACIA DE DETENÇÃO BD1 (MODELO DE BACIA LJATBD1)

Quadro 3. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1 (cenário atual)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	2,93	3,87	4,42	5,43	6,39	7,25
	LO-M2.1	**2,93**	**3,87**	**4,42**	**5,43**	**6,39**	**7,25**
	LO-SB09	3,46	5,16	6,36	7,94	9,15	10,37
	LO-M2.2	**3,44**	**5,08**	**6,23**	**7,74**	**8,89**	**10,02**
	GFLO	33,091	48,082	58,427	71,83	81,947	92,065
	CENTRO1	**32,50**	**47,50**	**57,89**	**71,16**	**81,47**	**91,70**
	FRLO	47,258	68,492	83,134	101,86	116,26	130,57
	CENTRO2	**46,73**	**68,08**	**82,70**	**101,35**	**115,89**	**130,37**
	SDLO	79,69	116,64	142,09	174,03	199,27	224,71
	LOJU	**76,81**	**113,76**	**139,31**	**169,75**	**195,23**	**220,57**
	FCANAL	85,199	126,28	154,72	188,95	217,31	245,57
	LAJES-N	**84,52**	**123,27**	**149,76**	**182,69**	**210,41**	**239,73**
	LJ-UB	88,745	131,17	160,45	197,24	228,02	260,52
Guilherme Ferreira	NFGF	15,374	22,162	27,227	34,064	39,273	44,536
	GF	**15,09**	**22,11**	**26,96**	**33,23**	**37,96**	**42,71**
	GFLO.M	22,88	33,174	40,255	49,404	56,295	63,202
Fidelis Reis	OFFR	12,98	19,103	23,342	28,842	32,996	37,169
	FR	**12,13**	**18,04**	**22,22**	**27,66**	**31,78**	**35,93**
	FRLO.M	15,046	22,428	27,551	34,217	39,265	44,34
Santos Dumont	J13-14	10,893	15,926	19,413	23,943	27,369	30,813
	PS	**10,48**	**15,47**	**18,94**	**23,47**	**26,89**	**30,34**
	SBPS	27,785	40,414	49,147	60,478	69,038	77,637
	SD	**26,14**	**38,72**	**47,45**	**58,04**	**66,71**	**75,63**
	SDLO.M	31,784	46,958	57,494	70,41	80,837	91,528

Quadro 4. Avaliação do amortecimento da vazão de pico na bacia de detenção BD1 (cenário atual)

Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
	02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
SB-06 (Entrada)	14,31	21,45	26,49	33,10	38,15	43,32
LO-R1 (Saída)	3,15	4,02	4,49	8,18	13,81	19,08
R1-R2 (Entrada)	7,40	11,04	13,69	17,16	19,68	22,34
LO-R2 (Saída)	2,93	3,87	4,42	5,43	6,39	7,25

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1 E CN 90 (MODELO DE BACIA LJFTBD1CN90)

Quadro 5. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1 (cenário futuro CN 90)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	3,64	4,59	5,61	6,98	8,97	16,83
	LO-M2.1	**3,64**	**4,59**	**5,61**	**6,98**	**8,94**	**16,64**
	LO-SB09	4,44	6,32	7,62	9,31	10,60	16,64
	LO-M2.2	**4,35**	**6,15**	**7,40**	**9,00**	**10,16**	**15,98**
	GFLO	39,186	55,025	65,81	79,655	89,982	100,32
	CENTRO1	**38,74**	**54,58**	**65,23**	**79,36**	**89,82**	**100,30**
	FRLO	55,787	78,077	93,074	112,75	128,23	144,89
	CENTRO2	**55,43**	**77,79**	**92,79**	**112,58**	**127,24**	**142,03**
	SDLO	95,016	133,95	160,28	194,08	219,95	245,9
	LOJU	**92,58**	**131,69**	**157,96**	**190,91**	**216,83**	**243,34**
	FCANAL	103,31	146,96	176,35	213,32	242,26	271,81
	LAJES-N	**101,05**	**141,71**	**168,94**	**205,77**	**236,26**	**262,34**
	LJ-UB	116,62	163,57	195,09	237,46	272,09	302,33
Guilherme Ferreira	NFGF	18,526	26,635	32,223	39,454	44,908	50,381
	GF	**18,48**	**25,95**	**31,03**	**37,53**	**42,39**	**47,25**
	GFLO.M	26,923	37,738	45,079	54,487	61,529	69,222
Fidelis Reis	OFFR	15,566	22,016	26,418	32,079	36,327	40,574
	FR	**14,70**	**21,08**	**25,45**	**31,08**	**35,31**	**39,56**
	FRLO.M	18,246	26,063	31,413	38,306	43,472	48,665
Santos Dumont	J13-14	12,923	18,236	21,869	26,546	30,061	33,578
	PS	**12,55**	**17,85**	**21,48**	**26,16**	**29,68**	**33,21**
	SBPS	32,66	45,985	55,075	66,768	75,543	84,319
	SD	**31,26**	**44,60**	**53,76**	**64,97**	**74,10**	**83,17**
	SDLO.M	38,344	54,479	65,523	79,158	90,101	100,98

Quadro 6. Avaliação do amortecimento da vazão de pico na bacia de detenção BD1 (cenário futuro CN 90)

Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
	02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
SB-06 (Entrada)	20,67	29,04	35,04	42,82	48,70	54,60
LO-R1 (Saída)	3,96	5,69	9,92	18,05	23,56	28,04
R1-R2 (Entrada)	9,65	13,90	16,68	21,02	27,40	33,11
LO-R2 (Saída)	3,64	4,59	5,61	6,98	8,97	16,83

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1 (MODELO DE BACIA LJFTBD1)

Quadro 7. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1 (cenário futuro)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	4,01	4,84	5,69	7,01	9,12	17,46
	LO-M2.1	**4,00**	**4,84**	**5,69**	**7,01**	**9,06**	**16,71**
	LO-SB09	6,05	8,11	9,51	11,30	12,64	16,72
	LO-M2.2	**5,81**	**7,82**	**9,21**	**10,99**	**12,33**	**16,57**
	GFLO	52,41	70,031	82,472	98,338	110,18	121,97
	CENTRO1	**52,30**	**69,46**	**80,85**	**95,20**	**106,94**	**118,41**
	FRLO	74,509	99,199	117,91	141,22	158,45	175,22
	CENTRO2	**73,92**	**97,82**	**115,51**	**138,42**	**155,32**	**172,01**
	SDLO	128,61	170,25	198,37	233,97	260,48	289,69
	LOJU	**127,45**	**169,09**	**197,11**	**233,14**	**260,07**	**286,66**
	FCANAL	142,17	188,77	220,12	260,37	290,45	320,18
	LAJES-N	**135,46**	**180,03**	**209,75**	**251,04**	**278,87**	**311,18**
	LJ-UB	142,63	190,04	224,91	270,73	299,82	335,61
Guilherme Ferreira	NFGF	25,685	34,613	40,605	48,23	53,91	59,563
	GF	**24,36**	**32,30**	**37,98**	**45,45**	**51,02**	**56,58**
	GFLO.M	35,421	47,692	56,251	67,168	75,31	83,423
Fidelis Reis	OFFR	20,796	27,725	32,344	38,196	42,539	46,853
	FR	**20,16**	**27,10**	**31,74**	**37,63**	**41,99**	**46,34**
	FRLO.M	24,881	33,352	39,013	46,189	51,51	56,811
Santos Dumont	J13-14	17,757	23,514	27,355	32,225	35,844	39,441
	PS	**17,56**	**23,35**	**27,22**	**32,12**	**35,78**	**39,39**
	SBPS	44,059	58,389	67,945	80,594	90,305	99,974
	SD	**43,48**	**57,81**	**67,74**	**80,28**	**89,52**	**98,67**
	SDLO.M	53,183	70,484	82,377	97,397	108,48	119,45

Quadro 8. Avaliação do amortecimento da vazão de pico na bacia de detenção BD1 (cenário futuro)

Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
	02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
SB-06 (Entrada)	18,97	27,01	32,62	40,24	46,01	51,83
LO-R1 (Saída)	3,77	4,55	7,98	15,94	21,60	26,00
R1-R2 (Entrada)	12,18	16,61	19,56	23,21	25,90	31,14
LO-R2 (Saída)	4,01	4,84	5,69	7,01	9,12	17,46

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2, 3 E 4 (MODELO DE BACIA LJFTBD1234)

Quadro 9. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2 3 e 4 (cenário futuro)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos				
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	4,01	4,84				
	LO-M2.1	**4,00**	**4,84**				
	LO-SB09	6,05	8,11				
	LO-M2.2	**5,81**	**7,82**				
	GFLO	36,37	46,66				
	CENTRO1	**35,99**	**46,46**				
	FRLO	57,57	76,68				
	CENTRO2	**57,48**	**74,87**				
	SDLO	79,97	104,90				
	LOJU	**79,10**	**104,49**				
	FCANAL	93,83	124,17				
	LAJES-N	**91,26**	**118,95**				
	LJ-UB	98,43	130,73				
Guilherme Ferreira	NFGF	10,00	10,00				
	GF	**10,00**	**10,00**				
	GFLO.M	19,39	24,20				
Fidelis Reis	OFFR	20,80	27,73				
	FR	**20,16**	**27,10**				
	FRLO.M	24,88	33,35				
Santos Dumont	J13-14	0,84	0,99				
	PS	**0,84**	**0,99**				
	SBPS	14,41	17,61				
	SD	**14,24**	**17,32**				
	SDLO.M	20,98	28,14				

Quadro 10. Avaliação do amortecimento da vazão de pico na bacia de detenção BD3 (cenário futuro)

Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
	02 anos	05 anos				
SB-14 (Entrada)	23,31	31,02	-	-	-	-
SB-R1 (Saída)	12,19	14,00	-	-	-	-

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2 E 4 (MODELO DE BACIA LJFTBD124)

Quadro 11. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2 e 4 (cenário futuro)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	4,01	4,84	5,69	7,01	9,12	
	LO-M2.1	**4,00**	**4,84**	**5,69**	**7,01**	**9,06**	
	LO-SB09	6,05	8,11	9,51	11,30	12,64	
	LO-M2.2	**5,81**	**7,82**	**9,21**	**10,99**	**12,33**	
	GFLO	36,37	46,66	53,02	61,51	68,21	
	CENTRO1	**35,99**	**46,46**	**52,95**	**60,78**	**66,52**	
	FRLO	57,57	76,68	89,75	105,18	116,00	
	CENTRO2	**57,48**	**74,87**	**87,83**	**103,32**	**114,17**	
	SDLO	95,65	125,34	146,23	172,97	192,20	
	LOJU	**94,86**	**125,13**	**144,87**	**170,12**	**187,90**	
	FCANAL	109,58	144,81	167,88	197,35	218,28	
	LAJES-N	**105,18**	**138,99**	**163,02**	**192,82**	**211,92**	
	LJ-UB	112,35	148,83	176,04	210,21	232,76	
Guilherme Ferreira	NFGF	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
	GF	**10,00**	**10,00**	**10,00**	**10,00**	**10,00**	
	GFLO.M	19,39	24,20	26,94	30,34	33,34	
Fidelis Reis	OFFR	20,80	27,73	32,34	38,20	42,54	
	FR	**20,16**	**27,10**	**31,74**	**37,63**	**41,99**	
	FRLO.M	24,88	33,35	39,01	46,19	51,51	
Santos Dumont	J13-14	0,84	0,99	1,08	1,18	1,24	
	PS	**0,84**	**0,99**	**1,08**	**1,18**	**1,24**	
	SBPS	27,05	36,57	42,98	51,15	57,24	
	SD	**26,95**	**35,90**	**41,88**	**49,44**	**55,07**	
	SDLO.M	36,66	48,57	56,52	66,57	74,03	

Quadro 12. Avaliação do amortecimento da vazão de pico nas bacias de detenção BD2 e 4(cenário futuro)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno					
		02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
BD2	NFGF.M (Entrada)	25,69	34,61	40,61	48,23	53,91	
	NF-R1 (Saída)	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
BD4	PS.M (Entrada)	17,76	23,51	27,36	32,23	35,84	
	PS-R1 (Saída)	0,84	0,99	1,08	1,18	1,24	

ANEXO II - SAÍDA DE DADOS: CENÁRIO DE SIMULAÇÃO COM BACIAS DE DETENÇÃO (ÁREA ADICIONAL) E TÚNEIS

CENÁRIO ATUAL COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2N E 4N (MODELO DE BACIA LJAT12N4N-SBPS)

Quadro 13. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2N e 4N (cenário atual)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp Tempo de Retorno 25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	5,43
	LO-M2.1	**5,43**
	LO-SB09	7,94
	LO-M2.2	**7,74**
	GFLO	39,50
	CENTRO1	**39,26**
	FRLO	70,16
	CENTRO2	**69,96**
	SDLO	96,61
	LOJU	**96,14**
	FCANAL	115,33
	LAJES-N	**110,38**
	LJ-UB	124,93
Guilherme	NFGF	2,19
	GF	**2,19**
	GFLO.M	17,07
Fidelis Reis	OFFR	28,84
	FR	**27,66**
	FRLO.M	34,22
Santos Dumont	J13-14	7,92
	PS	**7,88**
	SBPS	12,05
	SD	**12,02**
	SDLO.M	24,39
Canal Paralel	SB.M	32,61
	SBPS-	**31,95**
	PS-R1	6,621

Quadro 14. Avaliação do amortecimento da vazão de pico nas bacias de detenções BD 2N e 4N (cenário atual)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s] Tempo de Retorno 25 anos
BD2N	NFGF.M (Entrada)	34,06
	NF-R1 Nova (Saída)	2,19
BD4N	PS.M (Entrada)	55,89
	PS-R1 (Saída)	6,62

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2N E 4N E CN 90 (MODELO DE BACIA LJFT12N4N-SBPSCN90)

Quadro 15. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2N e 4N (cenário futuro CN 90)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s]
		Tempo de Retorno
		25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	6,98
	LO-M2.1	**6,98**
	LO-SB09	9,31
	LO-M2.2	**9,00**
	GFLO	43,32
	CENTRO1	**43,12**
	FRLO	78,62
	CENTRO2	**76,77**
	SDLO	106,95
	LOJU	**106,52**
	FCANAL	128,93
	LAJES-N	**123,41**
	LJ-UB	154,54
Guilherme Ferreira	NFGF	2,36
	GF	**2,36**
	GFLO.M	18,16
Fidelis Reis	OFFR	32,08
	FR	**31,08**
	FRLO.M	38,30
Santos Dumont	J13-14	8,32
	PS	**8,29**
	SBPS	13,51
	SD	**13,32**
	SDLO.M	27,51
Canal Paralelo	SB.M	30,79
	SBPS-CANALPARAL	**30,42**
	PS-R1	6,73

Quadro 16. Avaliação do amortecimento da vazão de pico nas bacias de detenções BD 2N e 4N (cenário futuro CN 90)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s]

		Tempo de Retorno
		25 anos
BD2N	NFGF.M (Entrada)	39,45
	NF-R1 Nova (Saída)	2,36
BD4N	PS.M (Entrada)	56,96
	PS-R1 (Saída)	6,70

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2N E 4N (MODELO DE BACIA LJFT12N4N-SBPS)

Quadro 17. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2N e 4N (cenário futuro)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s]
		Tempo de Retorno
		25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	7,01
	LO-M2.1	**7,01**
	LO-SB09	11,30
	LO-M2.2	**10,99**
	GFLO	53,65
	CENTRO1	**52,25**
	FRLO	98,34
	CENTRO2	**96,58**
	SDLO	135,06
	LOJU	**129,50**
	FCANAL	155,68
	LAJES-N	**154,83**
	LJ-UB	172,22
Guilherme Ferreira	NFGF	2,61
	GF	**2,61**
	GFLO.M	22,48
Fidelis Reis	OFFR	38,20
	FR	**37,63**
	FRLO.M	46,19
Santos Dumont	J13-14	10,38
	PS	**10,29**
	SBPS	16,70

	SD	**16,22**
	SDLO.M	34,71
Canal Paralelo	SB.M	43,52
	SBPS-CANALPARAL	**42,66**
	PS-R1	7,88

Quadro 18. Avaliação do amortecimento da vazão de pico nas bacias de detenções BD 2N e 4N (cenário futuro)

	Elemento	**Vazão de Pico - Qp [m³/s]**
		Tempo de Retorno
		25 anos
BD2N	NFGF.M (Entrada)	48,23
	NF-R1 Nova (Saída)	2,61
BD4N	PS.M (Entrada)	74,88
	PS-R1 (Saída)	7,88

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1, 2N E 4N E CN 90, COM TÚNEL DRENANDO AS SUB-BACIAS 3, 4 E 5 ATÉ TRECHO NÃO CANALIZADO DO CÓRREGO LAGES (MODELO DE BACIA LJFT12N4NSBPSFR90)

Quadro 19. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1, 2N e 4N e túnel (cenário futuro CN 90)

	Elemento	**Vazão de Pico - Qp [m³/s]**
		Tempo de Retorno
		25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	6,98
	LO-M2.1	**6,98**
	LO-SB09	9,31
	LO-M2.2	**9,00**
	GFLO	43,32
	CENTRO1	**43,12**
	FRLO	43,12
	CENTRO2	**42,87**
	SDLO	72,72
	LOJU	**71,99**

	FCANAL	129,17
	LAJES-N	**123,14**
	LJ-UB	154,31
Guilherme Ferreira	NFGF	2,36
	GF	**2,36**
	GFLO.M	18,16
Fidelis Reis	OFFR	32,08
	FR	**31,08**
	FRLO.M	38,30
Santos Dumont	J13-14	8,32
	PS	**8,29**
	SBPS	13,51
	SD	**13,32**
	SDLO.M	27,51
Canal Paralelo	SB.M	30,79
	SBPS-CANALPARAL	**30,42**
	PS-R1 Nova	6,70
	FR-CANALPAR	**36,12**

ANEXO III - SAÍDA DE DADOS:CENÁRIO DE SIMULAÇÃO SOMENTE COM TÚNEIS

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1 E CN 90, COM TÚNEL DRENANDO AS SUB-BACIAS 3, 4 5, 11, 12,14, 15 E 16 ATÉ TRECHO NÃO CANALIZADO DO CÓRREGO LAGES (MODELO DE BACIA LJFTBD1FRGF-SBPS90)

Quadro 20. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1 e túnel (cenário futuro CN 90)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp Tempo de Retorno 25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	6,98
	LO-M2.1	6,98
	LO-SB09	9,31
	LO-M2.2	9,00
	GFLO	42,31
	CENTRO1	41,95
	FRLO	41,95
	CENTRO2	41,56
	SDLO	58,36
	LOJU	57,12
	FCANAL	217,42
	LAJES-N	206,12
	LJ-UB	237,80
Guilherme F.	NFGF	17,48
	GF	17,14
	GFLO.M	17,14
	OFFR	32,08

Fidelis R.	FR	31,08
	FRLO.M	73,85
Santos Dumont	J13-14	26,55
	PS	26,16
	SBPS	14,87
	SD	14,46
	SDLO.M	14,46
Canal Paralel	PS-CANALPAR	65,76
	GFLO-CANALPAR	37,69
	FR-CANALPAR	72,13

CENÁRIO FUTURO COM BACIA DE DETENÇÃO BD1 E CN 90, COM TÚNEL DRENANDO AS SUB-BACIAS 3, 4 5, 11, 12,14, 15 E 16 ATÉ TRECHO NÃO CANALIZADO DO CÓRREGO LAGES (MODELO DE BACIA LJFTBD1FR-GFSBPS90)

Quadro 21. Simulação com chuva crítica de 1 hora e meia - com BD 1 e túnel (cenário futuro CN 90)

	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m³/s]
		Tempo de Retorno
		25 anos
Leopoldino de Oliveira	LO-LO	6,98
	LO-M2.1	6,98
	LO-SB09	9,31
	LO-M2.2	9,00
	GFLO	42,31
	CENTRO1	41,95
	FRLO	41,95
	CENTRO2	41,56
	SDLO	58,36
	LOJU	57,12
	FCANAL	216,66
	LAJES-N	206,68
	LJ-UB	238,36
Guilherme Ferreira	NFGF	17,48
	GF	17,14
	GFLO.M	17,14
Fidelis Reis	OFFR	32,08
	FR	31,08
	FRLO.M	38,30
Santos Dumont	J13-14	26,55
	PS	26,16
	SBPS	14,87

	SD	14,46
	SDLO.M	14,46
Canal Paralelo	PS-CANALPAR	102,37
	GF-CANALPAR	37,82
	FR-CANALPAR	36,13

ANEXO IV. BACIA DE DETENÇÃO SANTA BEATRIZ (BD3N)

Procedeu-se à tentativa de utilização de uma área adicional para a bacia de detenção Santa Beatriz (BD3). A figura 24 e 25 mostram a área adicional utilizada para o aumento de volume da BD3, que para esta configuração será denominada como BD3N.

O quadro 22 mostra que volume total encontrado para a área utilizada é de 23670 m³, com dimensões aproximadas de 180 m de comprimento por 40 m de largura. Mesmo considerando esta área adicional, indicada pela linha tracejada (figura 24), o volume de amortecimento disponível permanece insuficiente quando comparado com o volume total afluente do hidrograma de cheia (item 2.2.3) utilizado para o dimensionamento da defluência da bacia de detenção de Santa Beatriz, que é da ordem de 96000 m³. Percebe-se que a construção da BD3, mesmo com esta área adjacente não irá suprir as necessidades de amortecimento da cheia da área drenada pelo reservatório (sub-bacia 14).

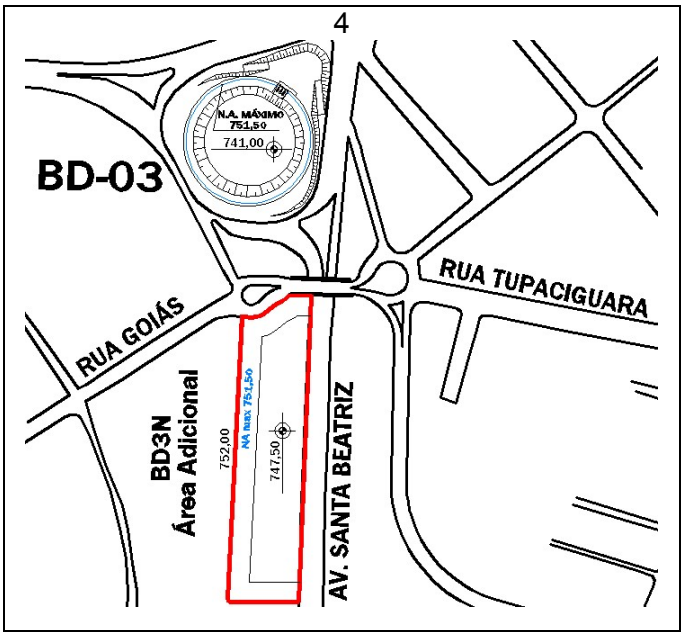


Figura 4. Área adicional utilizada para o aumento de volume da bacia de detenção Santa Beatriz Ferreira (BD3N)



Figura 5. Foto da área adicional delimitada pela linha tracejada para o aumento de volume da bacia de detenção Santa Beatriz Ferreira (BD3N)

Quadro 22. Curva cota-volume somente da área adicional para a BD Santa Beatriz (BD3N)

Cota [m]	Volume [m³]	
747,50	0,00	
748,00	2556,50	
748,50	5223,72	
749,00	8003,60	
749,50	10898,15	
750,00	13909,45	
750,50	17042,22	
751,00	20295,84	
751,50	**23670,67**	NA Máximo
752,00	27170,30	

17.5 BACIAS DE DETENÇÃO: ESTUDO GEOTÉCNICO

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO N. 5

Bacias de detenção: Estudo Geotécnico

ANÁLISES DE ESTABILIDADE

BACIA DE DETENÇÃO GUILHERME FERREIRA

BACIA DE DETENÇÃO LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

Belo Horizonte, Fevereiro de 2005

EQUIPE DO PROJETO

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

Eng. Felipe M. Russo

RELATÓRIO ELABORADO POR

Profa. Terezinha Espósito

Eng. Felipe M. Russo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO **04**

2. ESTUDO GEOTÉCNICO: ANÁLISES DE ESTABILIDADE **04**

2.1 Bacia de detenção Guilherme Ferreira **04**

2.2 Bacia de detenção Leopoldino de Oliveira **08**

3. COMENTÁRIOS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS **17**

3.1 Resultados obtidos na região da bacia de detenção Guilherme Ferreira **17**

3.2 Resultados obtidos na região da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira **17**

3.3 Comentários finais **17**

1. INTRODUÇÃO

A área urbana de Uberaba encontra-se localizada na bacia do córrego das Lajes. Durante os últimos anos a cidade de Uberaba tem vivenciado inundações, que vêm ocorrendo com muita freqüência. Devido a esse fato estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o controle dessas inundações, estão sendo desenvolvidos, contratados pela Prefeitura Municipal de Uberaba. Estudos da Themag indicaram como uma alternativa a implantação de bacias de detenção, prevendo-se os reservatórios Leopoldino de Oliveira, Guilherme Ferreira, Pedro Salomão e Santa Beatriz. A Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares dessas bacias de detenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A empresa Hidrostudio Engenharia elaborou o projeto executivo da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira, que já foi implantada, sendo dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R1 e R2.

Dentro desse contexto o Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar estudos complementares. Um dos aspectos contemplados nesses estudos são análises geotécnicas das bacias de detenção definidas para o sistema. Esse relatório apresenta estudos relativos a análises de estabilidade relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações para a cidade de Uberaba, realizadas na bacia de detenção Guilherme Ferreira e na bacia de detenção Leopoldino de Oliveira, já implantada.

2. ESTUDO GEOTÉCNICO: ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A realização de uma campanha de ensaios geotécnicos de laboratório e/ou campo para a determinação de parâmetros geotécnicos se encontrava fora do escopo desse trabalho. Dessa forma, foi feito um levantamento das informações geotécnicas disponibilizadas. De posse das informações duas bacias foram definidas como potencialmente possíveis de serem analisadas em termos de estabilidade: bacia de detenção Guilherme Ferreira e bacia de detenção Leopoldino de Oliveira. Vale ressaltar que estudos geotécnicos relativos a bacia de Santa Beatriz não foram realizados, pois, após um consenso, conclui-se que a mesma não teria, a princípio, possibilidade de ser implantada. Já os estudos relativos à bacia de Pedro Salomão, a princípio, com potencialidade para implantação, não foram executados por não se dispor de informações geotécnicas mínimas. Foram requisitadas sondagens na região a ser implantada a bacia, entretanto não foram fornecidas.

2.1 Bacia de detenção Guilherme Ferreira

A empresa HT Consultoria e Planejamento elaborou o projeto preliminar da bacia de detenção Guilherme Ferreira. As análises de estabilidade foram realizadas segundo cortes A e B especificados no Desenho UBO 10.A1.GF004.

O corte A foi dividido em corte A1, situação a jusante e corte A2, situação a montante.

O corte B foi igualmente dividido em corte B1, situação a montante e B2, situação a jusante.

Para a definição dos perfis geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade relacionadas aos cortes A1, A2, B1 e B2, foram utilizadas respectivamente as sondagens SP 04, SP 03, SP 01 e SP 01. Por não se dispor de resultados de ensaios geotécnicos, os parâmetros geotécnicos peso específico □, coesão c e ângulo de atrito □, utilizados nas análises, foram obtidos por correlações com os resultados das sondagens. As correlações adotadas foram as indicadas por Terzagui & Peck, 1967. Deve-se ressaltar que, por não se dispor de dados geotécnicos obtidos através de ensaios, o que seria ideal, foram utilizados parâmetros conservadores. Nas análises de estabilidade foi utilizado o recurso computacional Geo-Slope W. O método adotado para a determinação do Fator de Segurança foi o de Morgenstern-Price. Por não se dispor também de informações relativas a poropressão, nas situações em que se fizeram necessárias, as linhas freáticas foram consideradas aproximadamente. As Tabelas 1 a 4 apresentam os dados utilizados nas análises e os resultado dos Fatores de Segurança obtidos. Os perfis e os círculos críticos de cada caso analisado são apresentados nas figuras 1 a 4.

Tabela 1 – Corte A1

Descrição da camada	□ (kN/m^3)	c (kPa)	□□□graus□	FS
Argila Turfosa	20,8	20	0	2,167
Argila Silto-Arenosa	20,8	50	0	
Areia Argilosa	22,4	10	35	

OBS: No corte A1, a camada superior à primeira descrita na tabela, Argila Arenosa, não foi contemplada no perfil analisado, pois uma parte dessa camada foi retirada e outra foi atirantada.

Tabela 2 – Corte A2

Descrição da camada	□ (kN/m^3)	c (kPa)	□□□graus□	FS
Argila turfosa	19,2	12	0	1,159
Argila Silto-Arenosa	20,8	25	0	
Areia Argilosa	22,4	30	0	

Tabela 3 – Corte B1

Descrição da camada	□ (kN/m^3)	c (kPa)	□□□graus□	FS
Argila Arenosa	19,2	12	0	1,220

OBS: No corte B1, abaixo da camada descrita na tabela está previsto um atiramento, dessa forma, a análise se restringiu apenas à camada especificada.

Tabela 4 – Corte B2

Descrição da camada	□ (kN/m^3)	C (kPa)	□□□graus□	FS
Argila turfosa	19,2	12		
Argila Arenosa	19,2	30	0	1,143

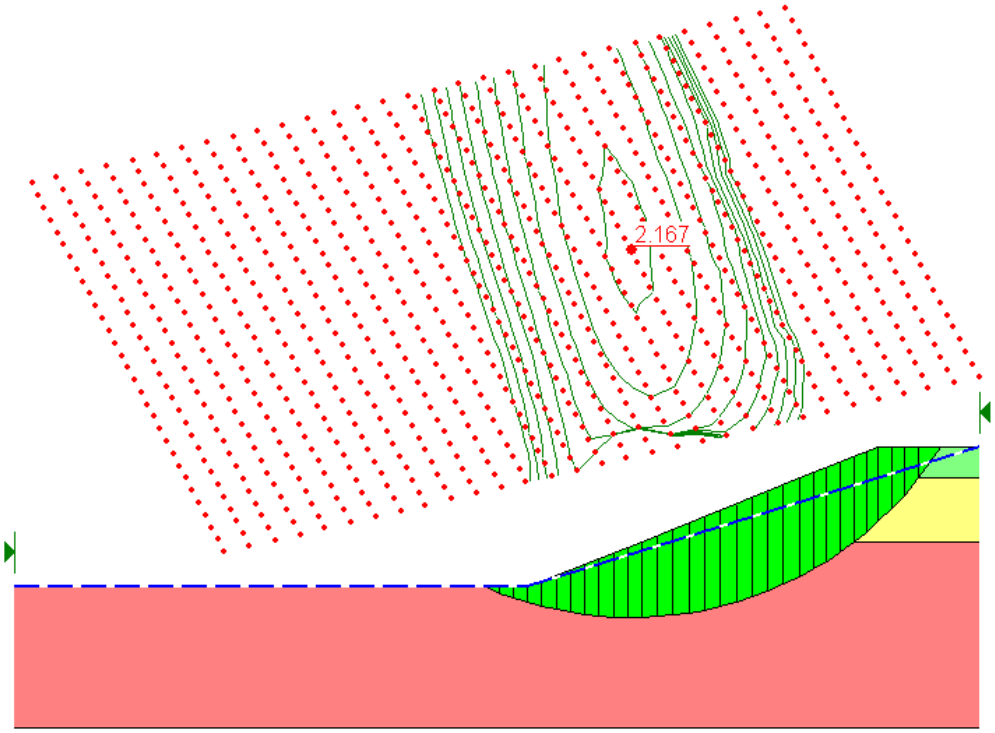


Figura 01: Corte A1 – GUILHERME FERREIRA

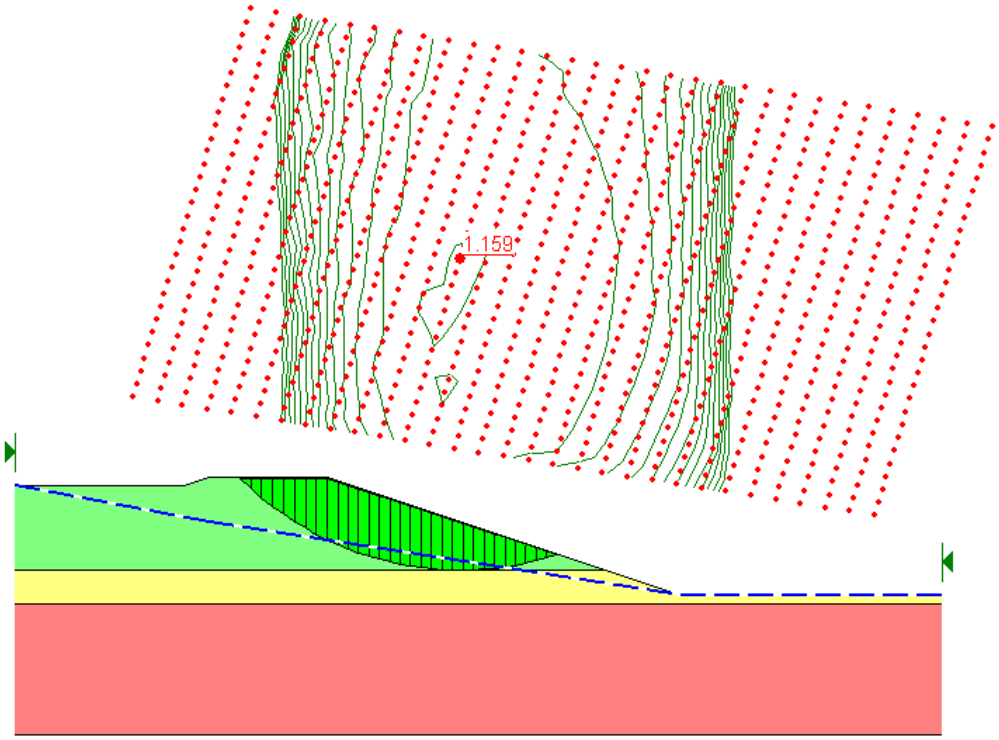


Figura 02: Corte A2 - GUILHERME FERREIRA

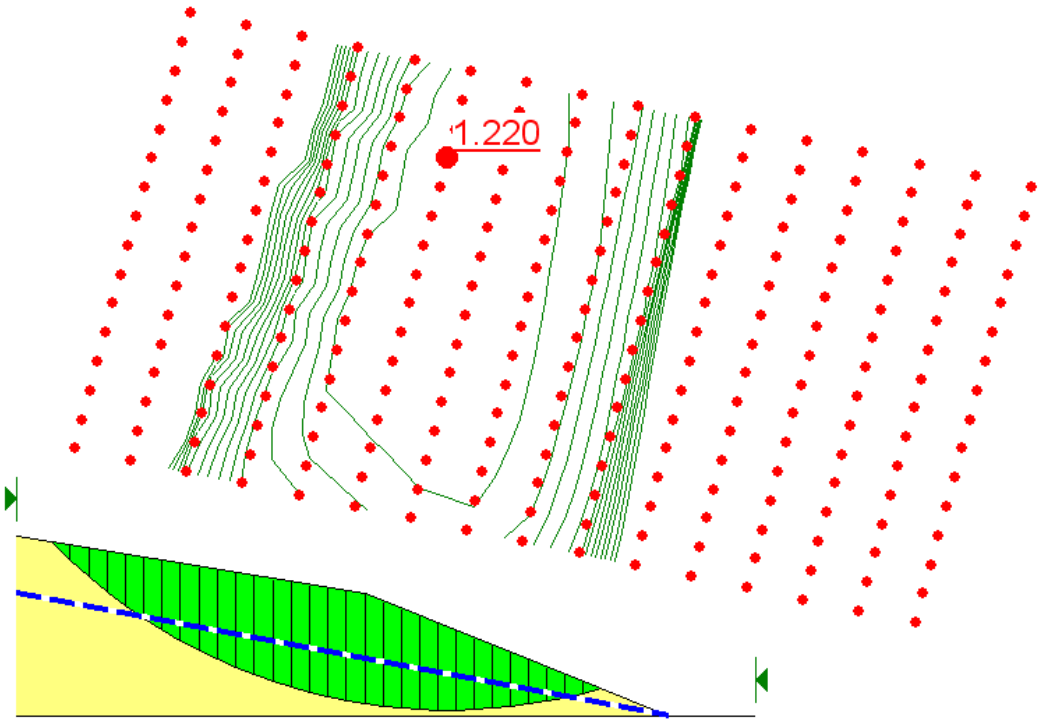


Figura 03: Corte B1 - GUILHERME FERREIRA

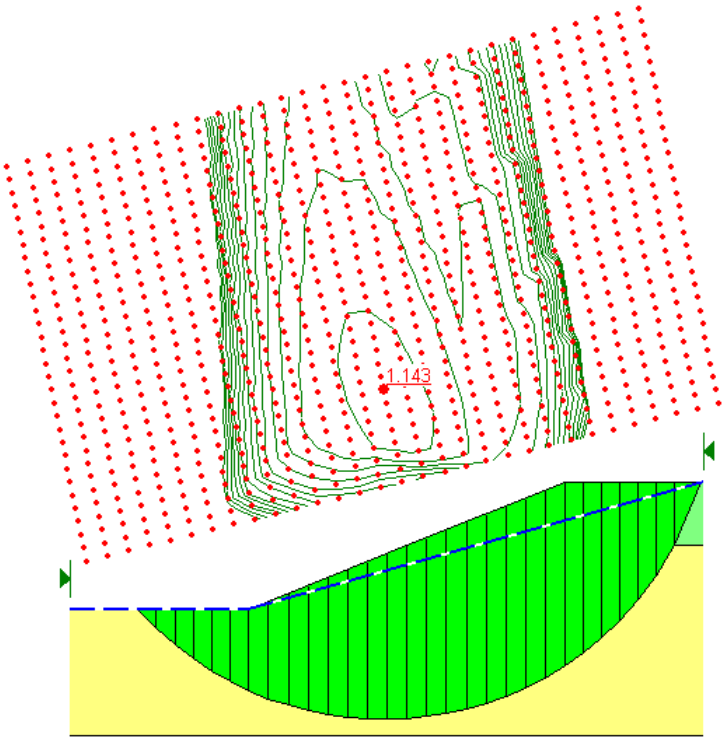


Figura 04: Corte B2 - GUILHERME FERREIRA

2.2 Bacia de detenção Leopoldino de Oliveira

A empresa Hidrostudio Engenharia elaborou o projeto executivo da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira, que foi implantada, sendo dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R1 e R2. Os cortes adotados nas análises de estabilidade realizadas contemplaram os reservatórios R1 e R2, como também o barramento entre esses reservatórios, o dique da extremidade sul do reservatório R2 e o dique da extremidade norte do reservatório R1. As análises de estabilidade foram realizadas segundo cortes A, B, C, D, E, G, I, J, K, L e M especificados no projeto executivo.

Para a definição dos perfis geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade relacionadas aos cortes citados anteriormente foram utilizadas sondagens especificadas no projeto executivo. A exemplo das análises realizadas na bacia de detenção Guilherme Ferreira, os parâmetros geotécnicos peso específico □, coesão c e ângulo de atrito □, foram obtidos por correlações com os resultados das sondagens. As correlações adotadas foram as indicadas por Terzagui & Peck, 1967. Nesse caso utilizou-se também parâmetros conservadores. Vale ressaltar a grande dificuldade na visualização dos dados das sondagens devido à baixa legibilidade da cópia do projeto executivo. Por não se dispor de informações relativas a poropressão, nas situações em que se fizeram necessárias, as linhas freáticas foram consideradas aproximadamente.

O recurso computacional utilizado nas análises de estabilidade foi o Geo-Slope W. O método adotado para a determinação do Fator de Segurança foi o de Morgenstern-Price. As Tabelas 5 a 17 apresentam os dados utilizados nas análises e os resultado dos Fatores de Segurança obtidos. Os perfis e os círculos críticos de cada caso analisado são apresentados nas figuras 5 a 17.

Tabela 5 – Corte A

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	20	0	02-205	R2	1,766
Matacão	20,8	50	0			

Tabela 6 – Corte B

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	20	0	207-208	R2	5,931

Tabela 7 – Corte C

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa 1	20,8	25	0	206-02	R2	2,049
Argila Arenosa 2	20,8	50	0			

Tabela 8 – Corte D

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	209	R2	1,427

Tabela 9 – Corte E Jusante

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Aterro	20,8	15	25	202-204	Dique de R2	1,185
Argila Arenosa	19,2	20	0			
Areia Argilosa	17,6	5	30			
Argila Arenosa	20,8	50	0			

Tabela 10 – Corte E Montante

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Aterro	20,8	15	25	202-204	Dique de R2	1,349
Argila Arenosa	19,2	20	0			
Areia Argilosa	17,6	5	30			
Argila Arenosa	20,8	50	0			

Tabela 11 – Corte G Montante

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Enrocamento	25	5	45	212-216	Barramento	2,355
Random	20	10	25			
Argila	20,8	15	25			
Areia Turfosa	19,2	12	0			
Argila Arenosa	20,8	50	0			

Tabela 12 – Corte G Jusante

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Enrocamento	25	5	45	212-216	Barramento	1,940
Random	20	10	25			
Argila	20,8	15	25			
Areia Turfosa	19,2	12	0			
Argila Arenosa	20,8	50	0			

Tabela 13 – Corte I

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	02	R1	2,122

Tabela 14 – Corte J

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	03	R1	2,657

Tabela 15 – Corte K

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	220-219	R1	3,294

Tabela 16 – Corte L

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	220-219	R1	3,315

Tabela 17 – Corte M

Descrição da camada	□ (kN/m³)	C (kPa)	□□□graus□	SP	Localização	FS
Aterro	20,8	15	25			
Argila Arenosa	20,8	50	0	220-219	Dique de R1	2,079

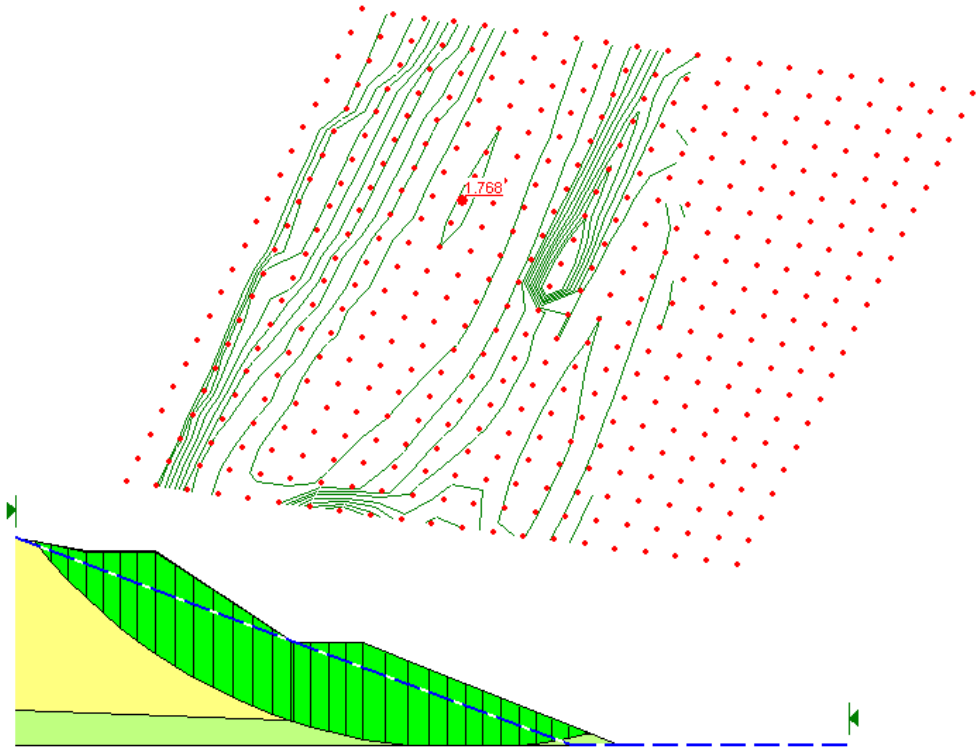


Figura 05: Corte A – LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

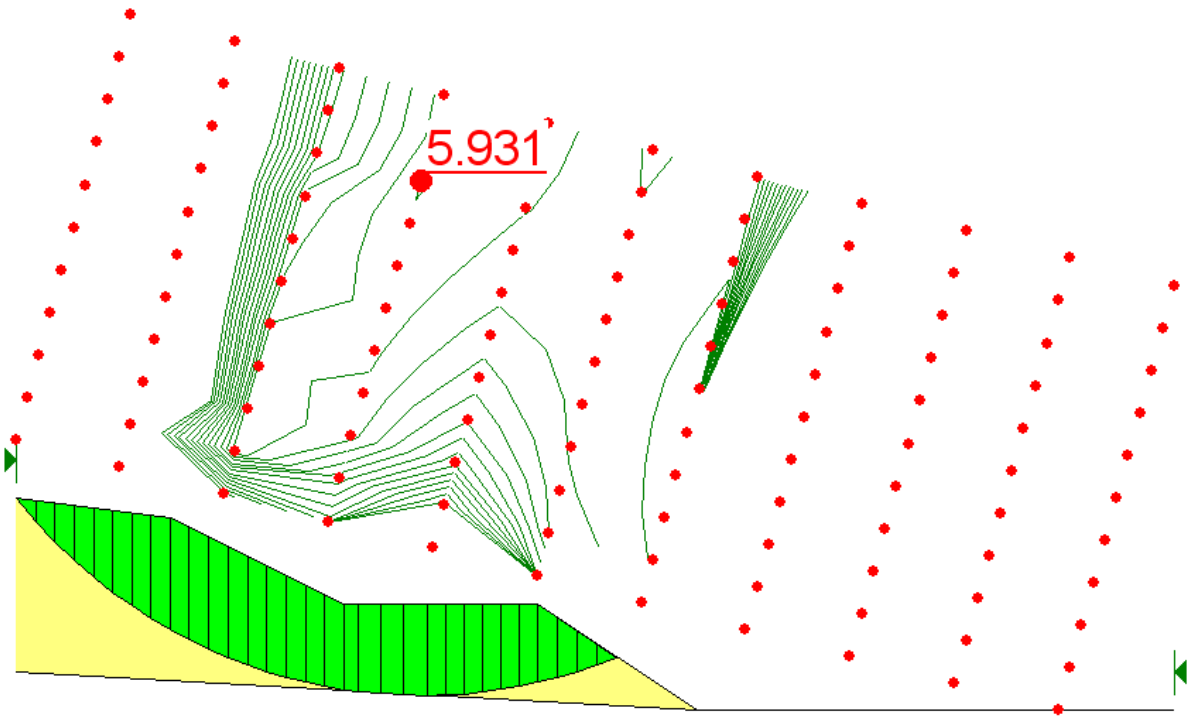


Figura 06: Corte B - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

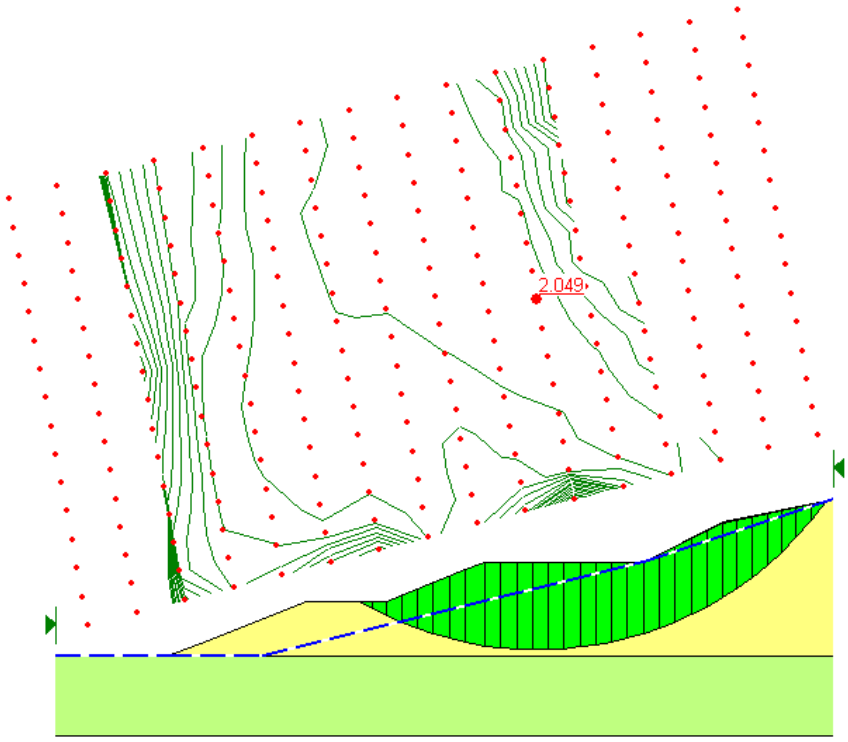


Figura 07: Corte C - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

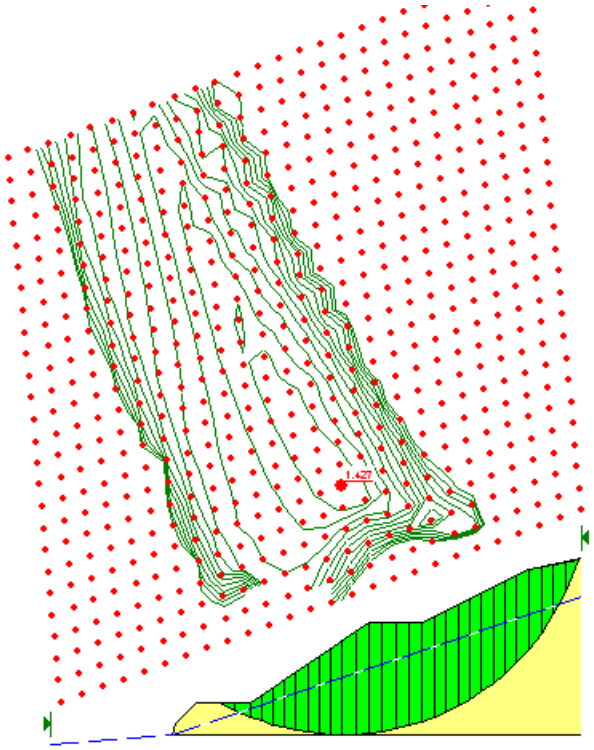


Figura 08: Corte D - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

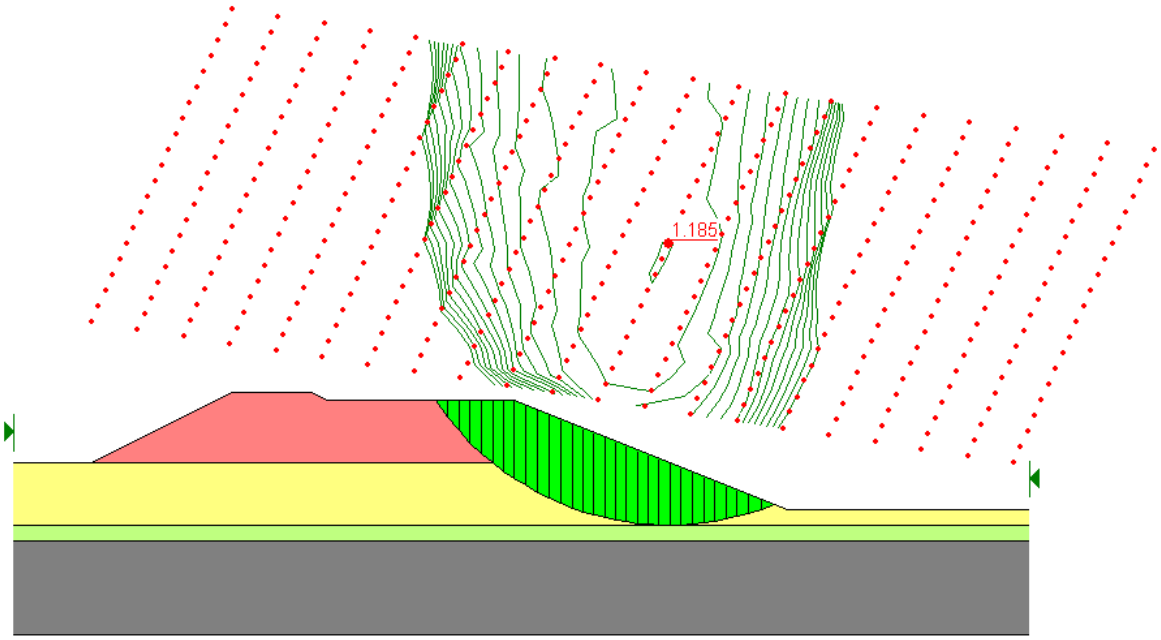


Figura 09: Corte E Montante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

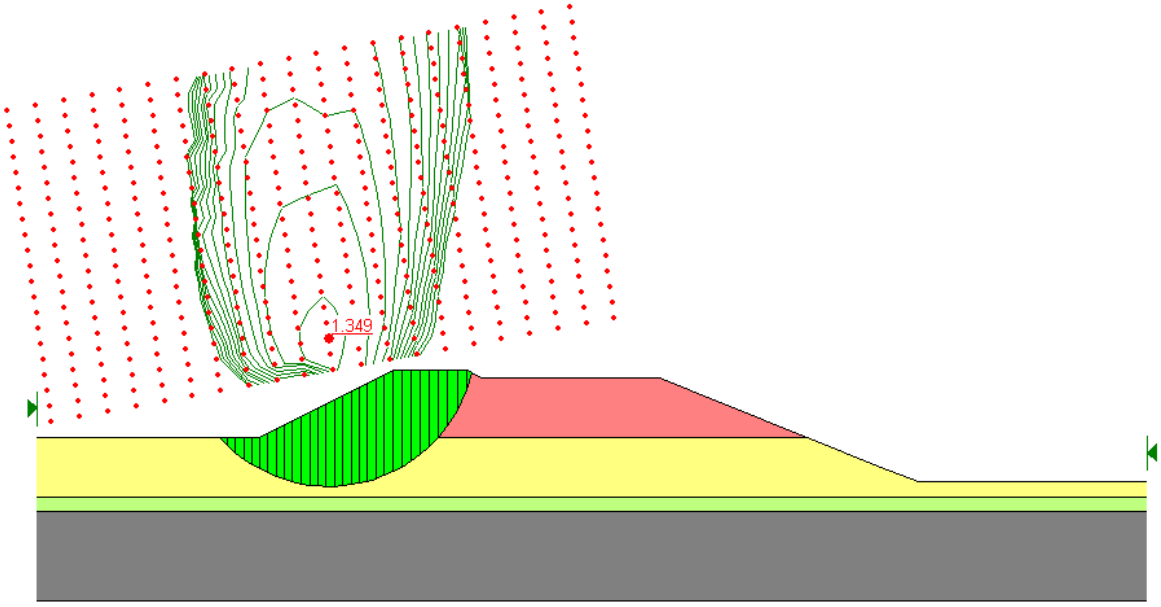


Figura 10: Corte E Jusante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

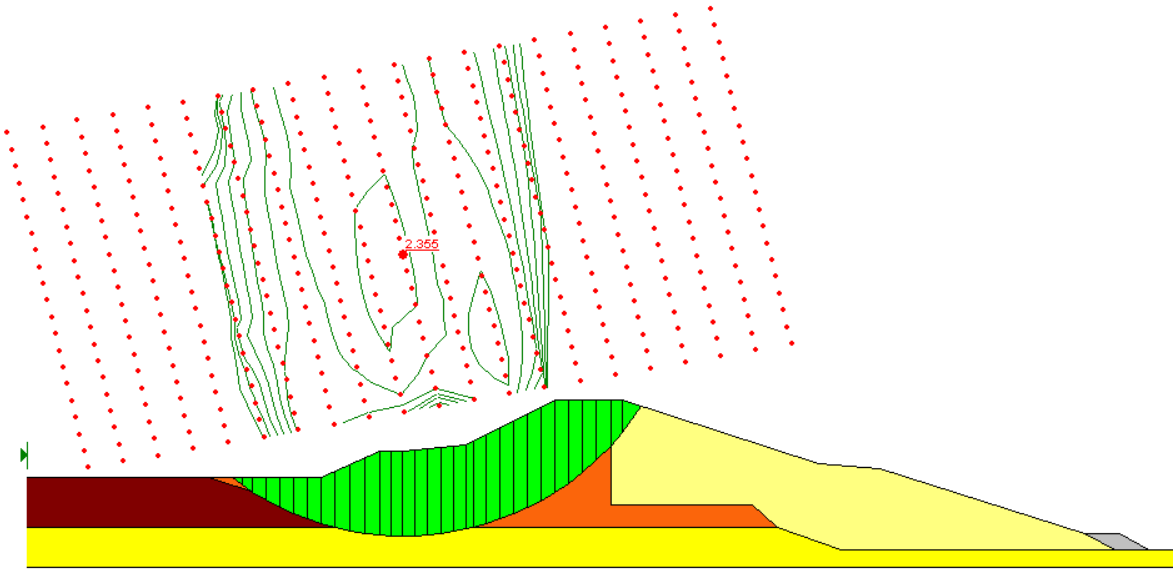


Figura 11: Corte G Montante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

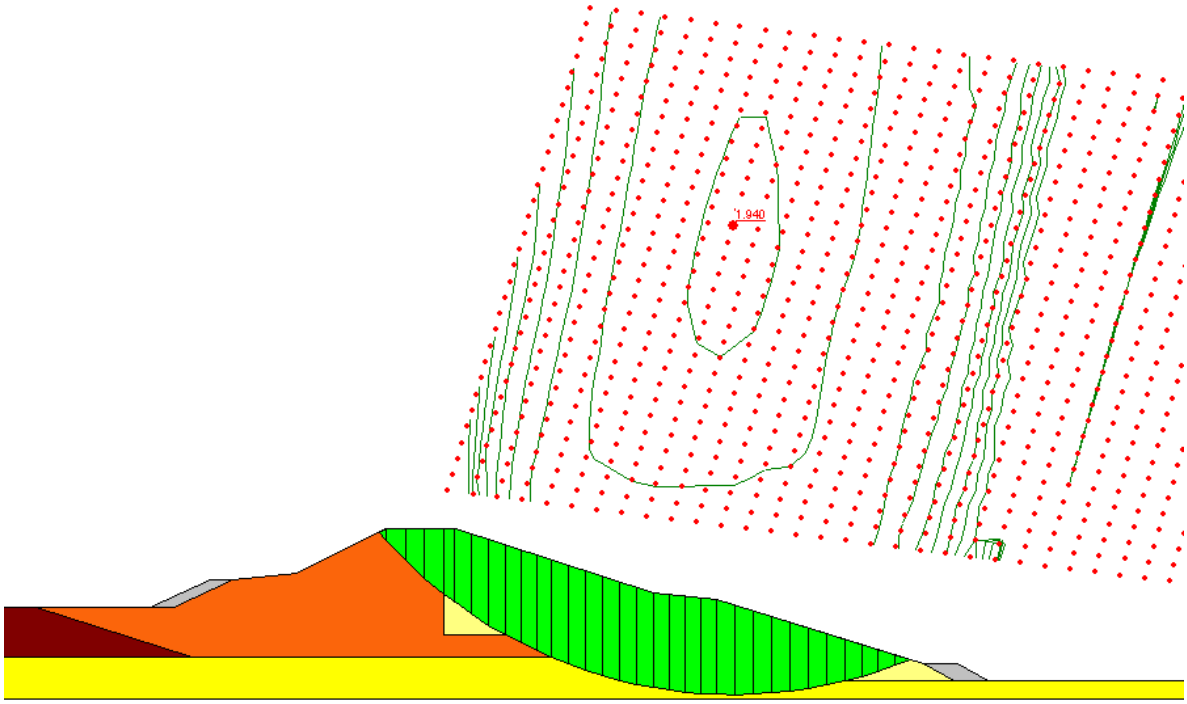


Figura 12: Corte G Jusante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

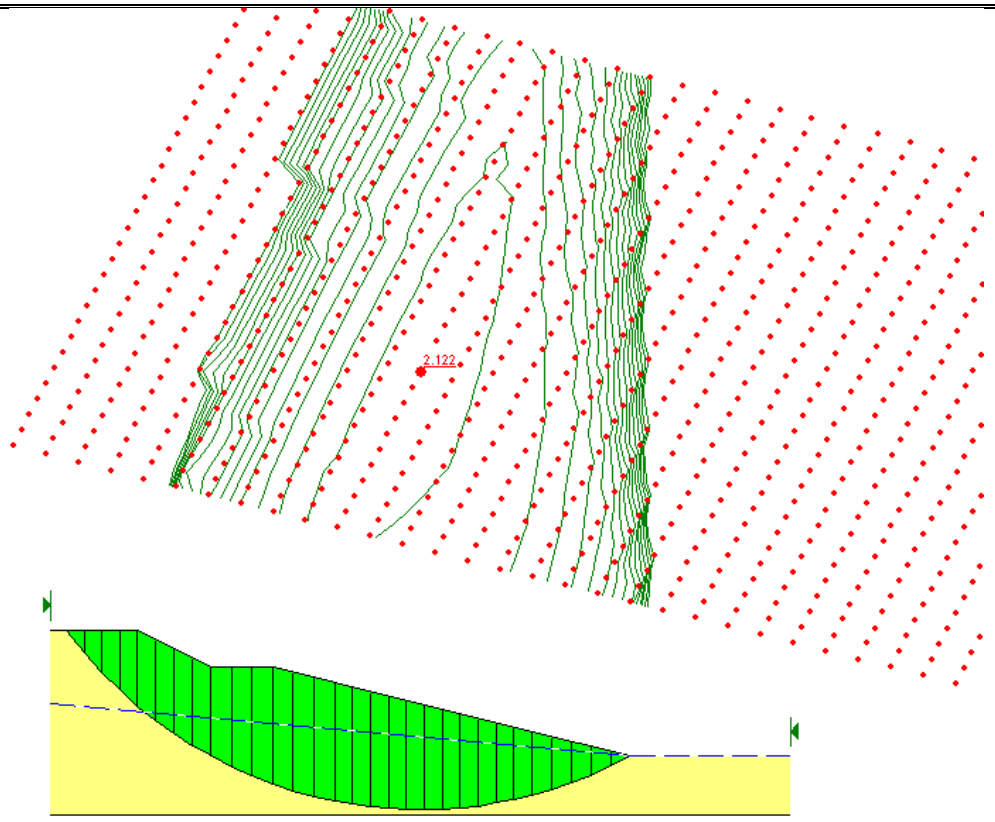


Figura 13: Corte I - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

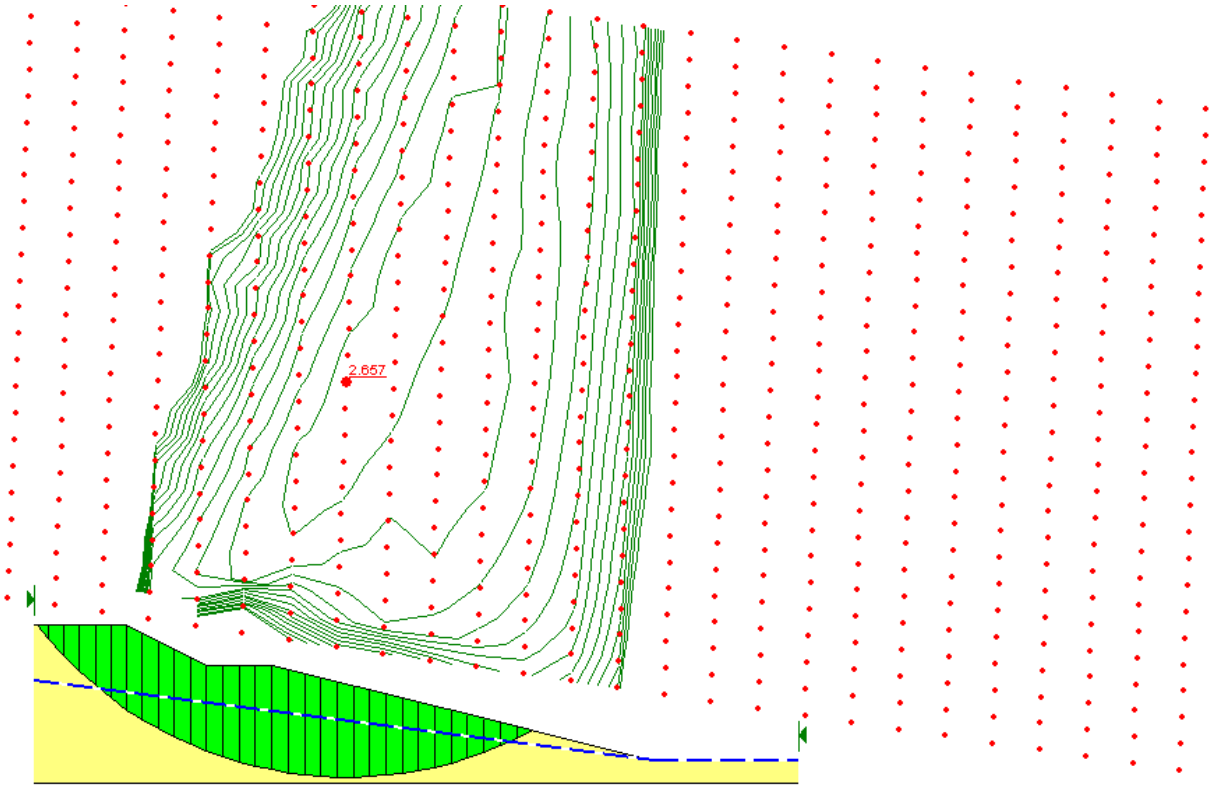


Figura 14: Corte J - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

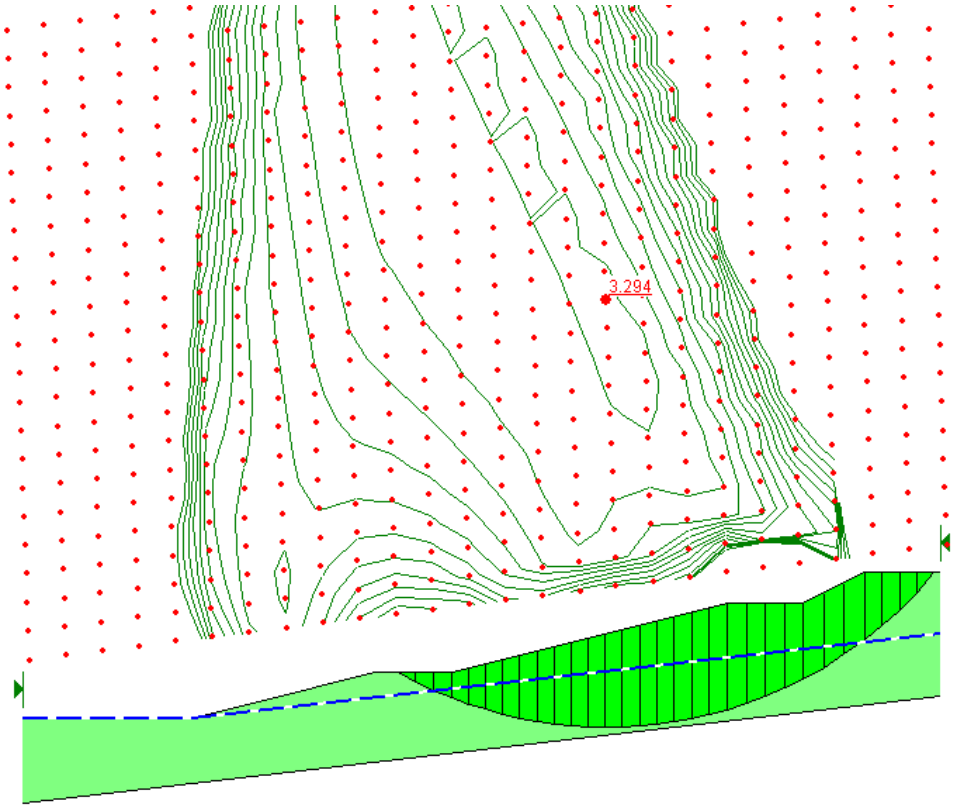


Figura 15: Corte K - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

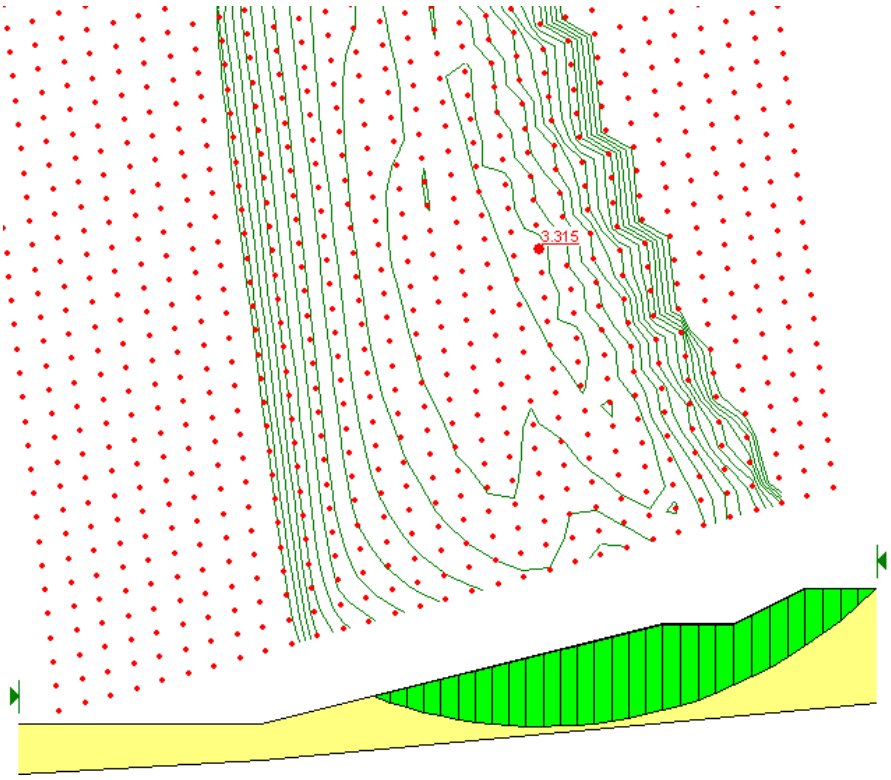


Figura 16: Corte L - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

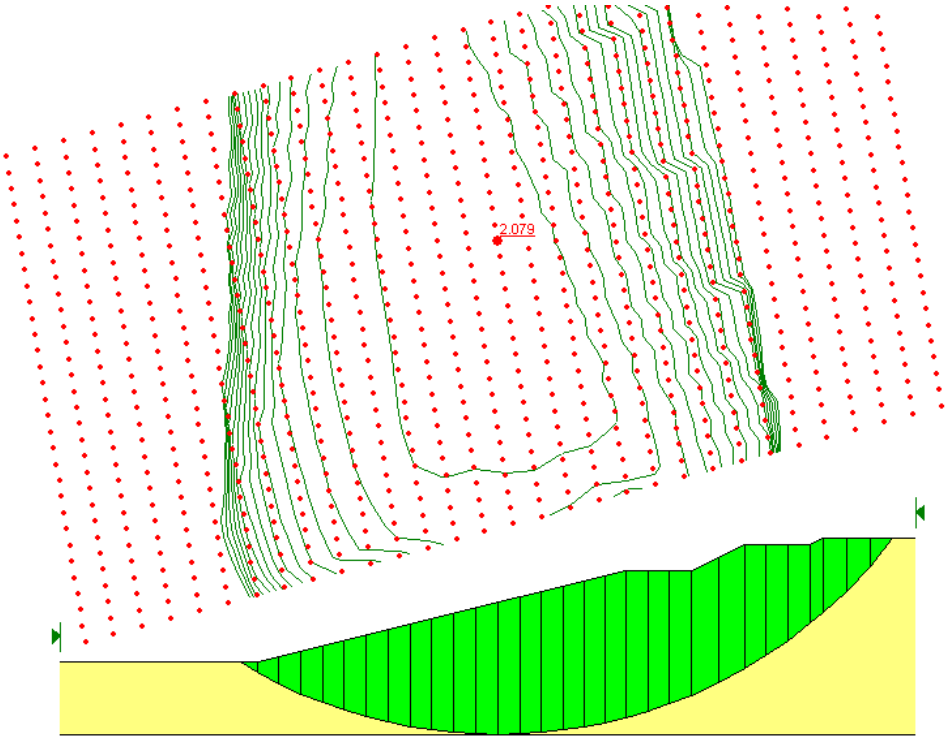


Figura 17: Corte M - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

3. COMENTÁRIOS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS

3.1 Resultados obtidos na região da bacia de detenção Guilherme Ferreira

No estudo da bacia de detenção Guilherme Ferreira os valores encontrados para os fatores de segurança, 2,167, 1,155, 1,220 e 1,143, se situaram, com exceção do primeiro, abaixo do valor adotado em projetos geotécnicos, ou seja, 1,5. A presença da camada de argila turfosa na região destinada a essa bacia, apresentando uma baixa resistência, certamente influenciou nos resultados. Entretanto vale ressaltar que a falta de parâmetros geotécnicos reais levou à adoção de parâmetros conservativos. Um outro aspecto a ser relatado é que nas análises não foram contemplados os atirantamentos previstos no projeto preliminar.

3.2 Resultados obtidos na região da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira

Os resultados das análises de estabilidade realizadas na região do reservatório R2 forneceram os seguintes valores para os fatores de segurança: 1,766, 5,931, 2,049 e 1,427. À exceção do último, esses valores se apresentaram acima do valor adotado em projetos.

Os resultados obtidos na região do dique da extremidade sul do reservatório R2, ou seja, 1,185 e 1,349, ficaram abaixo do adotado em projetos. Nesse local a sondagem indicou uma camada de argila arenosa com baixa resistência.

Na região do barramento entre os reservatórios R1 e R2, os valores obtidos para os fatores de segurança, 2,355 e 1,940, se situaram acima do adotado em projetos.

Na região do dique da extremidade norte do reservatório R1 o valor encontrado 2,079 se situou acima do adotado em projetos.

3.3 Comentários finais

Os estudos geotécnicos descritos no presente relatório foram realizados utilizando-se dados baseados em correlações com as sondagens disponibilizadas pela Prefeitura de Uberaba. Esse tipo de abordagem é adequada a um estudo conceitual do problema quando, a despeito de não se dispor dos parâmetros geotécnicos, não invalida os resultados obtidos. Vale ressaltar que na etapa de elaboração de projetos geotécnicos, a execução de campanhas de ensaios para obtenção dos parâmetros é indispensável.

A afirmativa acima é válida nos casos da bacias de detenção Guilherme Ferreira e Pedro Salomão, sendo que, para essa última bacia não foi possível nem mesmo elaborar estudos conceituais relativos à estabilidade pela ausência de dados de sondagem. Da mesma forma, um estudo geotécnico completo do sistema Leopoldino de Oliveira (dois diques, um barramento e os taludes dos reservatórios) requer dados complementares de sondagem e de obtenção de parâmetros geotécnicos, a despeito do sistema já estar implantado.

Os resultados obtidos pelos estudos aqui realizados na região da bacia de detenção Guilherme Ferreira confirmaram a presença de solo de baixa resistência conforme especificado na sondagem. Esse fato pode, assim, comprometer a estabilidade dessa região. Certamente, em razão da baixa resistência do solo, o projeto preliminar da bacia de detenção executado pela empresa HT Consultoria e Planejamento prevê atirantamentos.

Os resultados relativos à bacia de detenção Leopoldino de Oliveira demonstraram que a região dos reservatórios encontra-se estável, assim como o barramento entre eles e o dique da extremidade norte do reservatório R1. No caso do dique da extremidade sul do reservatório R2, a camada de baixa resistência existente nesse local poderia vir a comprometer sua estabilidade.

Deve-se considerar que, em face da carência de informações, os estudos aqui relatados foram elaborados de forma conservativa. Os fatores de segurança nem sempre atenderam aos critérios de projeto (fator de segurança igual a 1,5). Entretanto, nenhum fator de segurança apresentou valor inferior a 1,0, situação em que haveria ruptura.

17.6 ANÁLISE DE EFEITOS DE RUPTURA DE BARRAGENS

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO PARCIAL 6/2005

ANÁLISE DE EFEITOS DE RUPTURA DE BARRAGENS

Belo Horizonte, Julho de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Samuel Brasil

Estagiário Rodrigo França Coelho Dias

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial. O presente relatório trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações.

Inundações têm ocorrido com freqüência na área urbana de Uberaba localizada na bacia do córrego das Lajes. Relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e da população que ocupa as áreas mais atingidas indicam uma recorrência de base anual ou bianual do fenômeno nessas áreas. Segundo os relatos, as inundações caracterizam-se por serem de curta duração e por apresentarem elevadas velocidades de escoamento sobre o sistemas viário. Há evidências de insuficiências de captação do sistema de microdrenagem, pouco desenvolvido, como também de funcionamento sob pressão das redes de canais subterrâneos de macrodrenagem, caracterizadas, entre outros fenômenos, por extravasamentos jorrantes nos poços de visita das galerias.

Em vista desse quadro, em 1997 a Prefeitura de Uberaba contratou a empresa Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda. para que realizasse estudos de diagnóstico e de proposição de medidas de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes, tendo resultado no documento intitulado "Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", datado de abril de 1997.

No capítulo de diagnóstico, os estudos da Themag constataram a insuficiência do sistema de macrodrenagem, a inadequação de critérios adotados para o projeto das galerias, tais como o emprego do método racional, a adoção de tempos de retorno reduzidos, de 10 anos no caso dos córregos das Bicas (av. Santos Dumont), da Igreja (av. Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (av. Leopoldino de Oliveira), bem como estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacia em foco. Não houve simulações de funcionamento do sistema de microdrenagem, porém os estudos contemplam uma avaliação qualitativa do mesmo, concluindo por sua insuficiência.

Em termos de controle de inundações, os estudos da Themag consideram duas alternativas: a implantação de bacias de detenção, prevendo-se um total de quatro bacias (Leopoldino de Oliveira, Guilherme Ferreira, Santos Dumont Direito e Santos Dumont Esquerdo), ou a duplicação de galerias, de forma a transportar os excedentes de escoamentos não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. Análises de efetividade das medidas de controle associadas a avaliações financeiras dos custos de implantação permitiram concluir pela alternativa de implantação de bacias de detenção.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de detenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A bacia de detenção Leopoldino de Oliveira foi implantada, tendo sido dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R-1 e R-2, com projeto executivo elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia.

No quadro do projeto Água Viva, a perspectiva de implantação das demais bacias de detenção conduziu à necessidade de reavaliação completa do programa proposto de controle de inundações justificada por diversas razões, entre elas:

os dados cadastrais do sistema de macrodrenagem, cujos dados não se encontravam disponíveis em 1997, possibilitando a simulação hidráulica mais detalhada do sistema;

o desenvolvimento de uma equação de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (equação IDF-Uberaba), um requisito importante para reduzir as incertezas de modelagem hidrológica da bacia em foco (c.f. Relatório 1 do presente estudo);

a realização de estudos complementares de funcionamento do sistema de macrodrenagem prevendo-se a implantação de todas as bacias de detenção, contemplando cenários futuros de ocupação urbana da cidade, previstos no Plano Diretor, bem como a realização de simulações de eventos de tempo de retorno superiores ao adotado pela Themag (T = 25 anos), a saber, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, permitindo uma análise mais detalhada de riscos e de conseqüências de inundações, bem como análises de ruptura de barragens;

a realização de estudos geotécnicos complementares, incluindo-se os estudos de estabilidade de taludes e das barragens que compõem algumas das bacias de detenção;

a necessidade de delimitação de zonas inundáveis segundo diferentes níveis de risco de inundação de forma a possibilitar a análise custo-benefício das soluções propostas e, em caráter complementar, contribuir para a atualização da Lei de Uso e Ocupação do Solo e para a elaboração de um plano de contingência em caso de ocorrência de inundações.

O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar esses estudos complementares, previstos no projeto Água Viva, tendo por objetivos:

realizar diagnóstico complementar do funcionamento do sistema de macrodrenagem em foco, por meio de simulação hidrológica e hidráulica, considerando-se cenários de ocupação urbana atual e futura (horizonte de 20 anos), segundo diferentes níveis de risco hidrológico (T = 2, 5, 10, 50 e 100 anos);

avaliar alternativas de implantação das bacias de detenção suplementares para fins de controle de inundações;

realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de detenção definidas para o sistema;

definir as condições de funcionamento e operação das bacias de detenção;

conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de detenção;

elaborar, para as bacias de detenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;

realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;

conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Segundo proposta apresentada pelo EHR-UFMG, os produtos do presente estudo deverão ser apresentados por meio de 10 relatórios conforme listado no Quadro 1. O presente documento corresponde ao Relatório 6.

Quadro 1. Projeto Água Viva – estudo do sistema de macrodrenagem: Produtos previstos

Relatório	Tema
1	Precipitações de projeto
2	Diagnóstico e estudo de alternativas
3	Medidas não estruturais de controle de cheias
4	Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento
5	Bacias de detenção: pré-dimensionamento geotécnico
6	Análise de efeitos de ruptura de barragens
7	Custos de implantação e operação das bacias
8	Sistema de monitoramento hidrológico
9	Sistema de alerta de funcionamento
10	Relatório final de consolidação

O presente documento (Relatório 6) avalia a onda de cheia gerada pela ruptura hipotética da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (BD1), localizada na bacia hidrográfica do córrego das Lajes, a montante da área urbana da cidade de Uberaba. A estrutura de reservação foi avaliada a partir da consideração de seu colapso devido à ocorrência de um evento de precipitação com tempo de retorno de 1.000 anos. A onda gerada foi propagada ao longo de 5 km na área urbana a jusante, em formulação unidimensional com o modelo hidráulico HEC-RAS, considerando o escoamento em condição não-permanente. Foram adotados 4 cenários para a simulação da onda de cheia.

Apresenta-se, ao final deste relatório, mapa indicando as áreas potencialmente sujeitadas a inundação devido à ocorrência do evento extremo considerado, para diferentes cenários. Cabe salientar que a caracterização da bacia de detenção em estudo encontra-se descrita no Relatório 4.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO

Uma solução compensatória de drenagem urbana com crescente emprego em cidades brasileiras é a bacia de detenção. Esse tipo de estrutura desempenha um papel importante de amortecimento de cheias, podendo, igualmente, contribuir para a redução de cargas de poluição pluvial de origem difusa na bacia urbana.

Embora existam várias alternativas para a implantação de bacias de detenção em áreas urbanas (Chocat, 1997; Urbonas e Stahre, 1993), é freqüente a adoção de arranjos que levam ao barramento de cursos d'águas. Por vezes, essas barragens podem atingir dimensões consideráveis, com alturas de dique superiores a 10 m, em razão do contexto topográfico de implantação das obras bem como da adoção de critérios de dimensionamento objetivando o controle de eventos de tempos de retorno elevados, por exemplo, TR = 50 anos ou superiores. Nessas circunstâncias, o volume de água armazenado pelas estruturas, mesmo que por intervalos de tempo relativamente curtos, pode ser suficiente para gerar impactos não desprezíveis, em caso de ruptura da barragem. O contexto é tal que a preocupação com os riscos de ocorrência de eventos desse tipo justifica-se dado o elevado potencial de danos diretos, indiretos e intangíveis resultantes da propagação de uma onda de ruptura em áreas densamente ocupadas.

No caso de grandes barragens, estudos de ruptura e de propagação das ondas de cheia resultantes são realizados há muito tempo, a despeito do fato de que no Brasil, ainda no presente momento, não serem feitos de forma generalizada para todos os grandes empreendimentos existentes ou projetados, uma situação que deverá mudar dentro em breve (Brasil et al., 2005). O risco de eventos desse tipo não é desprezível; a título de exemplo, Singh (1996) aponta que no século passado foram relatados mais de 200 casos de ruptura de barragens com altura superior a 15 metros, em escala mundial. No caso de pequenos reservatórios localizados logo a montante de áreas urbanas esse tipo de registro é raro (Zoppou et al., 1999).

Análises de risco de ruptura de barragens podem focar diferentes aspectos do evento potencial, tais como:

a estimativa dos riscos associados a falhas originadas por erros operacionais, dificuldade de operação de estruturas hidráulicas de controle por bloqueio ou pane em sistemas eletromecânicos, obstrução de estruturas hidráulicas por grandes objetos transportados pelo escoamento ou o assoreamento da área de acumulação;

a definição de mecanismos de ruptura da barragem, da evolução temporal da brecha pela qual o escoamento se dá e da forma do hidrograma de cheia resultante;

o estudo da propagação da onda de ruptura a delimitação das áreas inundáveis a jusante do barramento.

O principal foco do presente relatório é essa última questão. As análises são aqui desenvolvidas para o complexo constituído pelos dois reservatórios que compõem a Bacia de Detenção Leopoldino de Oliveira (BD1), implantada na bacia do córrego das Lajes, na cidade de Uberaba, Minas Gerais. As simulações da propagação de ondas de ruptura foram realizadas com o emprego do modelo HEC-RAS, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, para diferentes cenários de ruptura definidos a priori. Trata-se de uma simulação de escoamento unidimensional em regime não permanente. Tendo em conta a dependência entre a metodologia adotada no presente estudo e as características do caso estudado, optou-se por apresentar, inicialmente, o estudo de caso, passando, em seguida, à descrição metodológica e à apresentação e análise de resultados.

3. BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: DESCRIÇÃO DA BACIA DE DETENÇÃO (R1 E R2)

A cidade de Uberaba encontra-se localizada a oeste do estado de Minas Gerais na região do Triângulo Mineiro, distando de Belo Horizonte em 494 km (Figura 1). A população total da cidade é de 250 mil habitantes (IBGE, 2000).



Figura 1 – Localização do município de Uberaba

A área urbana de Uberaba ocupa, em grande parte, a bacia hidrográfica do córrego das Lajes, cuja área de drenagem perfaz 26,4 km² (Prefeitura Municipal de Uberaba, 2004). A história de ocupação urbana dessa bacia reproduz processos semelhantes aos observados em outros municípios brasileiros. Embora a urbanização tenha ocorrido a partir dos fundos de vale para as encostas, ainda em meados do século passado as áreas inundáveis junto aos cursos d'água permaneciam não ocupadas. Esse modelo de ocupação modificou-se ao longo dos anos 1970 com a intensificação do crescimento urbano. As necessidades de estruturação do sistema viário e a adoção, ainda que de forma parcial, do conceito de avenidas sanitárias, conduziu à canalização dos cursos d'água em estruturas fechadas, revestidas em concreto e implantadas sob as principais avenidas da cidade (Figura 2).



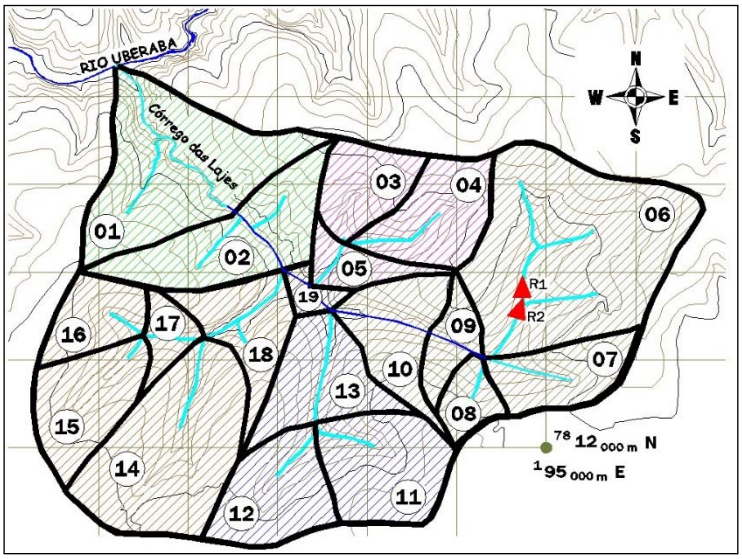
Figura 2 – Vista aérea parcial da área central da cidade de Uberaba

(fonte: Prefeitura Municipal de Uberaba, 2004)

Os efeitos combinados de elevação das taxas de impermeabilização da bacia com problemas associados aos critérios de dimensionamento do sistema de macrodrenagem e às insuficiências do sistema de microdrenagem resultaram na elevação da freqüência de inundações na área, bem como da vulnerabilidade a esses eventos, uma vez que os principais eixos viários e as áreas comerciais da cidade ocupam os fundos de vale.

Em vista desse contexto de elevado risco de inundação, a Prefeitura Municipal de Uberaba tem realizado esforços de implementação de medidas de controle de cheias. Entre essas medidas, a administração municipal implantou recentemente duas bacias de detenção no córrego Santa Rita, um dos formadores do córrego das Lajes. Essas estruturas foram concebidas para reduzir os riscos de inundação na área central da cidade, ao longo da avenida Leopoldino de Oliveira, eixo viário implantado sobre o canal do córrego das Lajes. Pode-se dizer que se trata, de fato, de uma única bacia de detenção, porém, com o propósito de tirar proveito das características topográficas locais para obter um adequado volume de espera, a bacia de detenção foi dividida em duas partes, aqui designadas como R1 e R2, cada uma delas delimitada por um barramento. A Figura 3 contém o mapa topográfico da bacia do córrego das Lajes, indicando a localização de R1 e R2. A divisão em sub-bacias mostrada nessa figura foi a adotada em estudos recentes avaliação do risco de inundação na cidade e de estudos de alternativas de controle de cheias (EHR, 2005-a). A Figura 4 mostra um detalhe do sistema viário da cidade de Uberaba, igualmente ilustrando a posição de R1 e R2 em relação à área central da cidade.

R1 recebe contribuições da sub-bacia 6 da bacia do córrego das Lajes (Figura 3), com uma área de 4,38 km². R2 é alimentada pelos escoamentos provenientes de R1, como também por parte das contribuições das sub-bacias 07 e 08 que possuem uma área de drenagem total de 1,47 km². A Figura 5 mostra a disposição das bacias e uma vista área das mesmas, na fase final de construção.



Sub-	Área
01	2,94
02	1,89
03	0,94
04	1,30
05	0,50
06	4,38
07	1,01
08	0,46
09	0,54
10	1,30
11	1,61
12	1,36
13	1,36
14	2,85
15	1,32
16	0,84

Figura 3 – Mapa topográfico da bacia do córrego das Lajes e localização de R1 e R2 sem escala

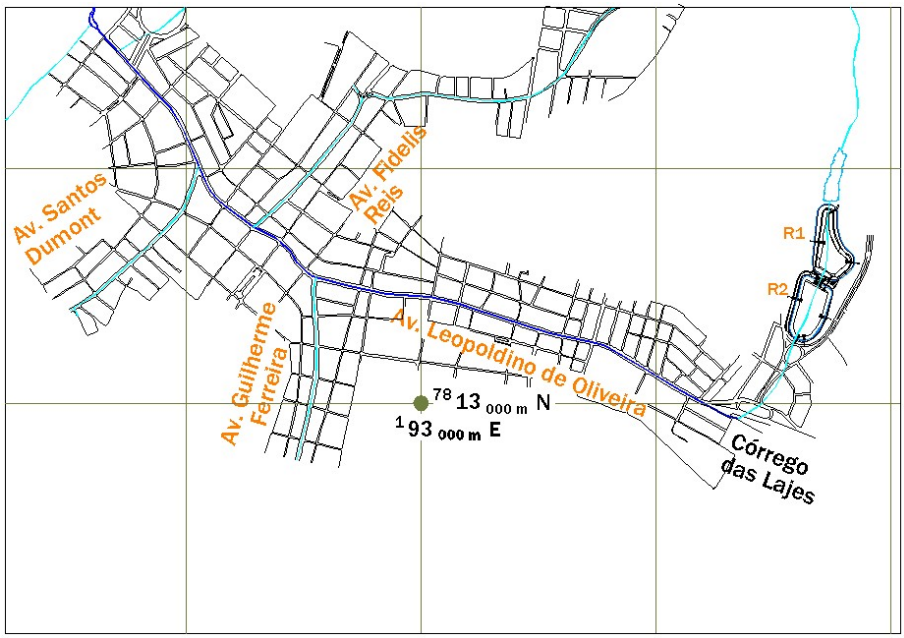


Figura 4 – Mapa do sistema viário na área central de Uberaba e localização de R1 e R2

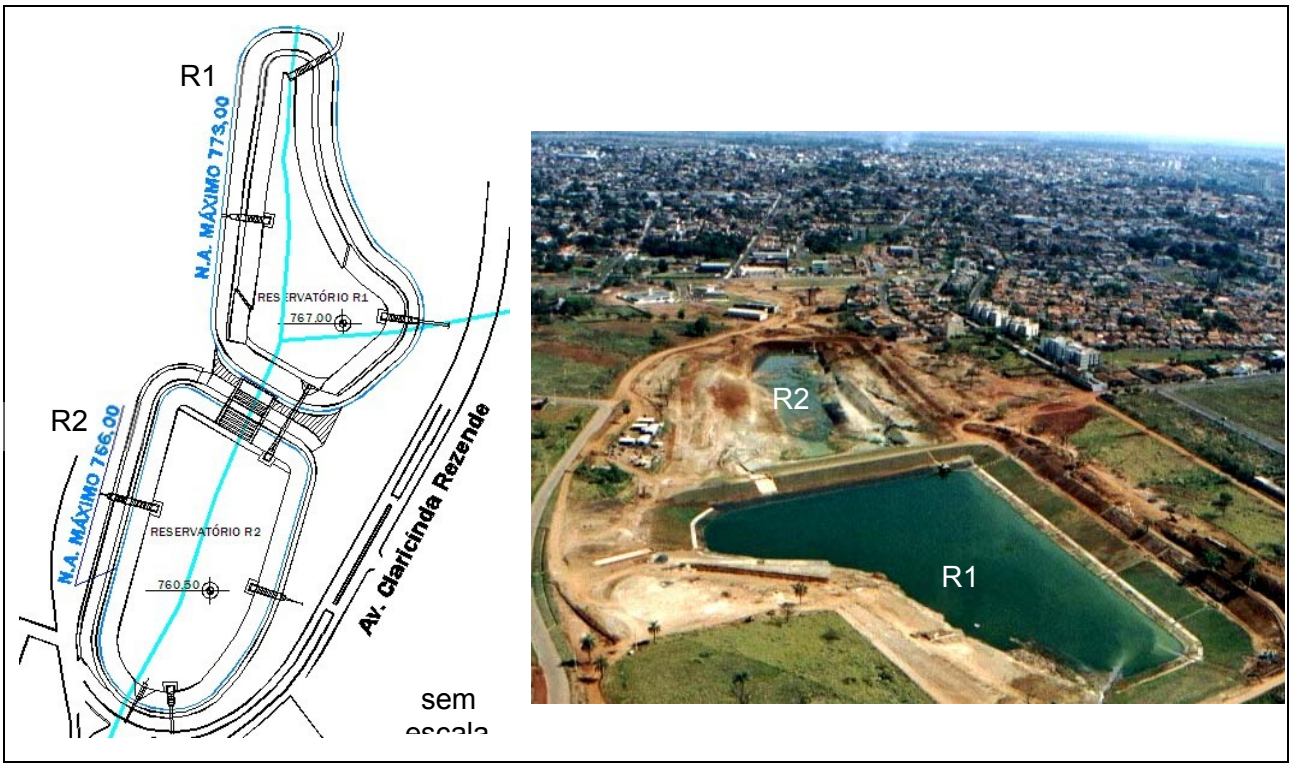


Figura 5 – Disposição da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (R1 e R2)

Em R1 mantém-se um espelho d'água com lâmina d'água de 2,0 m, sendo o volume total de armazenamento à cota da soleira do vertedor de 135.370 m3 e o volume de espera de 102.730 m3. A barragem de R1 é em terra, com altura do paramento de montante de 7,0 m. Em R2 mantém-se um espelho d'água 1,0 m, com volume total de armazenamento de 146.000 m3 e volume de espera de 123.820 m3. O barramento de R2 é também em terra, com altura de 6,5 m.

O controle hidráulico de R1 é composto por um vertedor do tipo tulipa com soleiras às cotas 772,50 e 773,00 complementado por um orifício instalado em seu poço de queda com geratriz inferior à cota 769,00, cota do NA permanente em R1. Há também um vertedor de emergência, de descarga livre, do tipo parede espessa, com seção transversal retangular e soleira de largura de 10 m instalada à cota 773,00. As curvas cota-descarga e cota-volume para R1 encontram-se na Figura 6.

O controle hidráulico de R2 é composto por um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 765,50 e 766,00, complementado por um orifício instalado em seu poço de queda com geratriz inferior à cota 761,50, cota do NA permanente em R2. As curvas cota-descarga e cota-volume de R2 encontram-se representadas na Figura 7. Os dados aqui citados relativos a R1 e R2 provêem de projeto (Prefeitura Municipal de Uberaba, 2003). Deve-se ressaltar que houve algumas alterações de projeto na fase construtiva que, entretanto, não modificam significativamente os resultados do presente estudo.

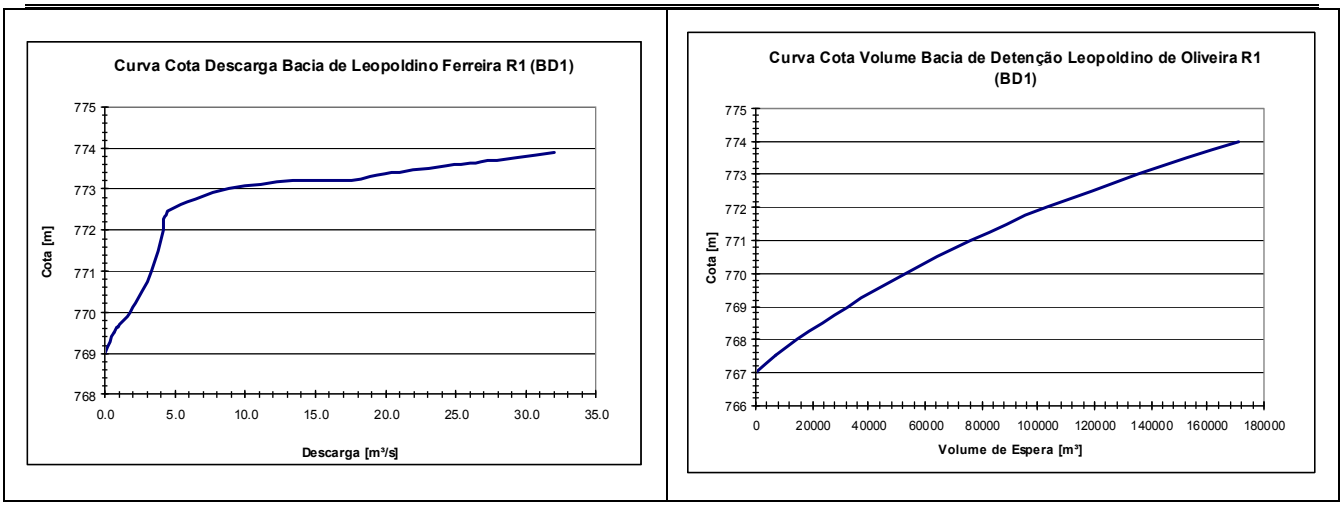


Figura 6 – Curva cota-descarga e cota-volume da bacia de detenção R1

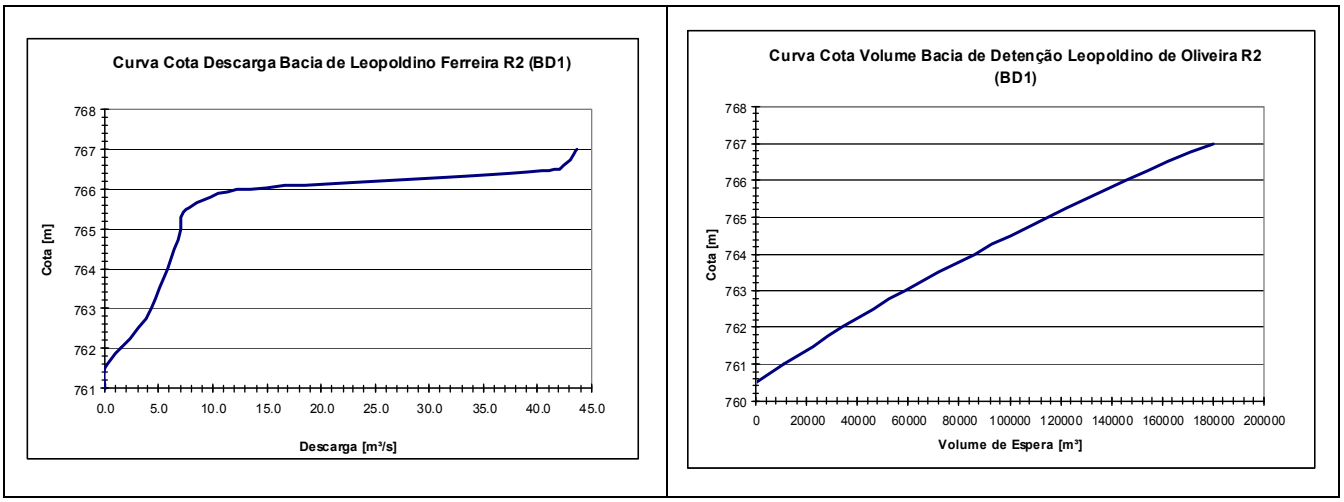


Figura 7 – Curva cota-descarga e cota-volume da bacia de detenção R2

4. METODOLOGIA

4.1. Modos de ruptura de barragens

Conforme relatado no item 3, ambas as barragens que compõem R1 e R2 são em terra. Para avaliar os possíveis modos de ruptura desse tipo de estrutura realizou-se um breve levantamento sobre o tema a partir de dados históricos relatados na literatura. A Figura 8 apresenta uma síntese histórica sobre modos de ruptura de barragens, notando-se que 35 % dos casos de rupturas históricas ocorreram por “overtopping” ou galgamento da barragem seguido por “piping” ou ruptura progressiva, com 29% das ocorrências.

A ruptura por piping ocorre por carreamento de partículas do maciço da barragem pelo fluxo descontrolado de montante para jusante. Este fenômeno tem duas origens principais, a saber, o mau dimensionamento do sistema de drenagem interna do maciço ou o surgimento de trincas após o adensamento da barragem. Em ambos os casos ocorre arrasto de partículas do maciço, que aumenta progressivamente conduzindo ao colapso da estrutura.

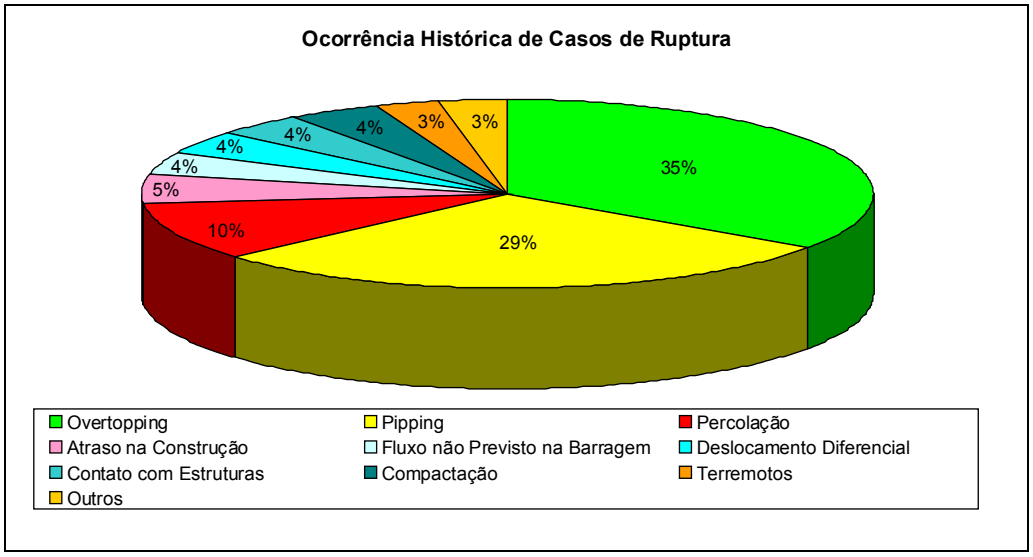


Figura 8 – Ocorrências históricas dos tipos de rupturas em barragens (fonte: ICOLD, 1995)

A ruptura por “overtopping” ou galgamento se dá pelo extravasamento da água armazenada, de forma não controlada, sobre a barragem. Esse tipo de ruptura geralmente é relacionado com o dimensionamento inadequado das estruturas de controle hidráulico, problemas operacionais ou a ocorrência de eventos hidrológicos cujo período de retorno supera o contemplado em projeto. A forma mais freqüente das brechas para ambos os mecanismos de ruptura, segundo dados históricos sobre o tema, é a trapezoidal (Froehlich e Tufail, 2004). Porém, Chauhan et al. (2004) ressaltam que o tamanho e o tempo de formação da brecha dependem da forma da barragem, do tipo de barragem, da topografia do local de implantação da barragem, das características de fundação do barramento, das propriedades do material de construção utilizado na obra, da carga existente no reservatório e do volume armazenado no momento da ruptura, o que explica as dificuldades de previsão da forma e das dimensões da brecha no decorrer da ruptura. Muitos estudos têm sido realizados sobre esse tema, com objetivo de se aprimorar o conhecimento sobre os processos de ruptura por overtopping, tanto do ponto de vista geotécnico quanto do hidráulico. Alguns pesquisadores como Vaskinn et al. (2004) chegaram a construir barragens “in situ” com dimensões consideráveis, seguindo as técnicas construtivas convencionais, para desenvolver uma melhor compreensão sobre os processo de evolução da brecha.

No caso do estudo foco, os volumes permanentemente reservados e as lâminas d’água permanentes em R1 (volume de 32.640 m3 e lâmina de 2,0 m) e R2 (volume de 22.180 m3 e lâmina de 1,0 m) são pequenos, tornando a hipótese de ruptura por piping pouco provável e de impacto presumivelmente pequeno sobre as áreas de jusante. Portanto, no presente texto centram-se as simulações na hipótese de ruptura por galgamento.

4.2. Determinação dos hidrogramas de cheia afluentes

Tendo em conta a hipótese de ruptura por galgamento poder-se-ia considerar, conforme já brevemente discutido em itens anteriores, um conjunto de eventos causais de tal ocorrência tanto associados a problemas operacionais quanto à afluência de escoamentos superiores aos adotados para o dimensionamento das estruturas. R1 e R2 foram dimensionadas por meio de métodos indiretos de estimativa dos hidrogramas de projeto, tendo por objetivo o controle do evento de precipitação de tempo de retorno TR = 25 anos. Simulações hidrológicas e hidráulicas visando o diagnóstico do funcionamento do sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes realizadas para os eventos de precipitação de TR = 50 e 100 anos mostraram que a borda livre em relação à cota de crista de R1 é pequena; para o caso do evento de TR = 100 anos ela é de apenas 0,20 m (EHR, 2005-a). No caso de R2, as condições operacionais para eventos de tempos de retorno superiores aos de projeto é menos crítica, estimando-se uma borda livre de 0,90 m para o evento de TR = 100 anos. Embora, no presente estudo, não se tenha estimado o tempo de retorno do evento a partir do qual ocorreria o galgamento de R1 e de R2, os resultados de simulações indicam que tal ocorreria para o evento de TR = 1.000 anos, tendo sido esse o adotado como evento para simulação das hipóteses de ruptura por galgamento das estruturas em foco.

A determinação dos hidrogramas de cheia afluentes a R1 e R2 bem como os hidrogramas de cheia afluentes ao canal do córrego das Lajes, a jusante de R1 e R2 (ver Figura 3), utilizou-se o modelo hidrológico HEC-HMS, versão 2.2.2 (HEC, 2003), com modelagem da função de produção pelo chamado método SCS (McCuen, 1982) e da função de transferência pelo hidrograma unitário triangular igualmente proposto pelo SCS (McCuen, 1982). Na etapa de modelagem hidrológica, a propagação em canais foi modelada pelo método de Muskingun-Cunge e em reservatórios pelo método de Puls modificado. O evento de precipitação de TR = 1.000 anos foi calculado com base na equação Intensidade-Duração-Freqüencia desenvolvida para a cidade de Uberaba (EHR, 2005-b). O hietograma de projeto foi construído a partir de hietogramas adimensionais propostos por Pinheiro e Naghettini (Pinheiro e Naghettini, 1998) com probabilidade de excedência de 50%. A distribuição espacial da precipitação na bacia foi considerada uniforme.

4.3. Cálculo do hidrograma de ruptura das barragens

Na ocorrência de um evento crítico que leve a ruptura de uma barragem de terra por galgamento, uma brecha é gerada devido à ação erosiva do fluxo de água proveniente do reservatório. A variação da vazão defluente depende, então, basicamente de dois fatores: a geometria (largura e altura final) e o tempo de formação da brecha. Glunz et al. (2004) mostram que essas características são difíceis de predizer, pois dependem do modelo de ruptura adotado, dos tipos de materiais que constituem o talude, do método construtivo utilizado, das dimensões do reservatório etc. Segundo Wahl (2001), é recomendável elaborar uma análise de sensibilidade à forma da onda de ruptura a partir da avaliação de diversas relações empíricas que buscam determinar a geometria final e o tempo de formação da brecha (Tabela 1). No presente estudo, as características das brechas em R1 e R2 foram calculadas utilizando-se cada uma das formulações propostas na Tabela 1 tendo-se adotado, para cada parâmetro, o valor intermediário do intervalo obtido com as diferentes formulações.

Tabela 1 – Formulações empíricas para determinar as características da brecha (Wahl, 2001)

Referência	Largura da brecha [m]	Tempo de ruptura [hora]
USBR (1988)	$\overline{B} = 3(h_w)$	$t_f = 0{,}011(\overline{B})$
Von Thun e Gillete (1990)	$\overline{B} = 2{,}5h_w + C_b$	$t_f = 0{,}015(h_w)$ material erodível $t_f = 0{,}020(h_w) + 0{,}25$ material resistente à erosão
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er} = 0{,}0261(V_w.h_w)^{0{,}769}$	$t_f = 0{,}0179(V_{er})^{0{,}364}$
Froehlich (1995)	$\overline{B} = 0{,}1803K_0V_w^{\,0{,}32}h_b^{\,0{,}19}$	$t_f = 0{,}00254(V_w)^{0{,}53}h_b^{\,-0{,}9}$

sendo:

$\overline{B}$: largura média da brecha [m];

C_b: coeficiente função do volume de armazenamento no reservatório; para reservatórios com volumes até 1,23 x 106 m³, Cb = 6,1;

K_0: coeficiente de majoração, sendo K0 = 1,0, no caso de ruptura por piping e K0 = 1,4, no caso de ruptura por galgamento;

V_{er}: volume de material erodido da barragem [m³];

h_w: altura da lâmina d'água na seção logo a montante da barragem, no momento da ruptura [m];

h_d: altura da barragem [m];

h_b: altura final da brecha [m];

V_w: volume do reservatório no momento da ruptura [m³];

t_f: tempo para formação da brecha [hora].

Devido ao processo erosivo causado, por exemplo, pelo galgamento da barragem, a geometria final da brecha é aproximada tipicamente por uma seção retangular, triangular ou trapezoidal. De acordo com Froehlich e Tufail (2004), a observação de casos passados de ruptura de barragens de terra sugere que o desenvolvimento provável da brecha é mais bem representado por uma seção com geometria trapezoidal. A Figura 9 indica o processo de formação da brecha e as variáveis geométricas envolvidas.

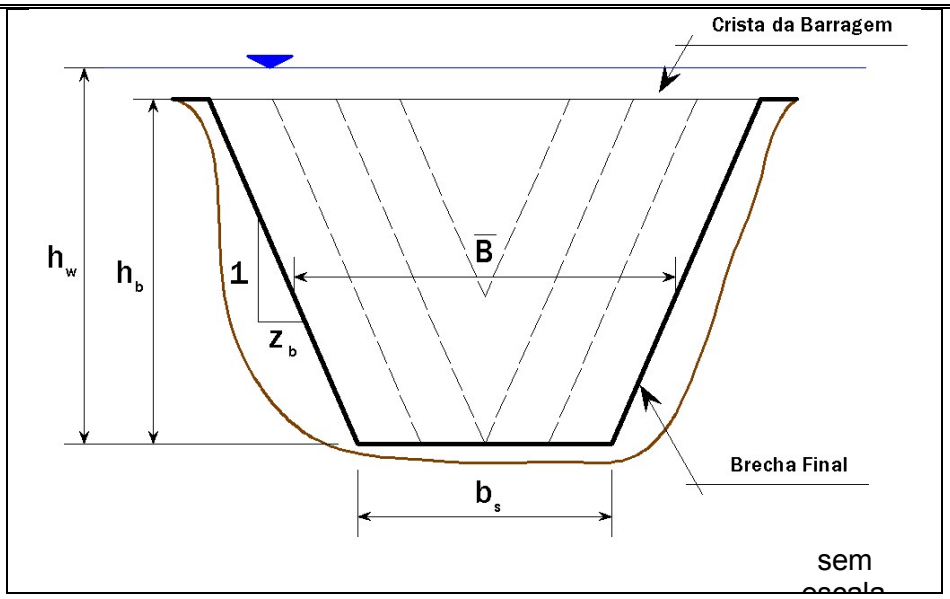


Figura 9 – Representação esquemática da brecha com geometria trapezoidal

(fonte: Froehlich e Tufail, 2004)

A partir das características de evolução da brecha, é possível construir o hidrograma da onda de ruptura. No presente estudo, esse hidrograma foi estabelecido tomando-se por base a formulação adotada pelo modelo HEC-RAS, versão 3.1.3 (HEC, 2002):

$Q_b = C_w[b_s(H_{ti} - h_b)^{1,5} + 0,8 z_b (H_{ti} - h_b)^{2,5}]$	(1)

sendo:

b_s: largura do fundo da brecha no tempo ti, função do tempo de formação da brecha tf [m];

h_b: altura da brecha no tempo ti [m];

z_b: parâmetro geométrico referente a declividade dos taludes da brecha correspondente a razão entre suas dimensões horizontal e vertical;

H_{ti} é a energia total no ponto i [m].

O coeficiente C_w é dado por:

$C_w = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g}$	(2)

sendo:

C_d: coeficiente de descarga;

g: aceleração da gravidade.

4.4. Propagação da onda de ruptura ao longo do canal do córrego das Lajes

A propagação da onda de ruptura ao longo do canal do córrego das Lajes foi realizada com o emprego do modelo HEC-RAS, versão 3.1.3, em simulação unidimensional não-permanente com emprego da formulação completa das equações de Saint-Venant (onda dinâmica). Para tal, foram levantadas 42 seções transversais da área urbana da cidade a partir de base cartográfica em escala 1:10.000, com intervalo entre curvas de nível de 1,0 m, bem como do cadastro do canal do córrego das Lajes, implantado sob a avenida Leopoldino de Oliveira, ambos fornecidos pela Prefeitura Municipal de Uberaba. A escolha dessas seções foi orientada por presença de singularidades no canal e/ou na planície de inundação. A Figura 10 ilustra a localização dessas seções transversais. Nela, notam-se as seções de afluência dos cursos d'água afluentes ao córrego das Lajes. Reporta-se à Figura 3 para a localização das sub-bacias às quais faz-se referência na Figura 10.

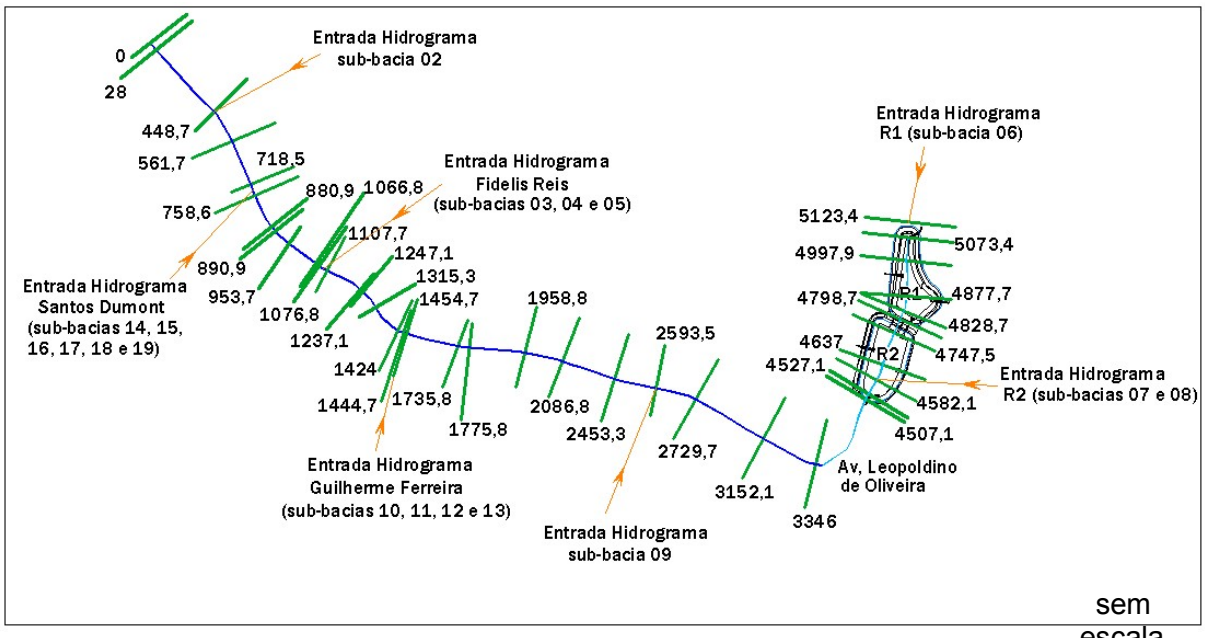


Figura 10 – Localização das seções transversais ao longo da av. Leopoldino de Oliveira

A Figura 11 mostra uma seção transversal típica do córrego das Lajes com representação da via Leopoldino de Oliveira e da planície de inundação. Duas considerações importantes devem ser feitas com relação a essa representação. A primeira delas refere-se à ausência da laje de cobertura do canal em estudo o que decorre do fato de que o modelo HEC-RAS não possui artifícios de cálculo para a representação de escoamentos em carga. As versões mais recentes do modelo, a partir da 3.1.1, permitem aumentar o perímetro molhado correspondente à laje de cobertura de um canal fechado e subtrair da seção transversal a área ocupada por essa estrutura, recurso designado pelo termo "lid", em tradução livre do inglês, "tampa". Naturalmente, esse recurso não possibilita a simulação da complexidade de escoamentos com transição entre os regimes a superfície livre e sob pressão. Por simplicidade de modelagem e tendo em conta seu pequeno efeito sobre os resultados de simulação, optou-se no presente estudo por não utilizar o recurso "lid" do modelo.

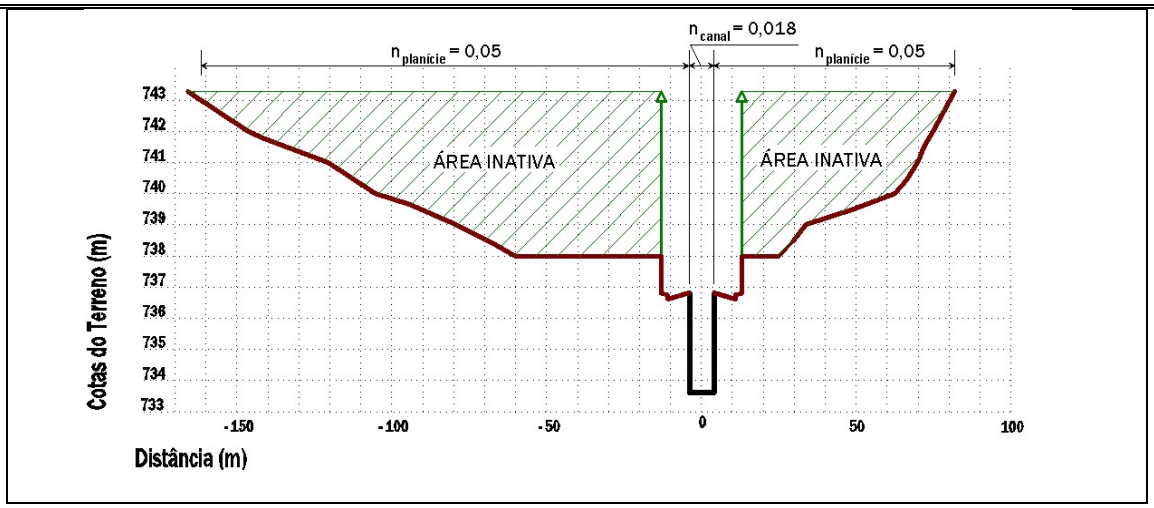


Figura 11 – Exemplo de seção transversal do córrego das Lajes e área inundável

O segundo aspecto refere-se à definição de áreas inativas cujo resultado sobre a modelagem é o de permitir o armazenamento de águas extravasadas do leito principal, porém sem que escoem pela planície de inundação, ou seja, sua velocidade de escoamento é zero. A definição de áreas inativas foi realizada com base na análise de dados topográficos e do sistema viário. Essa alternativa de simulação pressupõe o armazenamento dos volumes extravasados também nos espaços construídos, ou seja, dentro das edificações, não incorporando o eventual emprego de soluções do tipo “flood proofing” como as comportas eventualmente instaladas em portas e janelas. A Figura 11 contém, igualmente, os coeficientes de rugosidade de Manning empregados cujos valores foram estimados com base em Chow (1959).

4.5. Definição dos cenários de ruptura a serem simulados

São os seguintes os cenários de simulação considerados no presente estudo.

Cenário 1: ruptura de R1 e R2;

Cenário 2: ruptura de R1 e galgamento de R2;

Cenário 3: galgamento de R1 e R2, sem ruptura;

Cenário 4: propagação dos hidrogramas de cheia estimados para TR = 1.000 anos, admitindo-se a ausência de R1 e R2.

O cenário 1 visa a estimativa da área potencialmente inundada caso a ocorrência do evento de TR = 1.000 anos seja agravada pela ruptura de R1 e R2. O cenário 4 é adotado como uma referência que possibilita avaliar, por comparação com o cenário 1, o agravamento dos efeitos de inundação, em termos de área potencialmente inundáveis, decorrentes da hipotética ruptura simultânea de R1 e R2. Os cenários 2 e 3 são intermediários entre os cenários 1 e 4.

4.6. Geração dos mapas de inundação

A base cartográfica utilizada para gerar os mapas de inundação da área urbana possui curvas de nível espaçadas de metro em metro. A digitalização das cartas topográficas foi realizada com o auxílio do software AutoCAD, da empresa AutoDesk, o qual serviu de base para a associação dos resultados numéricos fornecidos pelo modelo HEC-RAS com o modelo digital de terreno.

5. RESULTADOS: ANÁLISE E DISCUSSÃO

5.1. Determinação do tempo de formação e das características geométricas da brecha

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos por meio do emprego das formulações listadas na Tabela 1 para a especificação das características geométricas das brechas de ruptura em R1 e R2. A declividade do talude da brecha (z_b) foi estabelecida em 1,4 com base em Froehlich (1995) para o caso de ruptura por galgamento. A altura final da brecha (h_b), foi assumida como sendo igual à altura do talude da barragem (h_d).

Tabela 3 – Características geométricas das brechas em R1 e R2

Características da Bacia de Detenção	R1	R2
Altura da barragem: h_d	7,0 m	6,5 m
Declividade do talude de montante e de jusante: z	3	3
Volume do reservatório para crista da barragem: V_w	170790 m³	179980 m³
Características da Brecha Formada	R1	R2
Altura final da brecha: $h_b = h_d$	7,0 m	6,5 m
Declividade do talude da brecha: $z_b = z$	1,4	1,4
Largura média da brecha: $\overline{B}$	20 m	18 m
Largura do fundo da brecha: $b_s = \overline{B} - z_b.h_b$ (para brecha trapezoidal)	10 m	9 m
Tempo para formação da brecha: t_f	0,2 hora	0,18 hora

5.2. Propagação unidimensional da onda de cheia e geração de mapas de inundação

Com base em recursos disponíveis no modelo HEC-RAS estabeleceu-se, por interpolação entre as seções transversais mostradas na Figura 10, um espaçamento entre seções transversais $\Delta x = 5{,}0$ m. O passo de cálculo adotado para a propagação das ondas de cheia geradas pelos diferentes cenários foi de $\Delta t = 10$ segundos. A duração de cada evento, para efeito de simulação, foi fixada em 10 h, permitindo avaliar a propagação completa dos hidrogramas.

A tabela 4 lista resultados obtidos para os quatro cenários simulados, em termos de vazão de pico e cotas máximas do NA em diferentes seções transversais simuladas. As seções de número 4798,69 e 4507,09 são as dos eixos das barragens R1 e R2, respectivamente. No caso do cenário 4 (ausência de R1 e R2, os hidrogramas de cheia provenientes das sub-bacias 06, 07 e 08 são obtidos por modelagem hidrológica do evento de TR = 1.000 anos e inseridos no modelo hidráulico à seção 3346.

Tabela 4 – Resultados da propagação da onda de ruptura gerada pelo software HEC-RAS

Número da Seção	Localização da Seção [km]	Vazão de Pico [m³/s]				Cota Máxima [m]			
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
5123,4	0,00	61	61	62		774,53	774,53	774,66	
4828,7	0,31	60	60	55		774,55	774,55	774,67	
4798,69	0,34	148	148	54		774,55	774,55	774,67	
4582,1	0,56	141	118	51		767,63	768,56	767,90	
4527,1	0,62	153	122	61		767,62	768,57	767,90	
4507,09	0,64	153	122	61		767,62	768,57	767,90	
4497,1	0,65	145	119	59		764,37	764,17	763,57	
3346	1,10	137	116	57	84	763,79	763,59	763,17	763,57
2593,5	1,85	130	109	54	62	757,37	757,15	756,48	756,46
2453,3	1,99	129	108	54	60	755,85	755,64	754,96	754,91
1454,7	2,99	125	105	53	56	745,15	745,11	745,40	745,20
1444,7	3,00	136	131	131	145	745,04	744,99	744,99	745,09
1107,7	3,34	130	130	130	130	741,75	741,75	741,75	741,77
1076,8	3,37	184	184	184	186	741,33	741,33	741,33	741,33
758,6	3,69	182	182	182	174	738,42	738,42	738,42	738,37
718,5	3,73	310	310	310	304	738,23	738,23	738,23	738,18
448,7	4,00	283	283	283	300	737,32	737,33	737,33	736,94
0	4,44	339	339	339	324	733,99	733,99	733,99	733,91

As vazões de pico dos hidrogramas de ruptura em R1 e R2 (cenário 1) atingem, respectivamente, 148 m3/s e 153 m3/s. Admitindo-se a hipótese, pouco provável, de galgamento sem ruptura (cenário 3), as vazões máximas atingidas às saídas de R1 e R2 seriam, respectivamente, de 54 m3/s e de 61 m3/s. A título de informação, o hidrograma afluente a R1, proveniente da sub-bacia 06, para o evento de TR = 1.000 anos possui vazão de pico de 63 m3/s. Assim, a vazão de pico no exutório de R1 para o cenário 3 indica um pequeno efeito de amortecimento, a despeito da saturação do sistema, o que também ocorre para R2 nesse cenário.

Comparando-se os cenários 1 e 4, nota-se que as vazões de pico decorrentes da ruptura de R1 e R2 (cenário 1) permanecem significativamente superiores àquelas decorrentes do evento de tempo de retorno 1.000 anos, supondo-se a inexistência de R1 e R2 (cenário 4) até a seção 1447,7. A essa seção soma-se o hidrograma de cheia proveniente do córrego Capão da Igreja (sub-bacias 10, 11, 12 e 13), cuja vazão de pico atinge 112 m3/s para TR = 1.000 anos. A partir dessa seção para jusante, as vazões máximas obtidas com o cenário 4 são iguais ou superiores às do cenário 1, não havendo portanto, sob a ótica das vazões de pico, um impacto suplementar causado pela ruptura das barragens. Deve-se, entretanto, sublinhar que a ruptura hipotética de R1 e R2 conduziria a um repique da cheia, uma vez que durante a recessão dos hidrogramas gerados pelas sub-bacias a jusante observar-se-ia a propagação da onda de ruptura (Figura 12). No cenário 1, o momento de ruptura foi fixado quando da máxima afluência às bacias de detenção. Deve-se ressaltar que a ocupação urbana a montante de R1 e R2 é pouco desenvolvida, sendo que o córrego Santa Rita permanece não canalizado. Já as sub-bacias localizadas a jusante de R1 e R2 são densamente ocupadas com seus cursos d'água canalizados praticamente em toda sua extensão. Com isso, os tempos de resposta, os volumes de escoamento superficial e as vazões de pico produzidas pelas sub-bacias de jusante são significativos quando comparados com os eventos resultantes das sub-bacias localizadas a montante de R1 e R2. Isso explica o atraso do hidrograma de ruptura em relação aos hidrogramas produzidos a jusante. Naturalmente, caso R1 e R2 não existissem, não haveria um segundo pico de cheia durante a recessão do hidrograma (Figura 13).

A comparação entre os impactos resultantes dos cenários 1 e 4 em termos de manchas de inundação pode ser visualizada por meio da Figura 14. Torna-se evidente que o impacto de uma eventual ruptura de R1 e R2 tendo em conta as hipóteses dos cenários 1 e 4 seria perceptível até a confluência dos córregos das Lajes e Capão da Igreja (av. Guilherme Ferreira). A área suplementar inundada pela ruptura seria de 0,198 km² e a majoração das profundidades de inundação situar-se-ia em cerca de 1,0 m.

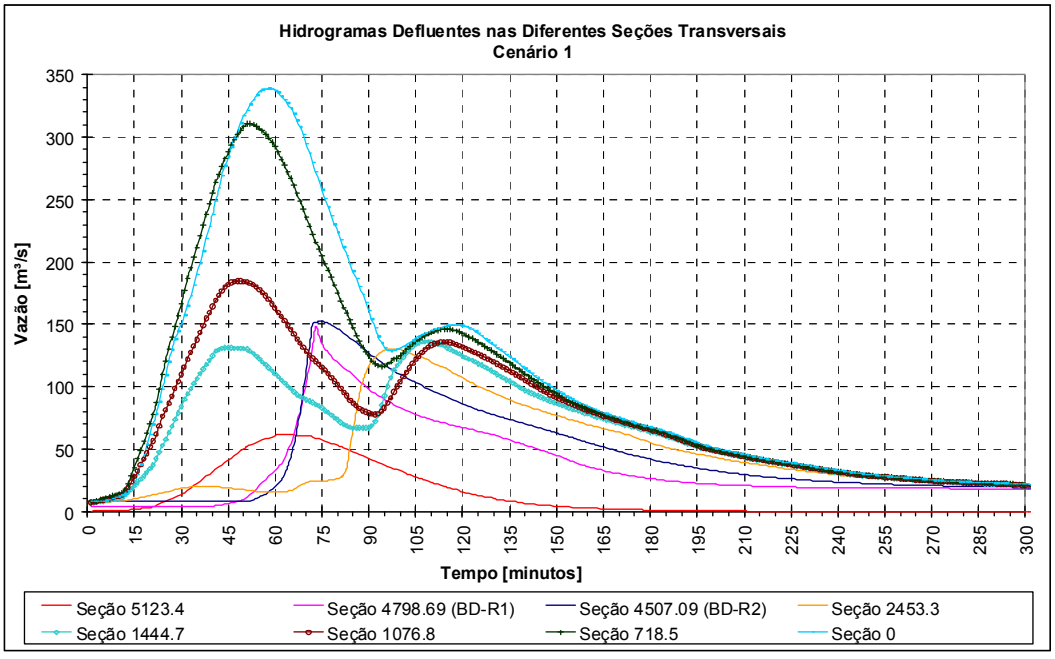


Figura 12 – Hidrogramas defluentes nas diferentes seções transversais para o cenário 1

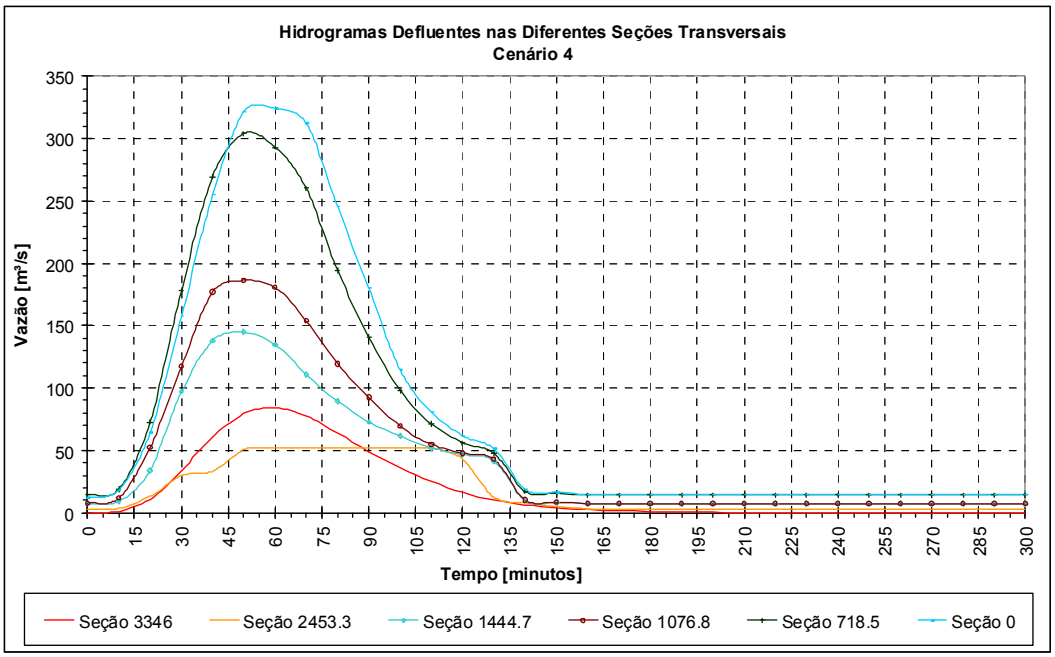


Figura 13 – Hidrogramas defluentes nas diferentes seções transversais para o cenário 4

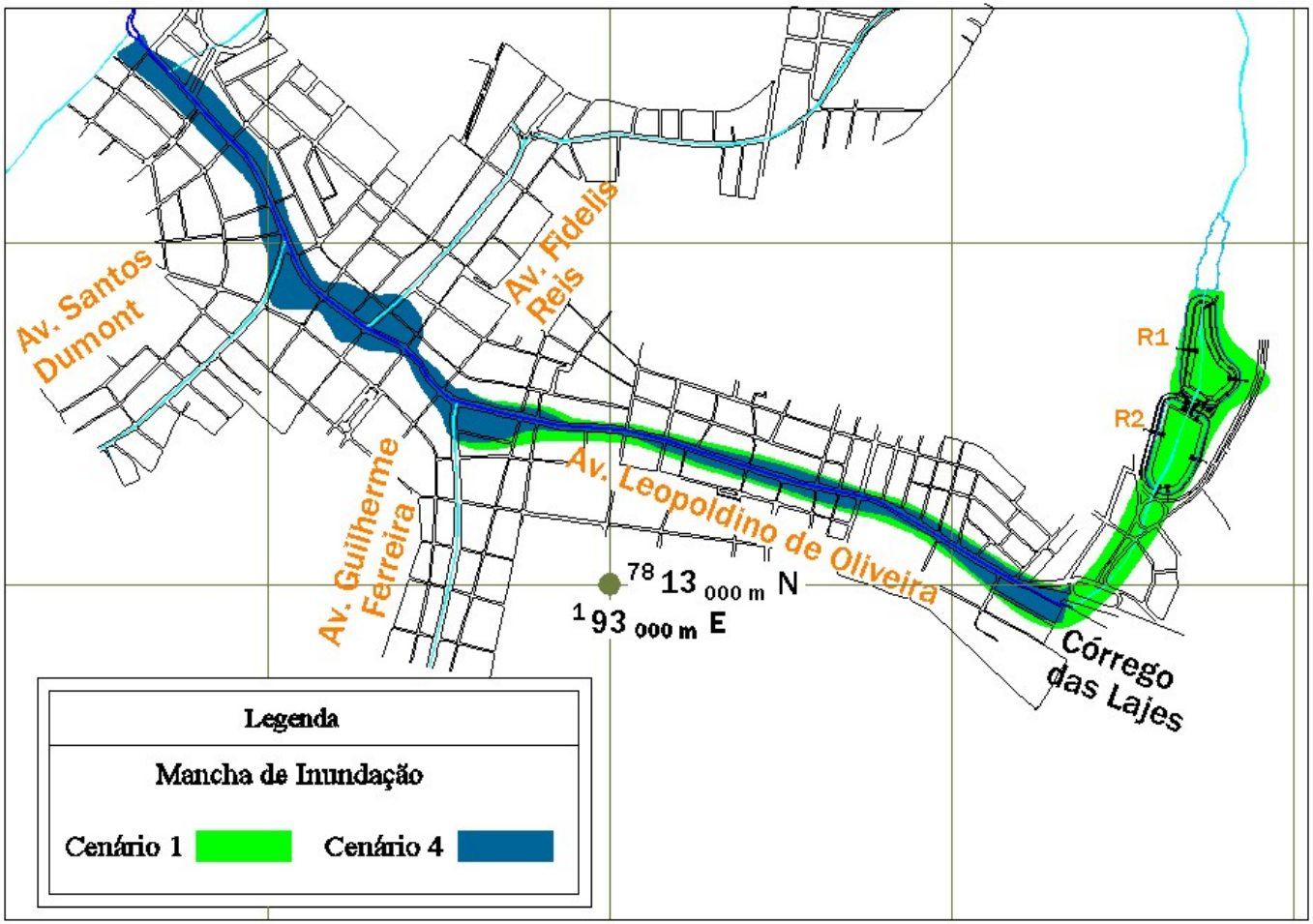


Figura 14 – Mapa de inundação contemplando os cenários 1 e 4

sem escala

6. CONCLUSÃO

O presente relatório descreve um ensaio de avaliação das conseqüências de falha das estruturas de controle de cheias do tipo bacia de detenção existentes a montante da avenida Leopoldino de Oliveira por ruptura de barragens. As conseqüências de eventos desse tipo são aqui avaliadas por meio do mapeamento das zonas potencialmente inundáveis na área urbana da cidade de Uberaba, em Minas Gerais. O enfoque apresentado permite comparar os impactos suplementares causados pela eventual ruptura das referidas barragens com aqueles que seriam causados por um evento hidrológico de mesma probabilidade de ocorrência caso as estruturas de barramento não existissem. Esse tipo de tratamento da questão permite, portanto, avaliar o risco suplementar no sistema urbano de macrodrenagem de Uberaba tendo como causa o colapso de uma estrutura de controle de cheias. Os resultados dessa análise podem orientar o estabelecimento de critérios de projeto e de operação / monitoramento para estas estruturas, inseridas em contexto urbano.

Estudos de ruptura de barragens são sujeitos a incertezas de vários tipos e, na maioria das vezes, têm caráter prospectivo, não sendo, portanto sujeitos a etapas de validação de resultados, deve-se dizer, fortuitamente. As principais fontes de incertezas encontram-se associadas aos mecanismos de ruptura, à formação e evolução da brecha e à forma do hidrograma de ruptura. Quando se trata de simular a propagação da onda de cheia em contexto urbano, agregam-se incertezas e dificuldades relacionadas à modelagem hidráulica, quer pela escassez de dados cadastrais, mapas topográficos e de uso de solo adequados, quer pela complexidade da simulação de escoamentos nas redes de drenagem urbana.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL, L. S. S., PALMIER, L. R., NASCIMENTO, N. O., BOTELHO, L. C. M., DINIZ, T. M. F. (2005). "*Inundation maps of urban areas due to floods caused dam failure: the case of Rio de Pedras Dam, Minas Gerais, Brazil "* in Proceedings of the IVth World Wide Workshop for Young Environmental Scientists, Paris, Maio 2005, p. 33-43.

CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. (2004). *"Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling"* in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Set. 2004, 15 p.

CHOCAT, B. (1997), *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Lavoisier, Paris, 1124.

CHOW, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Editions, Illinois, 680 p.

EHR (2005-a). *Estudo do sistema de macrodrenagem da cidade de Uberaba: bacia hidrográfica do córrego das Lajes - Diagnóstico*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG. Belo Horizonte, Nov. 2005, 70 p.

EHR (2005-b). *Equação Intensidade-Duração-Freqüência para a cidade de Uberaba*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG. Belo Horizonte, Jan. 2005, 23 p.

FROEHLICH, D. C. (1995). *"Embankment dam breach parameters revisited"* in Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering, San Antonio, Agosto 1995, pp.887-891.

FROEHLICH, D. C., Tufail, M. (2004). *"Evaluation and use of embankment dam breach parameters and their uncertainties"* in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Set. 2004, 15 p.

GLUNZ, G. G., PHILIPS, M. A. (2004). *"Dam hazard evaluations using GIS and HEC-RAS"* in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Set. 2004, 16p.

HEC (2002). *River Analysis System – User's Manual* (version 3.1.3). U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, Abr. 2002, 482 p.

HEC (2003). *Hydrologic Modeling System – User's Manual* (version 2.1.2). U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, Maio 2003, 482 p.

IBGE (2000). *Censo Demográfico 2000 – Resultados do universo*. Disponível em: http://www.ibge.gov.br, Set. 2001.

ICOLD (1995). *Dam Failures Statistical Analysis*. Bulletin 99. Paris, 73 p.

McCUEN, R. H. (1982), *A guide to hydrological analysis using SCS methods*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 145 p.

PINHEIRO, M. M. G., NAGHETTINI, M. C. (1998). *"Análise regional de freqüência e distribuição temporal das tempestades na Região Metropolitana de Belo Horizonte"*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 3, nº 4, pp. 73 – 88.

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERABA (2003). *Reservatório Leopoldino de Oliveira – projeto executivo*. Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba (CODAU). Uberaba, 80 p.

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERABA (2004). *Projeto Água Viva*. Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba (CODAU). Uberaba, 266 p.

SINGH, V. P. (1996) *Dam breach modeling technology*. Kluwer Publishers. Louisiana, 242 p.

URBONAS, B. e STAHRE, P. (1993), *Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 449p.

VASKINN, K. A., LOVOLL, A., HÖEG, K., MORRIS, M., HANSON, G., HASSAN, M. A. A. M. (2004). *"Physical modeling of breach formation, large scale field tests."* in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Set. 2004, 16 p.

ZOPPOU, C., ROBERTS, S. (1999). *"Catastrophic collapse of water supply reservoirs in urban areas"*. Journal of Hydraulic Engineering, vol. 125, nº 7, pp. 686 – 695.

WAHL, T. L. (2001). *"The uncertainty of embankment dam breach parameter predictions based on dam failure case studies"* in USDA/FEMA Workshop on Issues, Resolutions and Research Needs Related on Dam Failure Analysis, Oklahoma, Jun. 2001, pp. 1-16.

17.7 RESUMO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS E ORÇAMENTO PRELIMINAR

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO 7/2005

RESUMO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS E ORÇAMENTO PRELIMINAR

Belo Horizonte, Janeiro de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial.

O presente documento trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações. Trata-se de um breve resumo contemplando alternativas de controle de inundações para a bacia hidrográfica do córrego das Lajes.

2. ELEMENTOS DE DIAGNÓSTICO

Um estudo de diagnóstico de funcionamento do sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes foi realizado, considerando-se cenários de ocupação urbana atual (**cenário 2**) e futura (**cenários 3 e 4**). O cenário 1, não apresentado no presente relatório resumo, corresponde ao sistema de macrodreangem anterior à implantação da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (R1 e R2) e foi utilizado principalmente para, por comparação com o cenário 2, avaliar-se a eficiência de R1 e R2 em controle de cheias.

O estudo de diagnóstico, elaborado segundo a discretização espacial da bacia mostrada no Anexo 1, evidenciou o elevado risco de inundação na área em foco. Considerando-se o cenário de ocupação urbana atual da bacia, a maioria das galerias de drenagem pluvial opera com tempos de retorno entre T < 2 anos e T = 5 anos (Tabelas 1 e 2, Anexo 2). Foram, igualmente, identificados problemas localizados de extravasamento causados por funcionamento inadequado de confluências, mudanças bruscas de geometria das seções transversais de galerias, mudanças bruscas de declividade do leito e outros.

Como cenários futuros de uso de solo, consideraram-se duas hipóteses de desenvolvimento urbano. O primeiro segue os parâmetros do Plano Diretor atual de Uberaba que aponta para uma taxa limite superior de impermeabilização de 90% em cada lote, conduzindo a um intervalo de variação do parâmetro CN (Soil Conservation Service), por sub-bacia, entre 80,5 e 94,5, com predomínio do valor 94 (**cenário 4**). No segundo cenário futuro, admite-se a possibilidade de maior controle sobre o desenvolvimento urbano nessa bacia, conduzindo a uma taxa média de impermeabilização de 80% ou CN = 90 (**cenário 3**). As Tabelas 3 e 4 do Anexo 2 contêm as vazões máximas estimadas por trecho do sistema de macrodrenagem, segundo os cenários 3 e 4, respectivamente. As estimativas de tempo de retorno de funcionamento do sistema de macrodrenagem atual, considerando-se os cenários futuros de uso do solo, encontram-se nas Tabela 5 e 6 do Anexo 2. Para todos os cenários simulados, adotaram-se duração crítica da precipitação de projeto de 1,5 h e diferentes tempos de retorno.

De posse desses cenários de simulação, geraram-se dois produtos principais:

Estimativa da capacidade máxima de drenagem das galerias existentes (máxima capacidade de transporte de vazões), cujos resultados, por trecho do sistema de macrodrenagem, encontra-se na Tabela 7, Anexo 2.

Mapas de áreas inundáveis, segundo o nível de risco, para os tempos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos (ver Anexo 3);

Uma ressalva importante deve ser feita com respeito à insuficiência da infra-estrutura de microdrenagem superficial (redes e estruturas de captação). Embora não seja objeto do presente estudo o diagnóstico ou a simulação desse sistema, relatos de inundações freqüentes em alguns trechos do sistema e inspeção visual durante visitas de campo fundamentam a afirmativa acima.

3. CENÁRIOS DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

3.1. Considerações iniciais

Os cenários de alternativas de controle de cheias foram compostos considerando-se os resultados do diagnóstico, propostas de intervenção contidas em estudos anteriores e as sugeridas pelos consultores do Painel de Segurança de Barragens, bem como propostas diretamente oriundas do presente estudo.

Embora os estudos de alternativas tenham sido elaborados para os dois cenários de ocupação futura do solo, acima descritos, recomenda-se, para a avaliação de alternativas a adoção do cenário intermediário de ocupação (CN = 90). A Prefeitura de Uberaba dispõe de instrumentos variados para o controle de ocupação urbana capazes de assegurar uma taxa média de impermeabilização em torno de 80% ou o controle local de excedentes de escoamento (e.g.: microreservatórios), tema que será objeto do Relatório 3 do presente estudo.

Os estudos de alternativas de controle de inundações consideram, ainda, a solução de problemas localizados de funcionamento hidráulico das galerias existentes. Foram realizadas simulações tendo em conta a recuperação estrutural das galerias, a conformação da geometria em trechos onde ainda localizam-se antigas pontes remanescentes do sistema anteriormente composto por canais abertos e, quando possível, a remoção de alguns trechos em degraus. Essas simulações indicam, de forma geral, um aumento de cerca de 20% da capacidade de drenagem dessas estruturas. O valor do coeficiente de rugosidade adotado passou de n = 0,018 (galerias atuais) para n = 0,015 (galerias recuperadas). Ainda não foi realizado um estudo mais detalhado de intervenções nas confluências, o que deverá ser feito uma vez escolhida a solução de controle de cheias.

Finalmente, reitera-se a necessidade de intervenções objetivando a adequação do sistema de microdrenagem da área de estudo, sem o que a eficiência das medidas de controle de inundações aqui consideradas não será atingida.

3.2. Cenário de alternativas

3.2.1. Alternativa zero: nada fazer

A alternativa zero corresponde ao esquema unifilar da rede de galerias pluviais mostrado na Figura 1. Esse cenário já foi adequadamente estudado na etapa de diagnóstico do presente estudo (Relatório 2) e é aqui apresentado apenas como referência do estado atual do sistema para a avaliação dos benefícios de ações de controle.

3.2.2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo projetos originais

Os principais resultados das simulações dessa alternativa (Figura 2) indicam a insuficiência das bacias de detenção previstas para o controle de inundações tendo por meta o tempo de retorno de 25 anos.

No caso do córrego da Igreja, Av. Guilherme Ferreira, embora a BD2 (Bacia de detenção da Guilherme Ferreira) produza um amortecimento significativo na vazão de pico, as áreas de contribuição direta não controladas (jusante de BD2) e a pequena capacidade de drenagem da galeria do córrego da Igreja não permitem que se atinja o controle efetivo do evento de T = 25 anos. Devem-se considerar as hipóteses de aumentar a capacidade de amortecimento de BD2 (c.f. Alternativa 2) e de realizar intervenções localizadas na galeria de jusante.

No caso do córrego das Bicas, Av. Santa Beatriz, a BD3 (Bacia de detenção da Santa Beatriz) possui volume muito inferior ao necessário (47.000 m^3 previstos contra cerca de 120.000 m^3 requeridos) para o controle do evento de T = 25 anos. Ademais, BD3 possui outros inconvenientes:

seu esvaziamento faz-se por bombeamento; embora tal solução seja tecnicamente viável, ela implica em custos de operação e manutenção mais elevados e requerem dos serviços técnicos municipais rotinas de manutenção mais complexas;

sua implantação eliminaria uma área de terrenos de esporte prezada pela população – para obter-se o volume de armazenamento de projeto, foi necessário aprofundar muito a bacia, inviabilizando seu uso combinado a áreas de lazer e práticas esportivas em razão de riscos de acidentes causados por seu repentino enchimento.

Em face desse quadro, não se recomenda a implantação de BD3 como previamente concebida e dimensionada.

Em conclusão, a solução proposta não atende aos objetivos de projeto nos afluentes Igreja e das Bicas e, por conseguinte também não reduz de forma significativa os riscos de inundação na Av. Leopoldino de Oliveira. Para maiores detalhes sobre essas simulações e análises, consultar o Relatório 4.

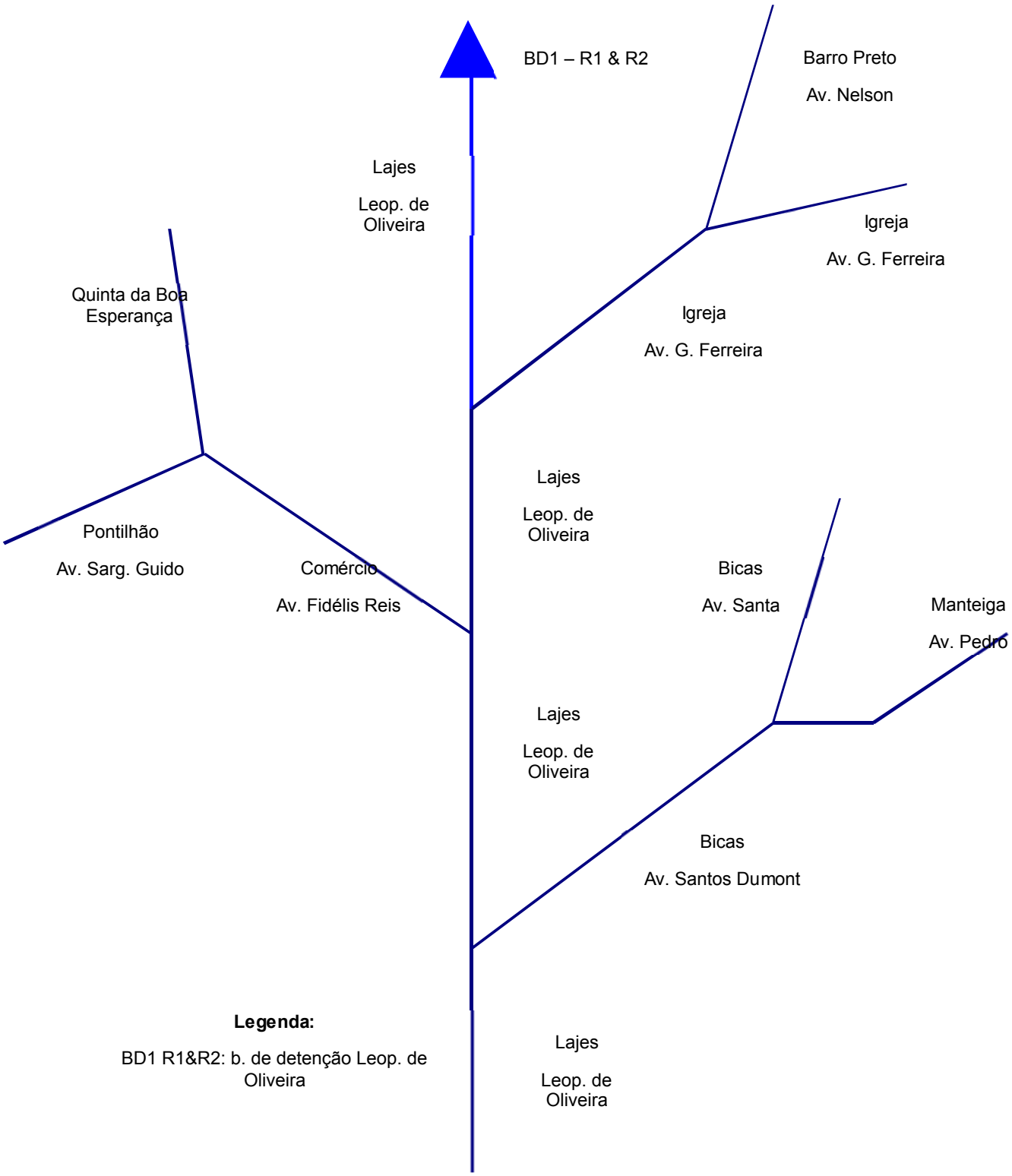


Figura 1. Alternativa zero: sistema de macrodrenagem existente

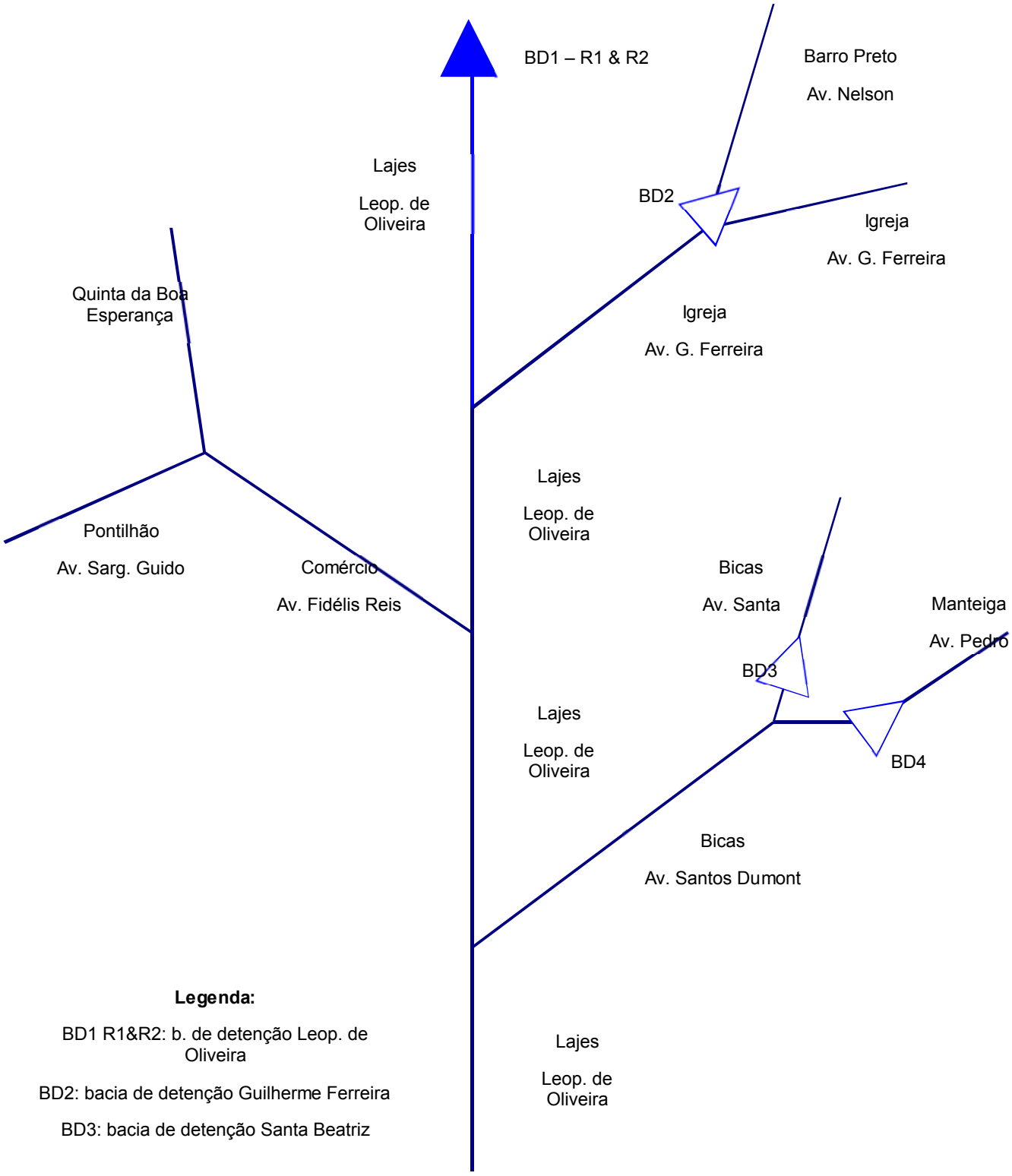


Figura 2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo estudos anteriores

3.2.3. Alternativa 2: redimensionamento de bacias de detenção e implantação de túneis e/ou galerias

Alternativas de controle de inundações por meio apenas de bacias de detenção a céu aberto não são suficientes para atingirem-se os objetivos requeridos para o sistema. A implantação de bacias de detenção enterradas é uma solução custosa, em termos construtivos e operacionais, podendo gerar perturbações significativas e interferências sobre outras redes urbanas, na fase construtiva, considerando-se a densa ocupação da área de estudo. Com isso, o estudo de alternativas passa a contemplar uma combinação de emprego de bacias de detenção com canais de reforço. O propósito de uso das bacias de detenção é o de reduzir a extensão e as dimensões hidráulicas requeridas pelos canais de reforço.

Uma alternativa de método construtivo para os canais de reforço, sugerida pelos consultores do Painel de Segurança de Barragens, é a de implantação de túneis. Essa solução construtiva apresenta vantagens em relação à de galerias convencionais:

A flexibilidade de configuração, uma vez que a estrutura não precisa estar confinada ao fundo de vale;

A facilidade oferecida pela estrutura à captação de escoamentos provenientes de afluentes de ambas as margens do curso d'água principal, uma vez que a mesma pode ser implantada em cotas inferiores às dos canais existentes;

A solução construtiva praticamente não causa perturbações ao sistema viário ou interferências com outras redes urbanas, não interfere com atividades urbanas correntes, reduz perdas econômicas e minimiza desgastes políticos resultantes de obras a céu aberto em grandes extensões dos principais eixos viários da cidade.

A alternativa 2 (Figura 3) simulada no presente estudo considera as seguintes intervenções:

Aumento da capacidade de armazenamento em BD2 (BD Guilherme Ferreira) e BD4 (BD Pedro Salomão);

Substituição do sistema de esvaziamento (controle de saída) de BD2 de elevatório (bombeamento) a gravitacional;

Transferência de parte dos escoamentos provenientes do córrego das Bicas, no trecho sob a Av. Santa Beatriz, para a BD4 por intermédio de um túnel (T-SBPS);

Canal de reforço para o córrego da Igreja, ao longo da Av. Santa Beatriz (CR-SB);

Canal de reforço para o córrego do Comércio, na Av. Fidélis Reis, em um trecho de cerca de 300 m, iniciando-se logo a jusante da confluência dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão (CR-FR1);

Canal de reforço em túnel ou galeria paralela para conectar o córrego do Comércio (Av. Fidélis Reis) ao córrego das Lajes (CR-FR2), em trecho de leito natural, reduzindo as contribuições à galeria da Av. Leopoldino de Oliveira na área central.

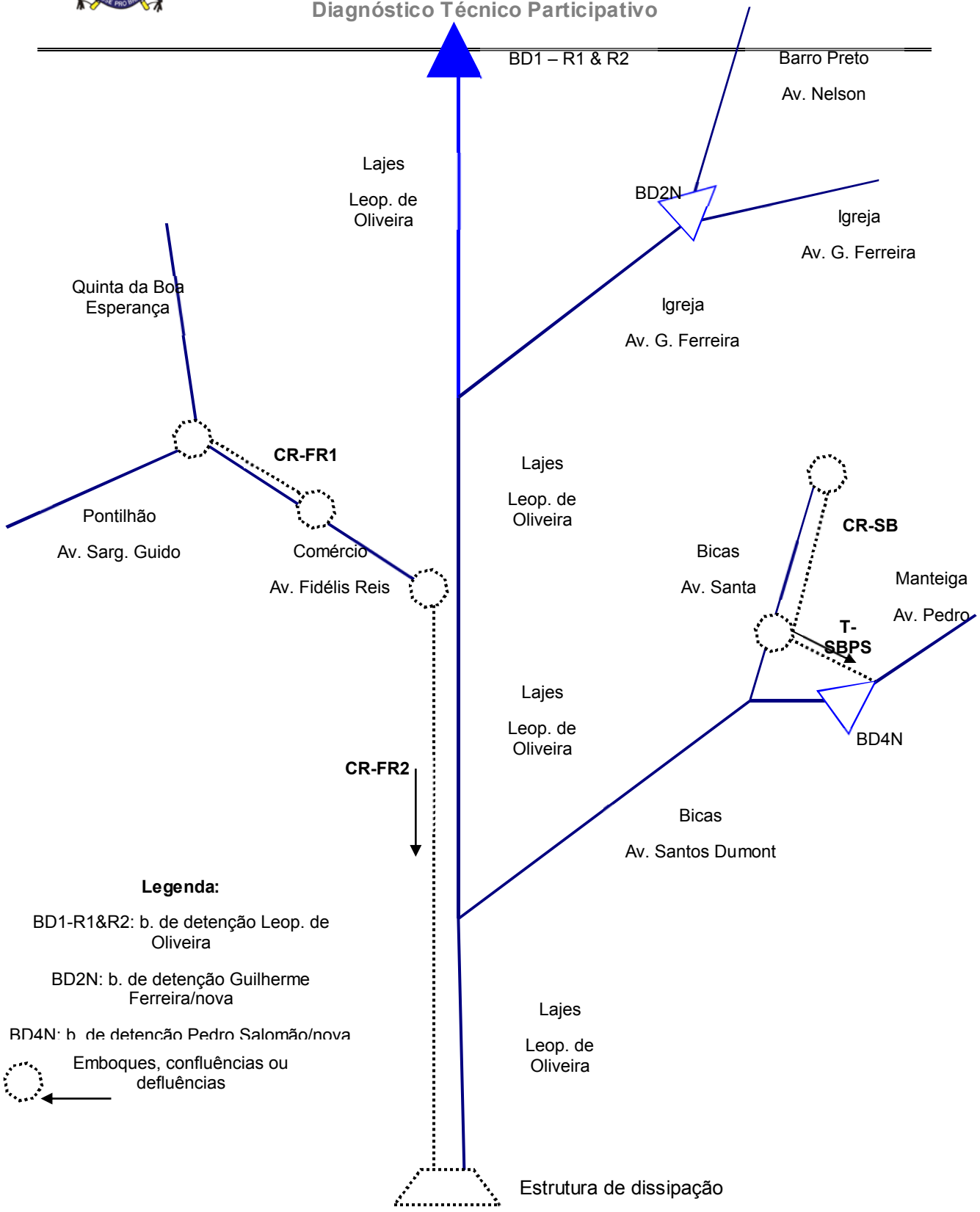


Figura 3. Alternativa 2: redimensionamento de BD2 e BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

A Figura 4 mostra a área adicional de implantação utilizada para obter-se o aumento de volume da BD2, que para essa nova configuração, passa a ser denominada BD2N. As novas relações cota-volume e cota-descarga para BD2N encontram-se no Quadro 1.

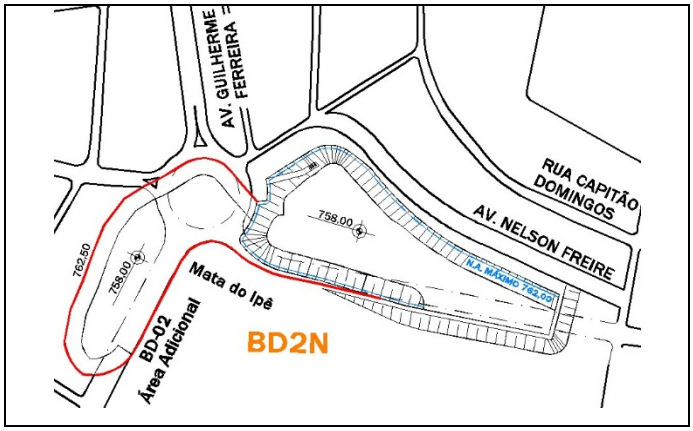


Figura 4. Nova implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2N)

O aumento da área de implantação da bacia de detenção permite uma redução de sua profundidade, com a cota de fundo passando da 755,50 m para a cota 758,00 m. Nesse caso, a profundidade de BD2N é de 4 m, ao invés de 7,5 m, como no projeto original. Essa redução de profundidade possibilitará uma melhor integração urbanística da estrutura ao ambiente circunvizinho. Seu volume de armazenamento aumenta de 94.196 m^3 para 117.275 m^3, com ganho de cerca de 23.000 m^3. Alterando-se sua cota de fundo, seu esvaziamento pode ser feito por gravidade.

Quadro 23. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD2N (Guilherme Ferreira)

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
758,00	0,00	0,00	
758,50	12941,57	0,27	
759,00	26363,60	0,77	
759,50	40272,31	1,33	
760,00	54671,91	1,63	
760,50	69566,58	1,88	
761,00	84962,27	2,10	
761,50	100862,95	2,30	
762,00	**117274,84**	**2,49**	NA Máximo
762,50	134215,46	2,66	

A Figura 5 mostra a área adicional de implantação BD4 que, na nova configuração, passa a ser denominada BD4N. Para obter-se o volume de armazenamento necessário, procedeu-se igualmente ao aumento da profundidade de BD4 em 1,0 m, alterando-se sua cota de fundo de 756,00 para 755,00. As relações cota-descarga e cota-volume para BD4N encontram-se no Quadro 2.

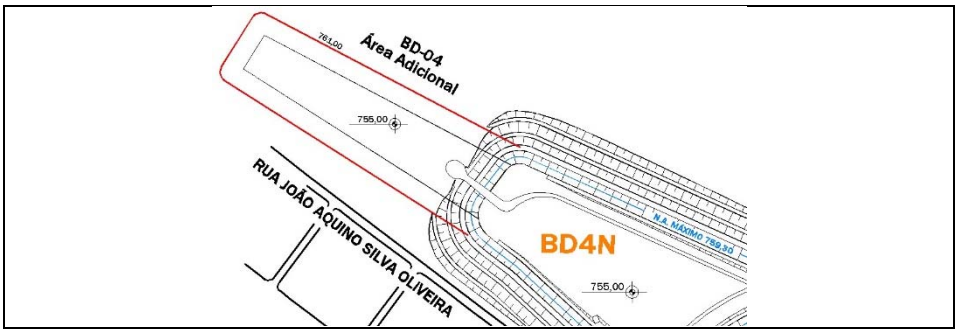


Figura 5. Nova implantação da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4N)

Quadro 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
755,00	0,00	0,00	
755,50	16033,18	0,82	
756,00	32725,41	2,32	
756,50	50578,40	2,82	
757,00	69968,09	3,99	
757,50	90931,67	4,88	
758,00	112876,66	5,64	
758,50	135794,31	6,30	
759,00	159695,06	6,90	
759,30	**174511,78**	**7,24**	NA Máximo
759,50	184589,33	7,46	
760,00	210487,54	7,97	
760,50	237400,10	8,46	
761,00	265337,69	8,91	

Na nova configuração proposta, o volume de armazenamento em BD Pedro Salomão passa de 87.983 m³ para 174.511 m³, com ganho de cerca de 86.000 m³, praticamente o dobro do volume original de projeto.

O túnel de transferência dos escoamentos do córrego das Bicas, na Av. Santa Beatriz, para a BD4N tem as seguintes características de pré-dimensionamento:

Vazão de projeto de 31 m³/s;

Comprimento de 950 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00316 m/m;

Cota inicial na galeria da Av. Santa Beatriz de 758,00 m;

Cota final no reservatório da Pedro Salomão (BD4N) de 755,00 m;

O canal de reforço Fidélis Reis, ao longo da Av. Leopoldino de Oliveira, foi pré-dimensionado como túnel ou galeria convencional:

Vazão de projeto de 39 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Seção retangular de 4,0 x 2,4 m, na hipótese de implantação de galeria convencional;

Diâmetro de 4 m, na hipótese de implantação de um túnel;

Declividade de 0,00739 m/m.

Nessa alternativa, como já haveria, necessariamente, a construção de um túnel na sub-bacia do córrego das Bicas, a solução construtiva mais adequada para o canal de reforço Fidélis Reis é, igualmente, o túnel.

Conforme evidenciado no estudo de diagnóstico (Relatório 2), outros trechos de galerias, não controlados por bacias de detenção, apresentam riscos elevados de extravasamento, não atendendo ao requisito de transporte de escoamentos do evento de projeto. São os seguintes trechos:

córrego Barro Preto, na Av. Nelson Freire;

córrego Pontilhão, na Av. Sargento Guido;

córrego Quinta da Boa Esperança, na Av. Odilon Fernandes;

córrego do Comércio, na Av. Fidélis Reis;

córrego da Igreja, na Av. Santa Beatriz.

Os córregos do Comércio, na Av. Fidélis Reis, e da Igreja, na Av. Santa Beatriz, necessitam de canais de reforço porque, mesmo com a redução do coeficiente de rugosidade e o eventual aumento de declividade obtido com a eliminação de seqüências de degraus nas galerias existentes, não se obtém um acréscimo suficiente de capacidade de condução de escoamentos compatível com o evento de projeto. Dados cadastrais completos das galerias dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão não se encontram disponíveis, impedindo a adequada avaliação dos riscos de inundação nesses trechos.

No caso do córrego Barro Preto, a galeria tem capacidade de transporte da vazão de pico do evento de T = 10 anos, em cenário futuro de uso do sono (CN = 90). Pressupondo-se a melhoria das condições de confluência do Barro Preto com o córrego da Igreja, ou a implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira, a recuperação estrutural da galeria e obras de reconformação de seu leito, eliminando-se degraus, a mesma adquire condições operacionais suficientes para atender ao objetivo de condução da vazão de pico do evento de projeto, sem extravasamento.

Com isso, previu-se a implantação dos canais de reforço CR-FR1 e CR-SB, conforme descrito em parágrafos anteriores e ilustrado pela Figura 3. O pré-dimensionamento desses dois canais é apresentado no item 3.2.8, pressupondo-se o método construtivo por galerias convencionais.

Com a alternativa 2 atingem-se os objetivos de condução das vazões de T = 25 anos pelas galerias das avenidas Guilherme Ferreira, Santos Dumont e Leopoldino de Oliveira e canais de reforço, para o cenário futuro com CN = 90. Ela otimiza o emprego das bacias de detenção previstas originalmente e elimina a estação elevatória de BD2 (BD Guilherme Ferreira).

A BD2 poderá contemplar uma solução integrada ao parque circunvizinho. Conforme relatado, prevê-se uma redução em sua profundidade, podendo-se optar pela implantação de um espelho d'água que valorize a integração da estrutura ao ambiente do parque. Em período chuvoso, a profundidade do espelho d'água poderia ser reduzida para assegurar um maior volume destinado ao amortecimento de cheias.

3.2.4. Alternativa 3: redimensionamento de BD2, eliminação de BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

A alternativa 3 (Figura 6) é semelhante à 2, diferindo na solução adotada para o córrego das Bicas (Av. Santos Dumont). Nesse caso, os escoamentos excedentes à capacidade do canal da Av. Santos Dumont são transferidos por um túnel, denominado T-SD (Figura 3), diretamente ao trecho não canalizado do córrego das Lajes. Os canais de reforço associados ao córrego do Comércio (CR-FR1 e CR-FR2) e das Bicas (CR-SB) são mantidos, como na alternativa 2. Com a eliminação de BD4, insere-se um canal de reforço na galeria do córrego da Manteiga, o CR-OS (Av. Pedro Salomão).

O túnel entre os córregos das Bicas e das Lajes (T-SD) foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 66,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

Em temos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior.

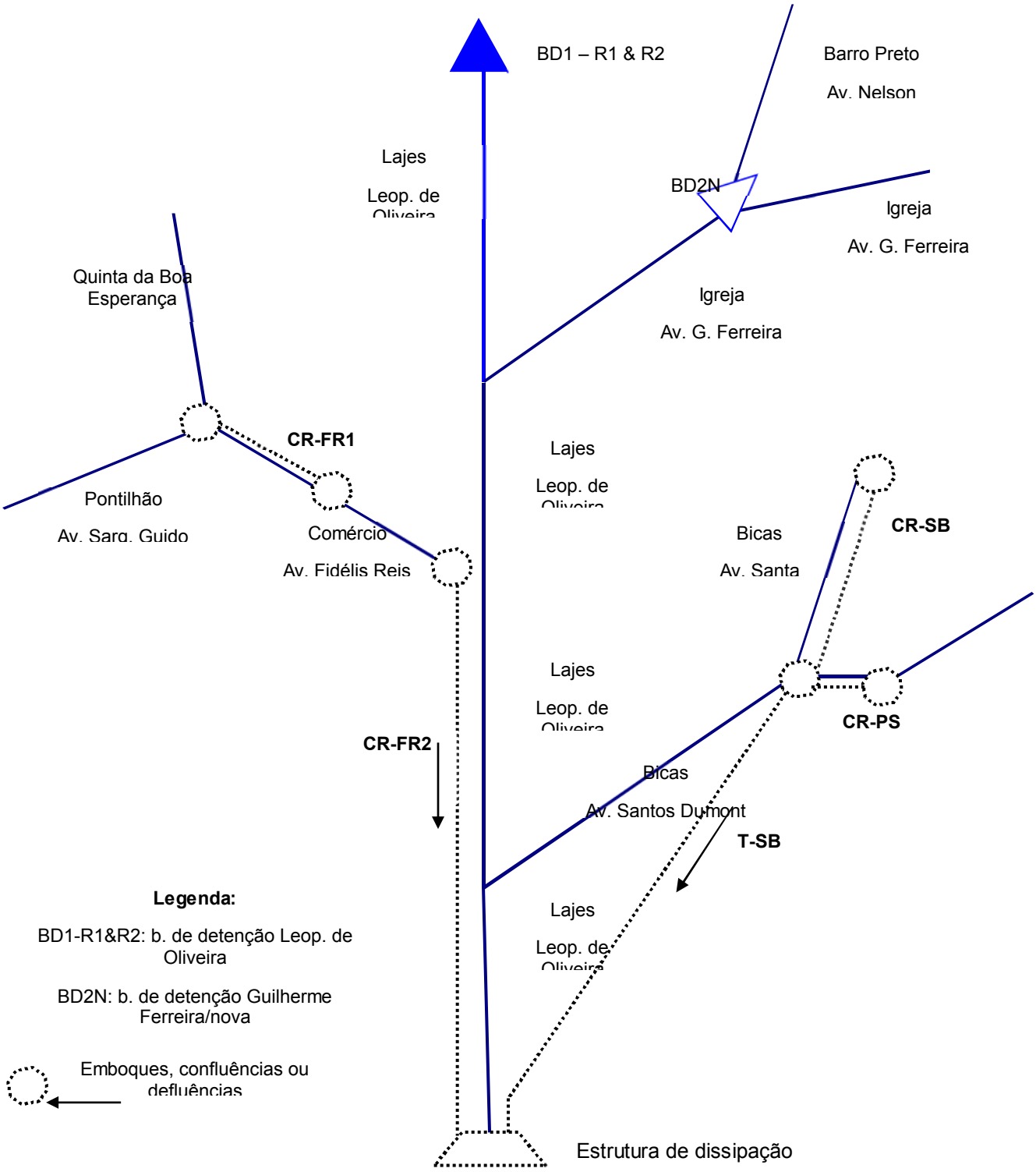


Figura 6. Alternativa 3: redimensionamento de BD2 e implantação de túneis e/ou galerias

3.2.5. Alternativa 4: implantação de túneis com transferência de escoamentos para a bacia do rio Grande

A alternativa 4 (Figura 7) adota como solução para o córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira) a implantação de um túnel que transfere diretamente os escoamentos junto à confluência Barro Preto-Igreja para um córrego afluente ao rio Grande. Nesse caso, a BD2 não é implantada. Esse túnel não foi pré-dimensionado por falta de dados topográficos. Entretanto, admitiu-se, para efeito de orçamento, seu comprimento em 2.000 m.

Em termos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior. Entretanto, a solução requer, além da análise econômico-financeira, uma cuidadosa avaliação ambiental dos impactos gerados pela transferência de escoamentos produzidos em contexto urbano para um curso d'água cuja bacia encontra-se em estado próximo ao natural. Esses impactos estão relacionados a alterações de regime hidrológico e de qualidade de água.

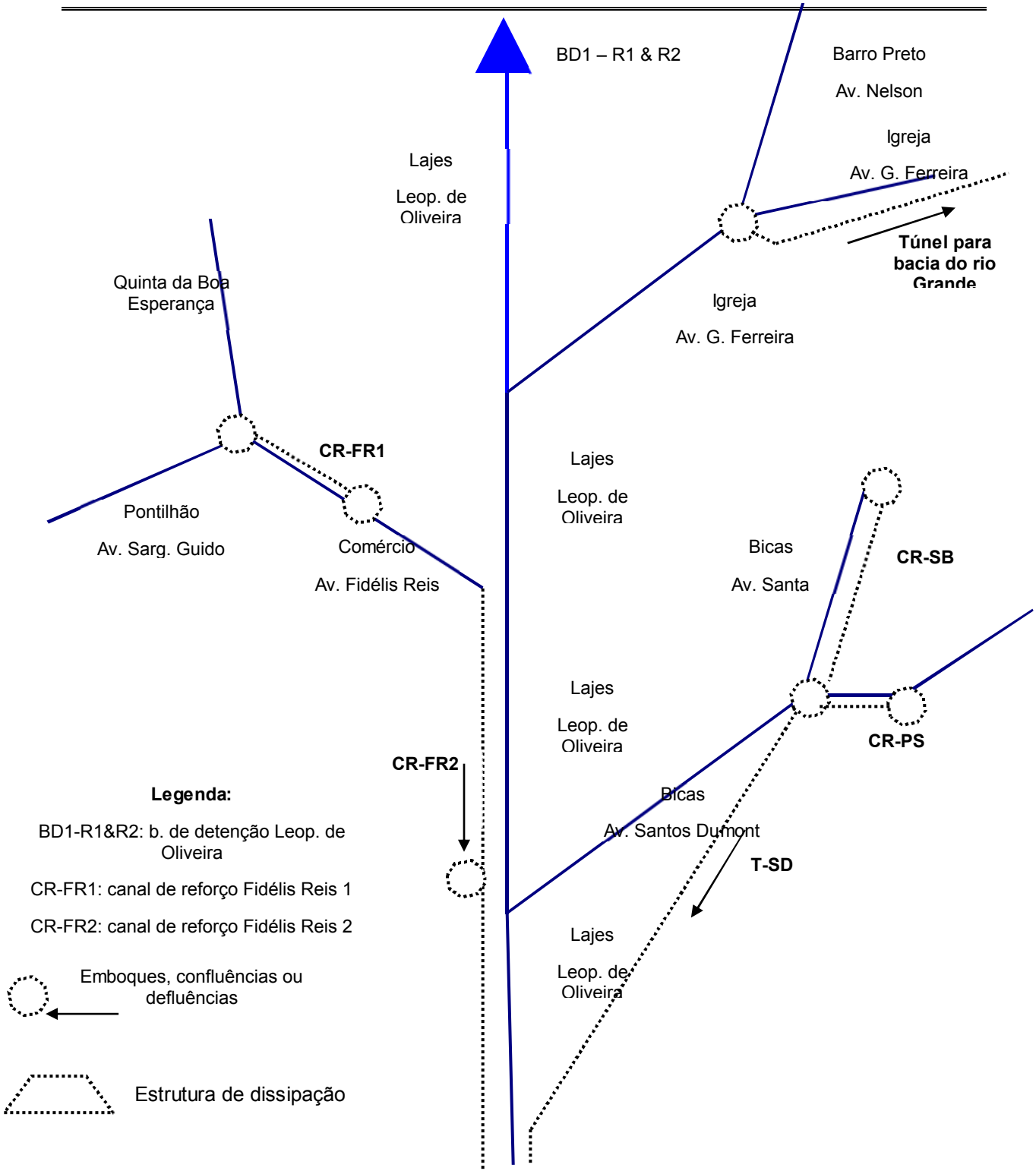


Figura 7. Alternativa 4: implantação de BD4 e de túneis e/ou galerias

3.2.6. Alternativa 5: implantação de túneis com transferência de escoamentos do córrego da Igreja para o córrego das Bicas

A alternativa 5 (Figura 8) pressupõe a implantação de dois túneis. O primeiro túnel é dividido em dois trechos: T-GFSD e T-SD. O trecho T-GFSD conduz os escoamentos provenientes das sub-bacias dos córregos Barro Preto (Av. Nelson Freire) e da Igreja (Av. Guilherme Ferreira), a montante da confluência com o Barro Preto, até a confluência entre os córregos das Bicas (Av. Santa Beatriz) e Manteiga (Av. Pedro Salomão). Em seqüência ao T-GFSD, o segundo trecho, T-SD, capta as contribuições desses dois últimos córregos, conduzindo assim os escoamentos até o trecho não canalizado do córrego das Lajes. Trata-se de um único túnel, com dois pontos de captação, drenando os escoamentos provenientes de quatro córregos. O segundo túnel drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (CR-FR2).

O trecho T-GFSD foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1620 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00679 m/m.

O trecho T-SD foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 103,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,0109 m/m.

Esse trecho do túnel funciona em regime de escoamento sob pressão. Admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso a alternativa 5 seja a adotada, a elaboração do projeto indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar opções por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego Lajes (aumento da declividade de T-SD)), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia, ou a redução da vazão de projeto de T-SD, uma vez que a galeria da Av. Santos Dumont, para a alternativa aqui simulada, funciona com certa folga. De fato, é possível transferir cerca de 13 m^3/s a mais para essa galeria, reduzindo-se a vazão por T-SD para 90 m^3/s.

O túnel que drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis) é o mesmo pré-dimensionado para as alternativas anteriores, tendo as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 39,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

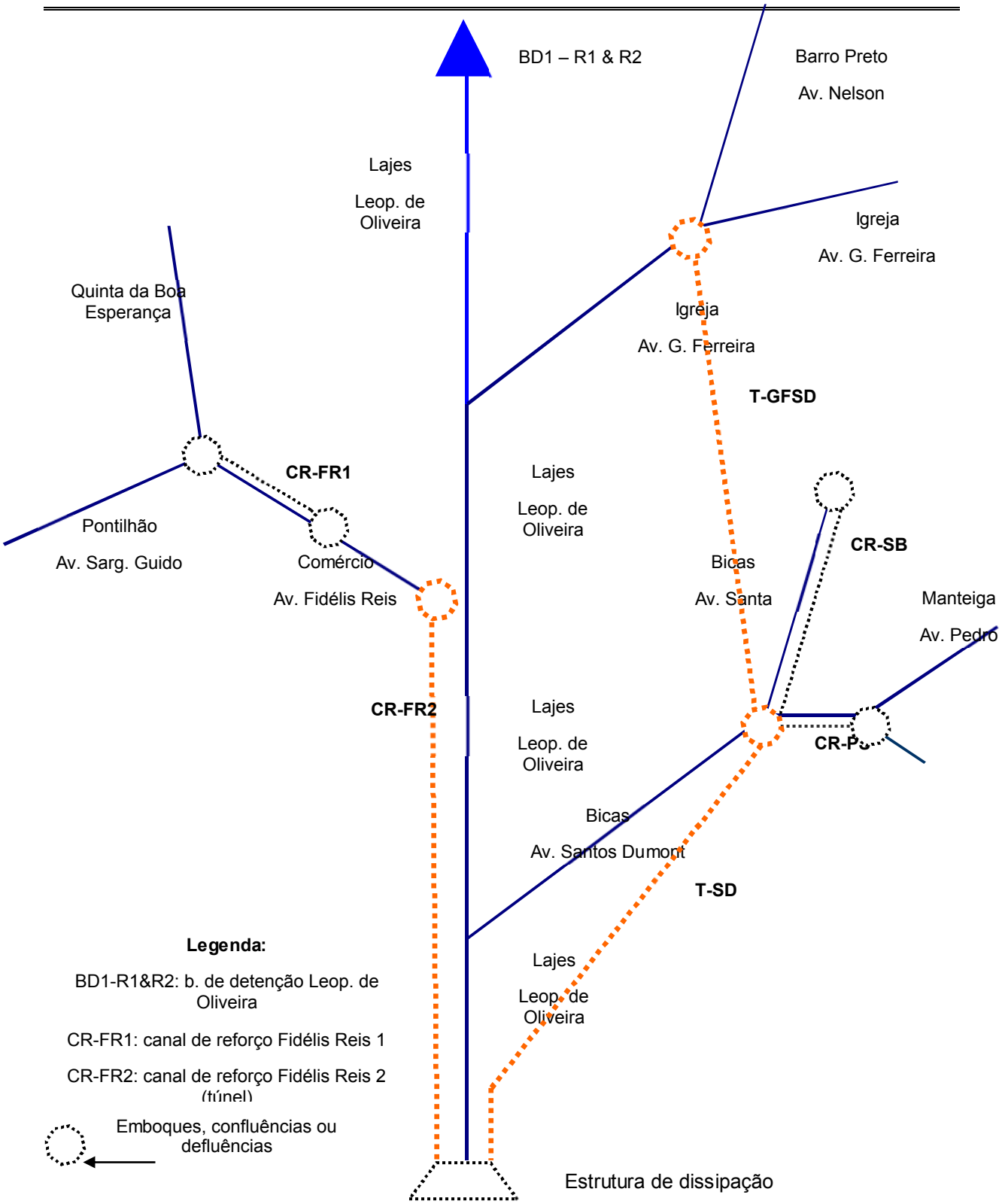


Figura 8. Alternativa 5: túneis, com transferência de Igreja a Bicas

3.2.7. Alternativa 6: implantação de túneis com conexão entre os córregos Igreja e do Comércio

A alternativa 6 pressupõe a implantação de dois túneis. Um primeiro túnel é dividido em dois trechos: T-GFFR e T-FR2. O T-GFFR segue os eixos das avenidas Guilherme Ferreira e Leopoldino de Oliveira, até a esquina com a Av. Fidélis Reis e drena as sub-bacias dos córregos Barro Preto (Av. Nelson Freire) e Igreja (Av. Guilherme Ferreira), a montante de sua confluência com o Barro Preto. O T-FR dá continuidade ao T-GFFR após receber as contribuições do córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis). O segundo túnel, T-SD, drena as sub-bacias dos córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e das Bicas (Av. Santa Beatriz).

O trecho T-GFFR do primeiro túnel foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1700 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01118 m/m.

O trecho T-FR2 do primeiro túnel foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 74,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

Esse trecho do túnel funcionará em regime de escoamento sob pressão. Como já discutido, admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso a alternativa 6 seja a adotada, a elaboração do projeto indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar a opção por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego das Lajes (aumento da declividade de T-SD), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia. Nesse caso, não há opção por redução da vazão de projeto de T-FR2, uma vez que a galeria da Av. Leopoldino de Oliveira, nos trechos Centro I e Centro II, não comporta um aumento significativo de vazões em relação ao simulado nessa alternativa.

O trecho T-SD é o mesmo pré-dimensionado para as alternativas 3 e 4:

Vazão de projeto de 66,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

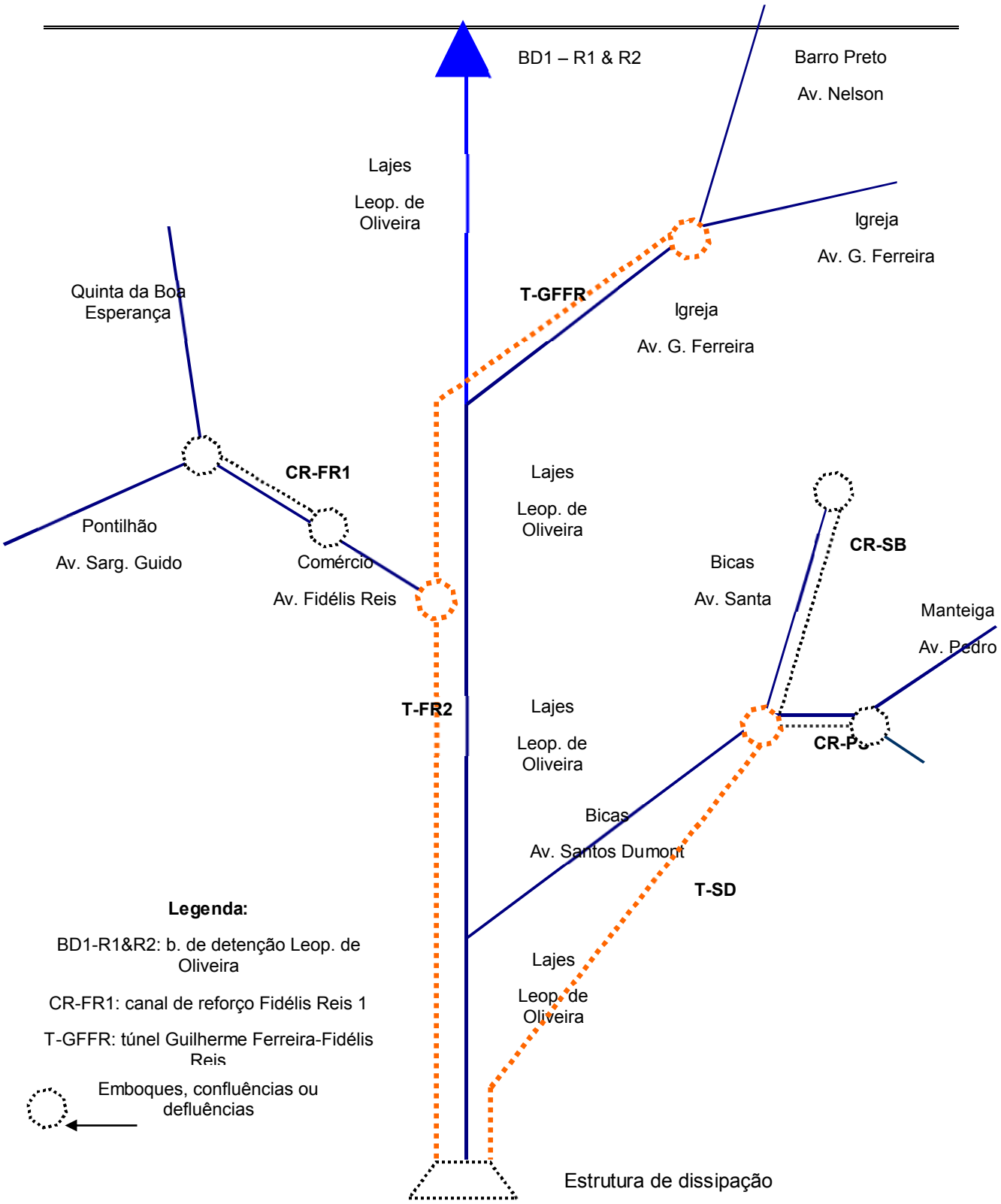


Figura 9. Alternativa 6: túneis com conexão entre Igreja e Comércio

3.2.8. Alternativa 7: implantação de galerias convencionais

A alternativa 7 (Figura 10) não contempla a implantação de novas bacias de detenção no sistema. Nesse caso, será necessário implantar canais de reforço ao longo das Av. Guilherme Ferreira, Santos Dumont, Santa Beatriz, Pedro Salomão e Leopoldino de Oliveira, a jusante da confluência com Guilherme Ferreira.

O Quadro 3 contém os elementos de pré-dimensionamento desses canais de reforço, adotando-se para tal o conceito de seção de máxima eficiência. Posteriormente, na fase de projeto, em função de condicionantes geotécnicos, estruturais e de interferências com outras redes existentes, alterações de dimensionamento poderão ser necessárias. Tendo em conta que os escoamentos fazem-se sempre em regime supercrítico, optou-se pela especificação de bordas livre elevadas, da ordem de 30% a 40% da profundidade normal, em decorrência de problemas de formação de ondas nesse regime de escoamento.

Nessa etapa dos estudos, não foram feitas simulações de escoamento em regime variado, uma etapa indispensável na fase de projeto das estruturas, caso a alternativa 7 seja a escolhida. Da mesma forma, não foram feitos estudos de dimensionamento e concepção de emboques, confluências e estruturas de vertimento (vertedores laterais) entre galerias existentes e canais de reforço. Todos esses elementos deverão ser objeto de concepção e dimensionamento, em fase de projeto.

Essa alternativa inclui o reforço estrutural de um trecho de cerca de 480,0 m de galeria, no trecho mais a jusante do córrego Lajes. Caso seja viável, do ponto de vista estrutural, a concepção é a de eliminar a parede central dessa galeria, transformando-a de bicelular a unicelular.

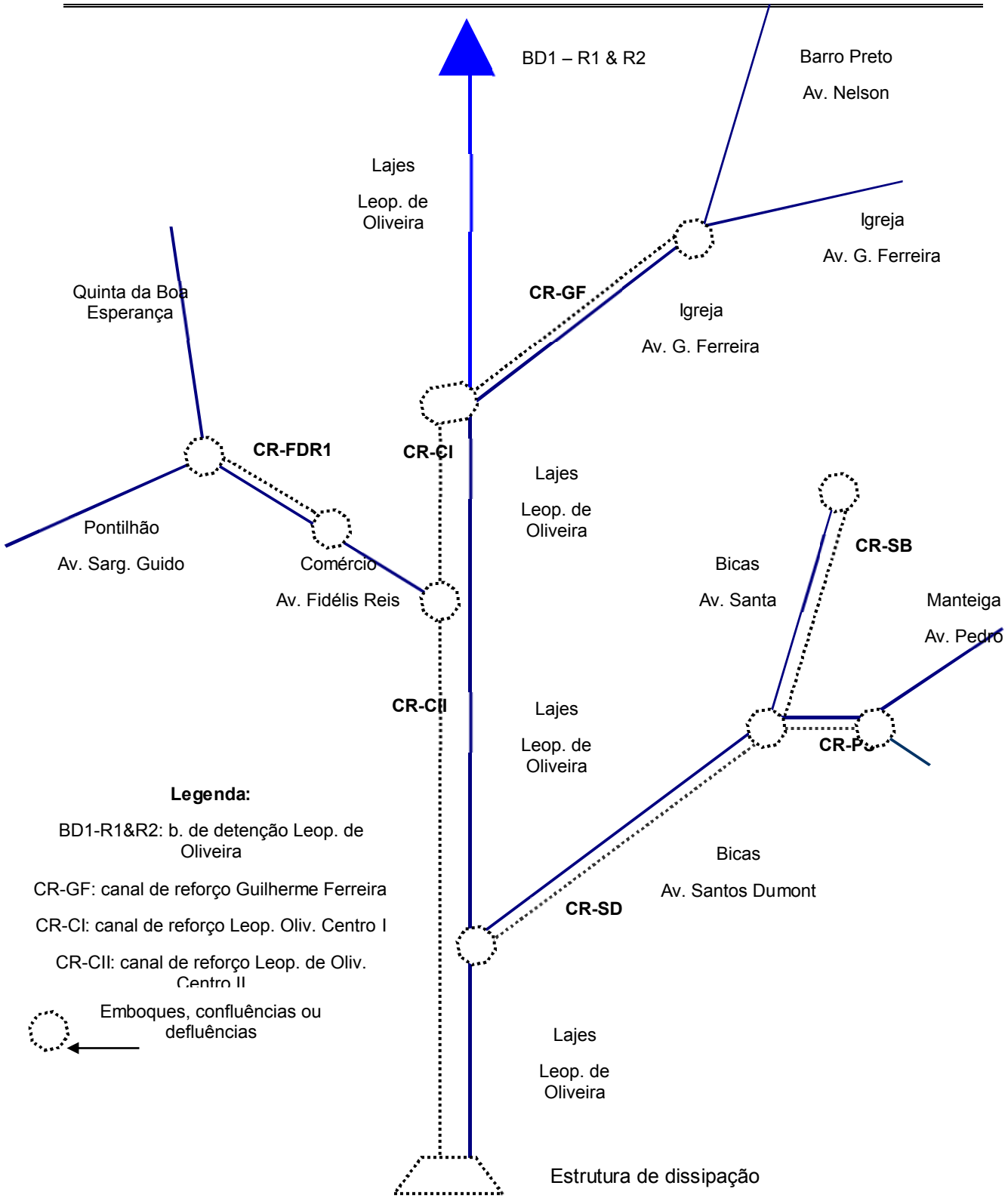


Figura 10. Alternativa 7: implantação de canais de reforço como galerias convencionais

4. ORÇAMENTOS PRELIMINARES

Os orçamentos aqui apresentados baseiam-se em custos unitários padronizados, em reais de janeiro de 2000 (Moura, 2004). Esses orçamentos, de caráter preliminar, visam contribuir para a escolha da melhor alternativa de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes. Uma vez cumprida essa etapa decisória, deverão ser desenvolvidos os projetos executivos e os orçamentos a eles associados. São aqui consideradas apenas as alternativas que possuem viabilidade técnica do ponto de vista de controle de inundações para o tempo de retorno de 25 anos.

Os orçamentos incluem uma estimativa de custos de intervenções em confluências, segundo os esquemas ilustrados pelas Figuras 5 e 8 a 10. Os custos são calculados considerando-se o BDI de 30% e custos indiretos associados ao desenvolvimento dos projetos básico e executivo, de 20%. Na hipótese de implantação de galerias convencionais, considerou-se ainda um custo suplementar de 20% do valor das obras para a cobertura de gastos com interferências. No caso de implantação de túneis, à falta de custos unitários mais precisos, adotou-se o valor de R$ 3.000.000 por km. Os túneis orçados possuem, todos, diâmetro de 4,0 m, tendo-se adotado coeficiente de rugosidade de Manning n = 0,017. Para o caso das galerias convencionais, adotou-se n = 0,015.

Os orçamentos não incluem os custos:

de mudanças no sistema viário decorrente da instalação de bacias de detenção;

indiretos e intangíveis decorrentes da construção de galerias convencionais;

de manutenção, no caso de túneis;

de recuperação e manutenção dos canais existentes;

de implantação de um sistema de microdrenagem.

A Tabela 1 contém os custos de implantação e a Tabela 2 os custos anuais de operação e manutenção.

Tabela 1. Custos de implantação

Alternativa	Custo [R$]
Alternativa 2	21.182.448,94
Alternativa 3	17.092.101,66
Alternativa 4	20.344.779,09
Alternativa 5	18.892.584,99
Alternativa 6	19.363.118.49
Alternativa 7	20.586.311,53

Tabela 2. Custos anuais de operação e manutenção

Alternativa	Curto anual [R$/ano]
Alternativa 2	563.762,84
Alternativa 3	278.407,33
Alternativa 4	85.626,70
Alternativa 5	85.626,70
Alternativa 6	85.626,70
Alternativa 7	264.430,75

O Anexo 3 contém planilhas mais detalhadas sobre os cálculos orçamentários.

5. OBSERVAÇÕES SOBRE OS ORÇAMENTOS

As alternativas em foco encontram-se organizadas em torno de três conceitos distintos:

bacias de detenção associadas a canais de reforço (alternativas 2 e 3);

canais de reforço com predomínio de emprego de túneis (alternativas 4, 5 e 6);

canais de reforço com o emprego de galerias convencionais (alternativa 7).

Nos cálculos orçamentários sobre o método construtivo túneis, adotou-se a hipótese de sua implantação em rocha sã. Prospecções geotécnicas serão necessárias para assegurar a pertinência dessa hipótese, porque os custos de implantação de túneis com revestimento são elevados e alterariam os valores de orçamento aqui apresentados. Entre as alternativas 5 e 6, a de menor custo é a 5, porém, a diferença entre elas é pequena (+/- 470.000,00), em face do valor total do investimento.

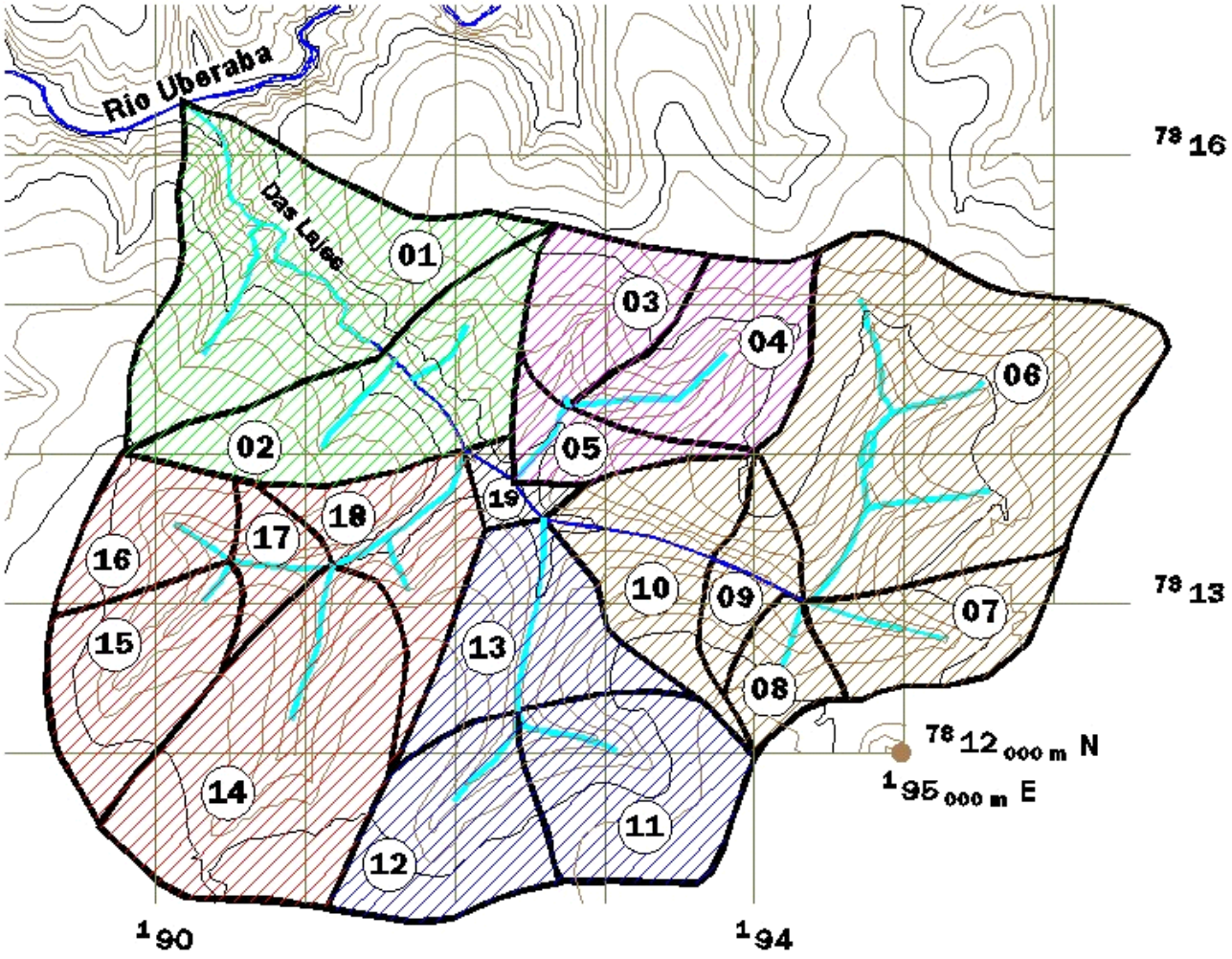
A alternativa 3 surge como a de menor custo de implantação, devendo-se observar, entretanto, que a esses custos deverão ser incluídos aqueles associados à mudança no sistema viário local (av. Nelson Freire e Pedro Salomão), não estimados no presente estudo. A mesma observação aplica-se à alternativa 2. Naturalmente, as alternativas de emprego de bacias de detenção são mais custosas em operação e manutenção.

Para orçar-se a implantação de galerias convencionais (alternativa 7) adoram-se custos unitários de escavação em solo. Esses custos podem alterar-se significativamente, caso ocorra escavação em rocha. A título de exemplo, uma simulação, admitindo-se 25% de volume de escavação em rocha, eleva o custo de implantação dessa alternativa em 12%. A mesma simulação para o caso das outras alternativas onde também há emprego de trechos em galerias convencionais produz aumentos de custo da ordem de 3%.

Ressalta-se a importância de preverem-se a recuperação estrutural da rede de galerias existentes e a implantação de uma rede adequada de microdrenagem, de forma a atingirem-se os objetivos de controle de cheias para a área em estudo.

ANEXOS

ANEXO 1 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA TOPOGRÁFICO COM DIVISÃO DE SUB-BACIAS



ANEXO 2 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: VAZÕES MÁXIMAS E ESTIMATIVAS DE TEMPO DE RETORNO DE FUNCIONAMENTO POR TRECHO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM

Tabela 1. Cenário 2: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo atual

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Atual)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	2,9 – 3,4	3,9 – 5,1	4,4 – 6,2	5,4 – 7,7	6,4 – 8,9	7,3 – 10,0
LO-M2.2	3,4 – 10,1	5,1 – 13,8	6,2 – 18,2	7,7 – 22,4	8,9 – 25,5	10,0 – 28,9
CENTRO1	32,5	47,5	57,9	71,2	81,5	91,7
CENTRO2	46,7	68,1	82,7	101,4	115,9	130,4
LOJU	76,8 – 84,5	113,8 - 123,3	139,3 – 149,8	169,8 – 182,7	195,2 – 210,4	220,6 – 239,7
LAJES-N	84,5 – 88,8	123,3 - 131,2	149,8 – 160,5	182,7 – 197,2	210,4 – 228,0	239,7 – 260,5
SB-11	7,6	11,1	13,9	17,5	20,3	23,2
SB-12	7,8	11,1	13,3	16,5	18,9	21,4
GF	15,1 – 22,9	22,1 – 33,2	27,0 – 40,3	33,2 – 49,4	38,0 – 56,3	42,7 – 63,2
SB-03	5,5	8,0	9,8	12,1	13,9	15,6
SB-04	7,5	11,1	13,5	16,7	19,1	21,6
FR	12,1 – 15,5	18,0 – 22,4	22,2 – 27,6	27,7 – 34,2	31,8 – 38,3	35,9 – 44,3
PS	10,5 – 12,5	15,5 – 18,5	18,9 – 22,5	23,5 – 27,8	26,9 – 31,9	30,3 – 35,9
SB-14	15,2	21,9	26,6	32,6	37,1	41,7
SD	26,1 – 31,8	38,7 – 47,0	47,5 – 57,5	58,0 – 70,4	66,7 – 80,8	75,6 – 91,5

Tabela 2. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 2) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Atual (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	5,4 – 7,7	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	7,7 – 22,4	< 25
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	71,2	5 < T < 10
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	101,4	2 < T < 5
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	169,8 – 228,0	2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	16,5	5 < T < 10
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	33,2 – 49,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	16,7	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2
	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2

Tabela 3. Cenário 3: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro (CN = 90)

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro CN = 90)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	3,6 – 4,4	4,6 – 6,2	5,6 – 7,4	7,0 – 9,0	8,9 – 10,2	16,6
LO-M2.2	4,4 – 12,3	6,2 – 17,2	7,4 – 20,7	9,0 - 25,2	10,2 – 28,4	16,0 – 31,7
CENTRO1	38,7	54,6	65,2	79,4	89,8	100,3
CENTRO2	55,4	77,8	92,8	112,6	127,2	142,0
LOJU	92,6 – 101,1	131,7 – 141,7	158,0 – 168,9	190,9 – 205,8	216,8 – 236,3	243,3 – 262,3
LAJES-N	101,1 – 116,6	141,7 – 163,3	168,9 – 195,1	205,8 – 237,5	236,3 – 272,1	262,3 -302,3
SB-11	10,3	14,8	17,9	21,8	24,8	27,8
SB-12	8,5	11,8	14,3	17,6	20,1	22,5
GF	18,5 – 26,9	26,0 – 37,7	31,0 – 45,1	37,5 – 54,5	42,4 – 61,5	47,3 – 69,2
SB-03	6,5	9,2	11,1	13,5	15,2	17,0
SB-04	9,0	12,8	15,3	18,6	21,1	23,5
FR	14,7 -18,2	21,1 – 26,1	25,4 – 31,4	31,1 – 38,3	35,3 – 43,5	39,6 -48,7
PS	12,6 – 15,0	17,8 – 21,3	21,5 – 25,5	26,5 – 31,0	29,7 – 35,2	33,2 – 39,3
SB-14	17.6	24.6	29.5	35.7	40.3	45.0
SD	31,3 – 38,3	44,6 – 54,5	53,8 – 65,5	65,0 – 79,2	74,1 – 90,1	83,2 -101,1

Tabela 4. Cenário 4: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	4,0 – 5,8	4,8 – 7,8	5,7 – 9,2	7,0 – 11,0	9,1 – 12,3	16,7
LO-M2.2	5,8 – 17,0	7,8 – 22,3	9,2 – 26,2	10,9 – 31,2	12,3 – 34,8	16,6 – 38,5
CENTRO1	52.3	69.5	80.8	95.2	106.9	118.4
CENTRO2	73.9	97.8	115.5	138.4	155.3	172.0
LOJU	127,4 – 135,5	169,1 – 180,0	197,1 – 209,8	233,1 – 251,0	260,1 – 278,9	286,7 – 311,2

LAJES-N	135,5 -142,6	180,0 – 190,0	209,8 – 224,9	251,0 – 270,7	278,9 – 299,8	311,2 – 335,6
SB-11	13,3	18,1	21,4	25,5	28,6	31,7
SB-12	12,4	16,5	19,2	22,7	25,3	27,9
GF	24,4 – 34,4	32,3 – 47,7	38,0 – 56,3	45,5 – 67,2	51,0 – 75,3	56,6 – 83,4
SB-03	8,8	11,7	13,6	16,1	17,9	19,7
SB-04	12,0	16,1	18,7	22,1	24,7	27,2
FR	20,2 – 24,9	27,1 – 33,4	31,7 – 39,0	37,6 – 46,2	42,0 – 51,5	46,3 – 56,8
PS	17,6 – 20,7	23,4 – 27,5	27,2 – 32,0	32,1 – 37,1	35,8 – 41,5	39,4 – 45,9
SB-14	23,3	31,0	36,5	43,5	48,8	54,0
SD	43,5 – 53,2	57,8 – 70,5	67,7 – 82,4	80,3 – 97,4	89,5 – 108,5	98,7 – 109,5

Tabela 5. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 3) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Fut (CN90) (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 -11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	9,0 – 17,0	> 100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	79,4	5
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	112,6	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	190,9 – 237,5	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	37,5 – 54,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	18,6	2
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T< 10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	35,7	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	65,0 – 79,2	< 2

Tabela 6. Estimativa do tempo de retorno futuro (Cenário 4) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Futura (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 – 11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	10,9 – 18,9	100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	95,2	2
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	138,4	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	233,1 – 270,7	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	45,5 – 67,2	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	22,1	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	43,5	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	80,3 – 97,4	< 2

Tabela 7. Sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes: Vazões máximas admissíveis.

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max-ad} [m^3/s]	
		n = 0,018	n = 0,015
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliv.)	25,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	60,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	55,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	110,0
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	14,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira, até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	19,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	20,0
Cor. Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	11,0
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	28,0
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santos Dumont	28,0	30,0

ANEXO 3 – ORÇAMENTOS

Alternativa 2

Elemento	**Descricao**	**Custo**	**Custo (25% rocha)**
		[R$]	**[R$]**
BD2-n	Bacia de detencao BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57
BD4-n	Bacia de detencao BD4 (Pedro Salomao) - ampliada	7279248.90	7279248.90
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	1224119.08	1377133.97
T-SBPS	Tunel entre Santa Beatriz e Pedro Salomao	3135000.00	3135000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
Emboques e confluencias		327722.57	368687.89
Estrutura de dissipacao		259114.96	291504.33
	Total Alternativa 2 com tunel Fidelis Reis	**21182448.94**	**21472558.62**
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12	
	Total Alternativa 2 com galeria conv. Fidelis Reis	**21041045.06**	

Alternativa 3

Elemento	**Descricao**	**Custo**	**Custo (25% rocha)**
		[R$]	**[R$]**
BD2-n	Bacia de detencao BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57

CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
T-SD	Tunel juncao Santa Beatriz-Pedro Salomao a Lajes	5016000.00	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
Emboques confluencias	e	596557.50	671127.18
Estrutura dissipacao	de	701628.45	789332.00
	Total Alternativa 3 com tunel Fidelis Reis	**17092101.66**	**19006158.23**
CR-FR2	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12	
	Total Alternativa 3 com galeria conv. Fidelis Reis	**16950697.78**	

Alternativa 4

Elemento	**Descrica o**	**Custo [R$]**
T-GFGR	Tunel Guilherme Ferreira - rio Grande	8250000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09
T-SD	Tunel juncao Santa Beatriz-Pedro Salomao a Lajes	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85

CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00
Emboques e confluencias		750177.45
Estrutura de dissipacao		701628.45
	Total Alternativa 4 com tunel Fidelis Reis	**20344779.09**
G-FR-Jus	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12
	Total Alternativa 4 com galeria conv. Fidelis Reis	**20548375.21**

Alternativa 5

Elemento	**Descricao**	**Custo [R$]**	**Custo (25% rocha) [R$]**
T-GFSD	Tunel de Guilherme Ferreira a Santos Dumond	5346000.00	5346000.00
T-SD	Tunel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluencias		750177.45	843949.63
Estrutura de dissipacao		701628.45	789332.00
	Total Alternativa 5	**18892584.99**	**19527658.11**

Alternativa 6

Elemento	Descricao	Custo [R$]	
T-GFFR	Tunel de Guilherme Ferreira a Fidelis Reis	5610000.00	5610000.00
T-SD	Tunel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
T-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluencias		956710.95	1076299.82
Estrutura de dissipacao		701628.45	785823.86
	Total Alternativa 5	**19363118.49**	**20020500.15**

Alternativa 7

Elemento	Descricao	Custo [R$]	Custo (25% rocha) [R$]
CR-GF	Galeria de reforco Guilherme Ferreira	3668620.77	4127198.37
GR-FR	Galeria de reforco Fidelis Reis	509920.85	573660.96
CR-PS	Galeria de reforco Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria de reforco Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48

CR-SD	Galeria de reforco Santos Dumont	4690056.22	5276313.24
CR-LO	Galria de reforco Leopoldino de Oliveira	5743400.24	6461325.27
Emboques e confluencias		1748707.17	1967295.56
Reforco estrutural do Lajes jusante		628900.02	628900.02
Estrutura de dissipacao		477848.02	537579.03
	Total Alternativa 5	**20586311.53**	**23080987.97**

17.8 SISTEMA DE ALERTA DE FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIO 9/2005

SISTEMA DE ALERTA DE FUNCIONAMENTO DAS

BACIAS DE DETENÇÃO

Belo Horizonte, Julho de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial. O presente relatório trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações.

Inundações têm ocorrido com freqüência na área urbana de Uberaba localizada na bacia do córrego das Lajes. Relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba e da população que ocupa as áreas mais atingidas indicam uma recorrência de base anual ou bianual do fenômeno nessas áreas. Segundo os relatos, as inundações caracterizam-se por serem de curta duração e por apresentarem elevadas velocidades de escoamento sobre o sistemas viário. Há evidências de insuficiências de captação do sistema de microdrenagem, pouco desenvolvido, como também de funcionamento sob pressão das redes de canais subterrâneos de macrodrenagem, caracterizadas, entre outros fenômenos, por extravasamentos jorrantes nos poços de visita das galerias.

Em vista desse quadro, em 1997 a Prefeitura de Uberaba contratou a empresa Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda. para que realizasse estudos de diagnóstico e de proposição de medidas de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes, tendo resultado no documento intitulado "Plano de Combate às Enchentes da Cidade de Uberaba – diagnóstico geral", datado de abril de 1997.

No capítulo de diagnóstico, os estudos da Themag constataram a insuficiência do sistema de macrodrenagem, a inadequação de critérios adotados para o projeto das galerias, tais como o emprego do método racional, a adoção de tempos de retorno reduzidos, de 10 anos no caso dos córregos das Bicas (av. Santos Dumont), da Igreja (av. Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (av. Leopoldino de Oliveira), bem como estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacia em foco. Não houve simulações de funcionamento do sistema de microdrenagem, porém os estudos contemplam uma avaliação qualitativa do mesmo, concluindo por sua insuficiência.

Em termos de controle de inundações, os estudos da Themag consideram duas alternativas: a implantação de bacias de detenção, prevendo-se um total de quatro bacias (Leopoldino de Oliveira, Guilherme Ferreira, Santos Dumont Direito e Santos Dumont Esquerdo), ou a duplicação de galerias, de forma a transportar os excedentes de escoamentos não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. Análises de efetividade das medidas de controle associadas a avaliações financeiras dos custos de implantação permitiram concluir pela alternativa de implantação de bacias de detenção.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de detenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A bacia de detenção Leopoldino de Oliveira foi implantada, tendo sido dividida em duas áreas de armazenamento denominadas Reservatório Leopoldino de Oliveira R-1 e R-2, com projeto executivo elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia.

No quadro do projeto Água Viva, a perspectiva de implantação das demais bacias de detenção conduziu à necessidade de reavaliação completa do programa proposto de controle de inundações justificada por diversas razões, entre elas:

os dados cadastrais do sistema de macrodrenagem, cujos dados não se encontravam disponíveis em 1997, possibilitando a simulação hidráulica mais detalhada do sistema;

o desenvolvimento de uma equação de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (equação IDF-Uberaba), um requisito importante para reduzir as incertezas de modelagem hidrológica da bacia em foco (c.f. Relatório 1 do presente estudo);

a realização de estudos complementares de funcionamento do sistema de macrodrenagem prevendo-se a implantação de todas as bacias de detenção, contemplando cenários futuros de ocupação urbana da cidade, previstos no Plano Diretor, bem como a realização de simulações de eventos de tempo de retorno superiores ao adotado pela Themag (T = 25 anos), a saber, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, permitindo uma análise mais detalhada de riscos e de conseqüências de inundações, bem como análises de ruptura de barragens;

a realização de estudos geotécnicos complementares, incluindo-se os estudos de estabilidade de taludes e das barragens que compõem algumas das bacias de detenção;

a necessidade de delimitação de zonas inundáveis segundo diferentes níveis de risco de inundação de forma a possibilitar a análise custo-benefício das soluções propostas e, em caráter complementar, contribuir para a atualização da Lei de Uso e Ocupação do Solo e para a elaboração de um plano de contingência em caso de ocorrência de inundações.

O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) foi convidado a elaborar esses estudos complementares, previstos no projeto Água Viva, tendo por objetivos:

realizar diagnóstico complementar do funcionamento do sistema de macrodrenagem em foco, por meio de simulação hidrológica e hidráulica, considerando-se cenários de ocupação urbana atual e futura (horizonte de 20 anos), segundo diferentes níveis de risco hidrológico (T = 2, 5, 10, 50 e 100 anos);

avaliar alternativas de implantação das bacias de detenção suplementares para fins de controle de inundações;

realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de detenção definidas para o sistema;

definir as condições de funcionamento e operação das bacias de detenção;

conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de detenção;

elaborar, para as bacias de detenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;

realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;

conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Segundo proposta apresentada pelo EHR-UFMG, os produtos do presente estudo deverão ser apresentados por meio de 10 relatórios conforme listado no Quadro 1. O presente documento corresponde ao Relatório 2.

Quadro 1. Projeto Água Viva – estudo do sistema de macrodrenagem: Produtos previstos

Relatório	Tema
1	Precipitações de projeto
2	Diagnóstico e estudo de alternativas
3	Medidas não estruturais de controle de cheias

4	Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento
5	Bacias de detenção: pré-dimensionamento geotécnico
6	Análise de efeitos de ruptura de barragens
7	Custos de implantação e operação das bacias
8	Sistema de monitoramento hidrológico
9	Sistema de alerta de funcionamento
10	Relatório final de consolidação

O presente relatório contém o projeto de um sistema de alerta de subida das águas para as duas bacias de detenção implantadas na bacia do córrego das Lajes, conhecidas por bacias de detenção Leopoldino de Oliveira. O objetivo desse sistema é o de prevenir eventuais riscos de afogamento de usuários do parque em que se encontram instaladas essas estruturas durante sua operação.

O relatório contém uma descrição sintética das bacias de detenção, de seu funcionamento, seguida pelos documentos descritivos do projeto. Esse projeto foi elaborado pela empresa Dimensões Engenharia Ltda por solicitação da Escola de Engenharia da UFMG.

2. Bacias de Detenção Leopoldino de Oliveira

2.1. Descrição das bacias de detenção

Conforme relatado no Relatório 2, a Prefeitura de Uberaba implantou parte do conjunto de bacias de detenção previsto para a bacia do córrego das Lajes, os chamados reservatórios R1 e R2. Esses dois reservatórios são aqui tratados como uma única bacia de detenção, a BD Leopoldino de Oliveira ou BD1, em razão da proximidade existente entre elas (Figura 1).

A construção das curvas cota-descarga e cota-volume de R1 e R2 foi realizada com base no projeto executivo descrito no documento “Reservatório Leopoldino de Oliveira – Projeto Executivo, Março 2003” elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia para a Prefeitura Municipal de Uberaba. Esse projeto executivo difere do previamente elaborado pela empresa HT Consultoria e Planejamento, datado de 2001, do qual encontram-se disponíveis um conjunto de desenhos e dois relatórios, a saber:

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Memorial Descritivo n. UB010.RT.LO 011, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Junho de 2001, e

Reservatório de Amortecimento Leopoldino de Oliveira, Relatório Ambiental n. UB010.RT.LO 013, HT Consultoria e Planejamento S/C Ltda, Setembro de 2001.

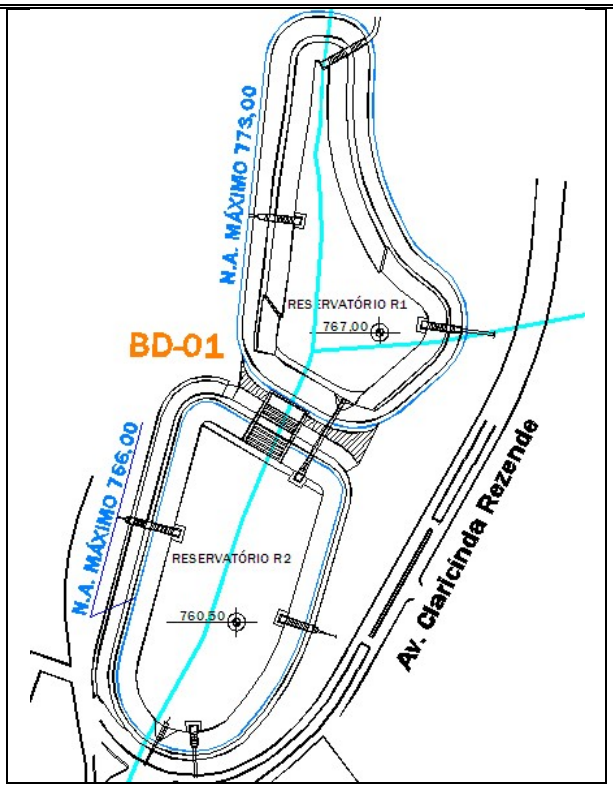


Figura 1. Croqui da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (BD1)

As diferenças entre o Projeto Executivo da Hidrostudio Engenharia e aquele da HT Consultoria encontram-se no arranjo geral das bacias de detenção, cotas de fundo e outros. Uma visita de campo permitiu constatar, de forma qualitativa, que o projeto executado foi o elaborado pela Hidrostudio. Porém, é recomendável que se elabore um "as built" de R1 e R2 para possibilitar uma adequada avaliação de seu desempenho em amortecimento de cheias, do funcionamento hidráulico das estruturas de controle e de aspectos geotécnicos relacionados à estabilidade de taludes e à segurança da barragem.

Na impossibilidade de realização, em curto prazo, dos levantamentos necessários (as built), utilizaram-se as informações disponíveis no projeto executivo para a construção das curvas cota-descarga e cota-volume de R1 e de R2. Reporta-se ao documento "Reservatório Leopoldino de Oliveira – Projeto Executivo, Março 2003" elaborado pela empresa Hidrostudio Engenharia para as informações detalhadas sobre as estruturas hidráulicas de controle, a forma dos reservatórios, os volumes de espera e outros elementos de projeto.

O controle hidráulico de R1 é composto por:

um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 772,50 (primeiro nível de vertimento) e 773,00 (segundo nível de vertimento), complementado por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 769,00, cota do NA permanente em R1;

um vertedor de emergência do tipo parede espessa, com seção transversal retangular e soleira com largura de 10 m instalada à cota 773,00.

A curva cota-descarga para R1 (Figura 2, Quadro 1) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, vertedor de parede espessa em descarga livre). A Figura 3 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

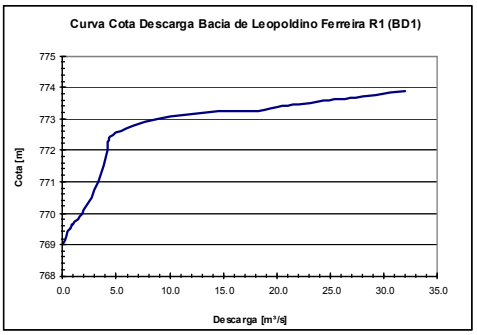


Figura 2. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

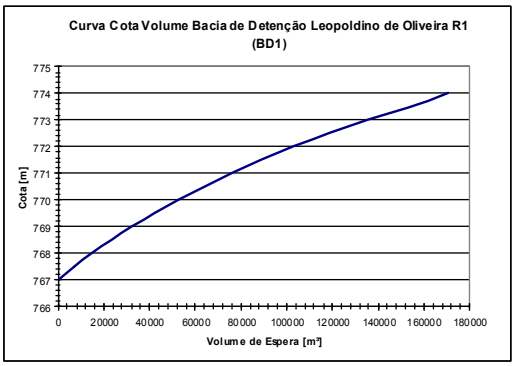


Figura 3. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

Quadro 1. Curvas cota-volume e cota-descarga da BD-Leopoldino de Oliveira – R1

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
767,0	0	0,0	
767,5	7170	0,0	
768,0	15000	0,0	
768,5	23480	0,0	
769,0	32640	0,0	NA Mínimo
769,5	42480	0,6	
770,0	53030	1,8	
770,5	64280	2,7	
771,0	76260	3,3	
771,5	88970	3,8	
772,0	103170	4,2	
772,5	118880	4,6	
773,0	135370	8,8	NA Máximo
773,5	152670	21,9	
774,0	170790	32,0	

Volume útil: 103.735 m³

O controle hidráulico de R2 é composto por um vertedor do tipo tulipa com soleira às cotas 765,50 (primeiro nível de vertimento) e 766,00 (segundo nível de vertimento), complementado

por um orifício instalado em seu poço de queda, cuja soleira encontra-se à cota 761,50, cota do NA permanente em R2. O túnel da tulipa possui seção transversal de 2,00 x 2,20, com declividade de 0,001 m/m, por uma extensão de 282,65 m, até conectar-se à galeria previamente existente do córrego Santa Rita, às coordenadas 7813050,192 e 194468,316. Por sua vez, essa galeria conecta-se à galeria da av. Leopoldino de Oliveira, junto à rotatória localizada nas proximidades da rua Silva Cunha.

R2 é alimentado pelos escoamentos provenientes de R1 como também por parte das contribuições da sub-bacia 07 (ver detalhes nos Relatórios 2 e 4). Para tal, um canal de desvio foi construído entre a galeria da av. Leopoldino de Oliveira e R2. Nesse ponto, aproximadamente ao centro da rotatória localizada na av. Leopoldino de Oliveira, entre as ruas Estrela do Sul e Silva Cunha, foi construída uma caixa de conexão entre as duas galerias. De forma a assegurar a alimentação do canal de desvio, uma estrutura de controle hidráulico de seção (orifício), foi implantada na galeria da av. Leopoldino de Oliveira, cujas dimensões não se encontram precisamente definidas no projeto executivo. Uma avaliação visual sugere uma seção de 1,00 x 1,00 m. A cota de fundo da caixa é a 761,30.

Considerando-se que o NA máximo operacional de R2, de acordo com seu projeto executivo, atinge a cota 766,00, compreende-se que o funcionamento da galeria de desvio e do próprio R2 comporta diferentes cenários. Na fase de enchimento de R2, o canal de desvio deverá drenar escoamentos da caixa da Leopoldino de Oliveira para o próprio R2, pressupondo-se a rápida subida de vazões provenientes da sub-bacia 07. Porém, na fase de esvaziamento de R2, admitindo-se, igualmente, a rápida recessão do hidrograma proveniente da sub-bacia 07, o escoamento na galeria de desvio deverá inverter-se, fazendo-se de R2 para a caixa de desvio, com o orifício aí localizado operando igualmente como uma estrutura de controle de saída de R2.

A curva cota-descarga para R2 (Figura 4, Quadro 2) foi construída considerando-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, tulipa em descarga livre, tulipa afogada, orifício da caixa de desvio operando como estrutura de controle de saída). A Figura 5 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

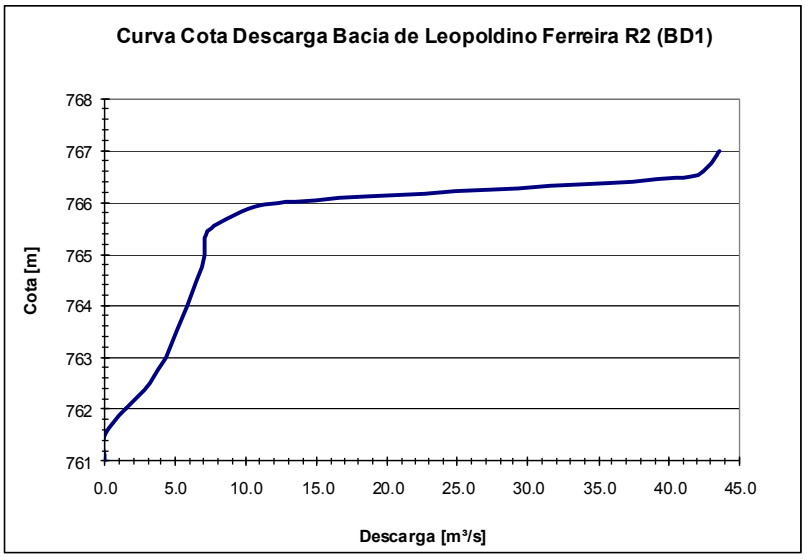


Figura 4. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

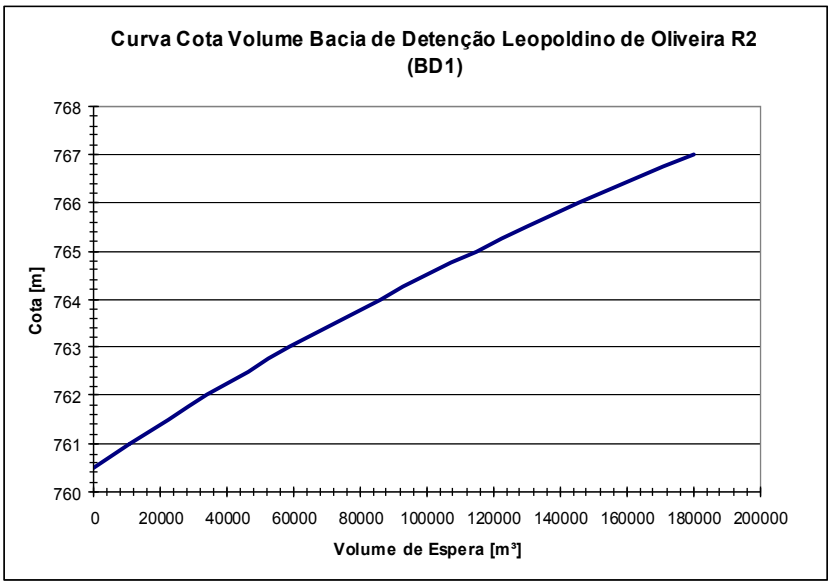


Figura 5. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

Quadro 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R2

Cota [m]	Volume [m^3]	Vazão [m^3/s]	
760,5	0	0,0	
761,0	10860	0,0	
761,5	22180	0,0	NA Mínimo
762,0	33970	1,5	
762,5	46240	3,1	
763,0	58990	4,3	
763,5	72220	5,1	
764,0	85960	5,8	
764,5	100190	6,5	
765,0	114940	7,1	
765,5	130210	7,6	
766,0	146000	12,3	NA Máximo
766,5	162330	41,6	
767,0	179980	43,6	

Volume útil: 123.820 m^3

2.2. FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO

Apresenta-se aqui uma síntese das condições de operação das bacias de detenção Leopoldino de Oliveira, com base em simulações hidrológicas. Para uma descrição mais detalhada sobre esse tópico, reporta-se aos relatórios 2 e 4.

As Figuras 5 e 6 mostram os hidrogramas de entrada, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos em R1 e R2, ao longo do tempo, para o evento de projeto de tempo de retorno T = 25 anos. Para esse evento, a cota máxima do NA em R1 é de 772,9, com borda livre de 1,1 m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 132.800 m^3. No caso de R2, o NA máximo para esse evento atinge a cota 763,7, com volume armazenado de 78.730 m3, cerca de 63% de sua capacidade nominal.

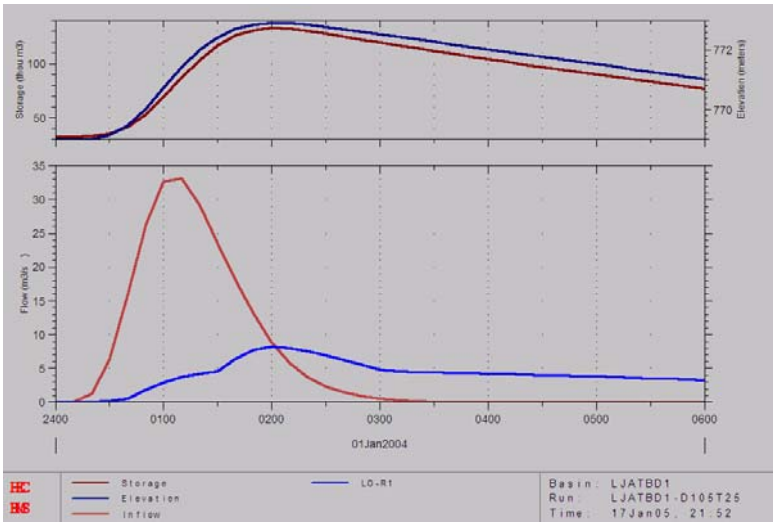


Figura 18. BD Leopoldino de Oliveira R1, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

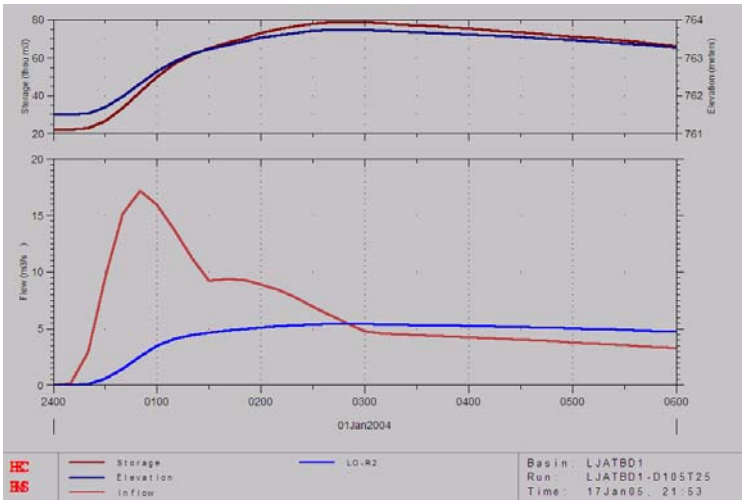


Figura 19. BD Leopoldino de Oliveira R2, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

A Tabela 2 contém alguns parâmetros característicos de projeto e variáveis de funcionamento das bacias de detenção BD1 segundo os cenários de simulação de ocupação atual e futura, para os eventos de tempos de retorno 10, 25 e 50 anos, a saber:

$C_{barragem}$: cota da crista da bacia de detenção, em metros;

$C_{vertedor}$: cota da soleira do vertedor de emergência;

C_{tulipa}: cota da soleira da tulipa;

C_{fundo}: cota de fundo da bacia de detenção, em metros;

$C_{min\,NA}$: cota mínima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

C_{maxNa}: cota máxima de projeto do NA na bacia de detenção, em metros;

$C_{maxNA,T}$: cota máxima atingida pelo NA, segundo o tempo de retorno T, em metros;

BL: borda livre calculada pela diferença entre $C_{barragem}$ e $C_{maxNA,T}$, em metros;

$T_{cmax,T}$: tempo que a lâmina d'água leva para sair da cota mínima do NA($C_{min\,NA}$) para a cota máxima atingida ($C_{maxNA,T}$), segundo o tempo de retorno T, em horas.

Os resultados de simulações em R1 e R2 indicam que os tempos de subida são relativamente curtos, inferiores a 3 horas. No caso de R1, eles são, por vezes, inferiores a 2 horas. Esses resultados justificam a adoção de medidas preventivas, de caráter educativo, sobre o funcionamento das bacias de detenção, endereçadas à população do município, com ênfase particular sobre a população que habita áreas próximas a tais estruturas. Essas medidas devem ser complementadas com a implantação de painéis explicativos junto a cada bacia de detenção, sobre seu funcionamento, placas que alertem sobre os riscos de subida rápida das águas nessas áreas, em caso de ocorrência de chuvas e um sistema de alerta sonoro e luminoso, objeto do presente relatório.

Quanto aos órgãos extravasores da BD1-R1, a tulipa funciona como controle hidráulico para todos três cenários e o vertedor de emergência só não é acionado para o cenário de T = 25 anos em condições de ocupação urbana atual (LJATBD1). R1 funciona com borda livre inferior ao que seria recomendável (mínimo de 1,0 m) para todos dos cenários futuros

Para a BD1-R2 a tulipa somente funciona como controle hidráulico para T = 50 anos em condições de ocupação futura com taxa de impermeabilização de 90%. De fato, BD1-R2 é sub-utilizada, possuindo um volume de espera superior aos requisitados em cenários futuros, considerando-se as estruturas atuais de controle de saída. Em etapas futuras desses estudos, abordar-se-á o eventual benefício de uma maior restrição aplicada aos órgão de controle de R2 com vistas à redução dos ricos de inundação ao longo da av. Leopoldino de Oliveira.

Tabela 1. Funcionamento da bacia de detenção BD 1: alguns parâmetros e variáveis característicos

Bacia de Detenção	Parâmetro	Cota
BD1 - R1	$C_{barragem}$	774,00
	$C_{vertedor}$	773,00
	C_{tulipa}	772,50
	C_{fundo}	767,00

	C_{maxNA}		773,00	
	C_{minNA}		769,00	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	LJATBD1	772,92	773,19
		LJFTBD1CN90	773,27	773,50
		LJFTBD1	773,27	773,50
	BL	LJATBD1	1,08	0,81
		LJFTBD1CN90	0,73	0,50
		LJFTBD1	0,73	0,50
	$T_{cmax,T}$	LJATBD1	2:00	1:50
		LJFTBD1CN90	1:50	1:40
		LJFTBD1	1:50	1:40
BD1 - R2	**Parâmetro**		**Cota**	
	$C_{barragem}$		774,00	
	C_{tulipa}		765,50	
	C_{fundo}		760,50	
	C_{maxNA}		766,00	
	C_{minNA}		761,50	
	Variável	**Cenário**	**Tempo de Retorno**	
			25 anos	**50 anos**
	$C_{maxNA,T}$	LJATBD1	763,74	764,42
		LJFTBD1CN90	764,64	765,42
		LJFTBD1	764,92	765,66
	BL	LJATBD1	10,26	9,58
		LJFTBD1CN90	9,36	8,58
		LJFTBD1	9,08	8,34
	$T_{cmax,T}$	LJATBD1	2:50	2:50
		LJFTBD1CN90	2:50	2:40
		LJFTBD1	2:50	2:30

3. SISTEMA DE ALERTA: PROJETO ELÉTRICO

O sistema de alerta de alerta concebido para os dois reservatórios que compõem BD1 é do tipo sonoro e luminoso. Ele é acionado por um sistema de chave-bóia que deve ser instalada junto aos orifícios de descarga de fundo dos dois reservatório.

Uma variação em 50 cm do NA inicia o sistema de alerta, com o acionamento de uma sirene industrial e de uma luz de advertência rotativa. Esses dois dispositivos devem ser instalados em uma torre de alerta a ser implantada junto à barragem.

O funcionamento da sirene é intermitente e controlado por um temporizador. Para evitar a perturbação de moradores vizinhos a BD1, o sistema sonoro é programado para funcionar apenas no período diurno. Uma célula fotoelétrica comandará esse sistema, desligando-o durante a noite. O sistema de alerta luminoso é de funcionamento contínuo, em caso de ocorrência de cheias.

Encontram-se no Anexo 1, o memorial descritivo do projeto elétrico do sistema, a lista de materiais, os diagramas de circuitos elétricos e desenhos especificando a localização dos esquipamentos.

4. Conclusão

O sistema de alerta concebido para reduzir os riscos de afogamento e outros possíveis acidentes relacionados à operação das bacias de detenção Leopoldino de Oliveira será eficiente para esse fim por incorporar alarme sonoro e luminoso com os modos de operação das bacias e com o ambiente em que se encontram implantadas. Ao mesmo tempo, ele foi concebido de forma a reduzir distúrbios a moradores das vizinhanças.

A Prefeitura de Uberaba deverá desenvolver programa de difusão e educação dos usuários das áreas circunvizinhas às bacias de detenção de forma a informar sobre suas finalidades, modos de funcionamento e riscos durante a ocorrência de eventos pluviais.

ANEXO 1 – Projeto Elétrico do Sistema de Alerta de Funcionamento das Bacias de Detenção BD1

MEMORIAL PROJETO ELÉTRICO / SITEMA DE ALARME

OBRA: BACIA DE RETENÇÃO LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

LOCAL: UBERABA / MG

PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERABA

1- Padrão de Entrada de Energia

O padrão de entrada aérea de energia será em tensão de 220V, conforme norma ND-5.1, Faixa H1, Tabela 6, e composto de disjuntor bipolar 20A/10kA, e alimentação em cabo com isolação para 1kV, tipo Sintenax.

O aterramento será composto de 2 hastes tipo cantoneira galvanizada de 25x25x5x2400mm, afastadas entre si de 2,40m, e conectadas através de cabo de cobre nu #16mm2.

O padrão deverá ser instalado no alinhamento do passeio, afastado de 15,00 metros, no máximo, do posteamento da Cemig.

2- Quadro de Comando

O Quadro de Comando, nas dimensões 200x200x120mm, será instalado em mureta de alvenaria 1800x500x300mm e tem por finalidade o acionamento do sistema de alarme, composto de sirene tipo industrial e luz de advertência rotativa, instalados sobre a mureta e protegidos por estrutura metálica contra vandalismo.

O acionamento do sistema de alarme se dará da seguinte forma:

- a chave-bóia (BI), instalada nas estruturas de controle dos reservatórios, acionará o contator auxiliar (XA); a sirene bitonal (AL) e sinaleiro vermelho (LP2) localizados na porta do Quadro de Comando, além da luz de advertência rotativa (LA), quando o nível da água chegar a 50cm.

- o contator auxiliar (XA), quando energizado, acionará o horâmetro (HR) e o temporizador eletrônico (RT), que fará disparar a sirene industrial (SR) em períodos de tempo pré-ajustados.

- A sirene industrial (SR) funcionará somente durante o dia, pois ao anoitecer será ativado o rele fotoelétrico (RF) que acionará o contator auxiliar (XS), desligando a sirene.

- o Quadro de Comando será energizado através de chave comutadora tipo yale (CS) e sinalizado através de sinaleiro verde (LP1) localizado na sua porta.

Belo Horizonte, 27 de Julho de 2005

DIMENSÕES ENGENHARIA LTDA

Leonardo Prates D. Coelho

Eng. Eletricista

DATA: 27/07/05 **RELACAO MATERIAL ELETRICO** Projeto: **24/05-E-RV**

OBRA: RES.. RETENÇÃO LEOPOLDINO DE OLIVEIR/ RM: **RE-2405**

PROPRIETARIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE UBER REV: **0**

ITEM	QUANT.	UNID	DISCRIMINACAO	PR. UNIT.	PR. TOTAL
1			**ELETRODUTO PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR**		
	16	pc	Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	46	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
2			**CURVA PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR**		
	12	pc	Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	8	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
3			**LUVA PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR**		
	40	pc	Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	60	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
4			**BUCHA / ARRUELA METALICA**		
	10	cj	Ø 3/4"		0.00
	6	cj	Ø 1"		0.00
5			**CABO SINTENAX ISOL. 1KV - PIRELLI OU SIMILAR**		
	100	m	# 1,5 mm2		0.00
	320	m	# 6 mm2		0.00
6			**QUADRO DE COMANDO**		
	2	cj	Quadro de comando em caixa metalica 20x20x12cm, com fechadura, contendo: 01 chave comutadores yale, mod. SP-YP3 60D - ACE com bloco de contatos 2NA+2NF 01 alarme bitonal 220V, mod. 172180 - ACE 01 sinaleiro verde, c/lamp. Incandescente 3W/20V, mod. V301 - ACE 01 sinaleiro vermelho, c/lamp. Incandescente 3W/20V, mod. V301 - ACE 02 contatores auxiliares 2NA+2NF, bob. 220V, mod. MCRA022ATM - ACE 01 temporizador eletronico, 220V, mod. PD - COEL 01 horametro 10000 horas, 220V, mod. DH - COEL 02 fusivel Diazed 4A, completo 11 bornes de ligação, sobre trilho		0.00

ITEM	QUANT.	UNID	DISCRIMINACAO	PR. UNIT.	PR. TOTAL
7			**DIVERSOS**		
	2	pc	Caixa estampada 4x4		0.00
	2	pc	Condulete em alumínio tipo "LR" - Ø3/4"		0.00
	2	pc	Prensa cabo Ø3/4"		0.00
	2	pc	Sirene eletromecanica industrial, mod. RT 10B - Rontan		0.00
	2	pc	Luz de advertencia, mod. RT 19L - Rontan		0.00
	2	pc	Chave-boia, mod. 140 - Nivetec		0.00
	2	pc	Rele fotoeletrico, mod. RM-10 - Tecnowatt		0.00
	7	pc	Caixa passagem em alvenaria 20x20x30cm		0.00
	2	pc	Estrutura metalica aramada 50x30x30cm		0.00
	2	pc	Estrutura metalica aramada 40x40cm		0.00
8			**PADRAO DE ENTRADA DE ENERGIA**		
	2	pc	Tampao galvanizado Ø 102mm		0.00
	2	pc	Poste galvanizado Ø 102mm		0.00
	2	pc	Armacao secundaria 1 estribo c/isolador		0.00
	2	pc	Cinta galvanizada		0.00
	2	pc	Cabecote aluminio Ø 1"		0.00

17.9 RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO E ORÇAMENTO DE ALTERNATIVAS

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

ESTUDO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM DA CIDADE DE UBERABA: BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES

RELATÓRIOS 7 E 10/2005

RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO E ORÇAMENTO DE ALTERNATIVAS

Belo Horizonte, Janeiro de 2005

Equipe do projeto

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos estudos

Profa. Terezinha Espósito

Prof. Márcio Benedito Baptista

Prof. Mauro Naghettini

Prof. Luiz Rafael Palmier

Eng. Lucas Brasil

Estagiário Rodrigo França

Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura Municipal de Uberaba realiza, na atualidade, estudos e projetos de aprimoramento dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento, envolvendo o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o tratamento de esgotos domésticos, a drenagem urbana e o controle de inundações. As ações previstas pelo projeto intitulado "Água Viva" contemplam intervenções estruturais e iniciativas de desenvolvimento institucional e gerencial.

O presente documento trata de estudos relacionados ao sistema de infra-estrutura de drenagem pluvial e de controle de inundações. Trata-se de relatório resumo de consolidação dos estudos, contemplando alternativas de controle de inundações para a bacia hidrográfica do córrego das Lajes e seus respectivos orçamentos.

O presente documento corresponde ao conteúdo previsto nos Relatórios 7 e 10 da proposta original de trabalhos.

2. ELEMENTOS DE DIAGNÓSTICO

Um estudo de diagnóstico de funcionamento do sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes foi realizado, considerando-se cenários de ocupação urbana atual (**cenário 2**) e futura (**cenários 3 e 4**). O cenário 1, não apresentado no presente relatório resumo, corresponde ao sistema de macrodreangem anterior à implantação da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (R1 e R2) e foi utilizado principalmente para, por comparação com o cenário 2, avaliar-se a eficiência de R1 e R2 em controle de cheias.

O estudo de diagnóstico, elaborado segundo a discretização espacial da bacia mostrada no Anexo 1, evidenciou o elevado risco de inundação na área em foco. Considerando-se o cenário de ocupação urbana atual da bacia, a maioria das galerias de drenagem pluvial opera com tempos de retorno entre T < 2 anos e T = 5 anos (Tabelas 1 e 2, Anexo 2). Foram, igualmente, identificados problemas localizados de extravasamento causados por funcionamento inadequado de confluências, mudanças bruscas de geometria das seções transversais de galerias, mudanças bruscas de declividade do leito e outros.

Como cenários futuros de uso de solo, consideraram-se duas hipóteses de desenvolvimento urbano. O primeiro segue os parâmetros do Plano Diretor atual de Uberaba que aponta para uma taxa limite superior de impermeabilização de 90% em cada lote, conduzindo a um intervalo de variação do parâmetro CN (Soil Conservation Service), por sub-bacia, entre 80,5 e 94,5, com predomínio do valor 94 (**cenário 4**). No segundo cenário futuro, admite-se a possibilidade de maior controle sobre o desenvolvimento urbano nessa bacia, conduzindo a uma taxa média de impermeabilização de 80% ou CN = 90 (**cenário 3**). As Tabelas 3 e 4 do Anexo 2 contêm as vazões máximas estimadas por trecho do sistema de macrodrenagem, segundo os cenários 3 e 4, respectivamente. As estimativas de tempo de retorno de funcionamento do sistema de macrodrenagem atual, considerando-se os cenários futuros de

uso do solo, encontram-se nas Tabela 5 e 6 do Anexo 2. Para todos os cenários simulados, adotaram-se duração crítica da precipitação de projeto de 1,5 h e diferentes tempos de retorno.

De posse desses cenários de simulação, geraram-se dois produtos principais:

Estimativa da capacidade máxima de drenagem das galerias existentes (máxima capacidade de transporte de vazões), cujos resultados, por trecho do sistema de macrodrenagem, encontra-se na Tabela 7, Anexo 2.

Mapas de áreas inundáveis, segundo o nível de risco, para os tempos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos (ver Anexo 3);

Uma ressalva importante deve ser feita com respeito à insuficiência da infra-estrutura de microdrenagem superficial (redes e estruturas de captação). Embora não seja objeto do presente estudo o diagnóstico ou a simulação desse sistema, relatos de inundações freqüentes em alguns trechos do sistema e inspeção visual durante visitas de campo fundamentam a afirmativa acima.

3. CENÁRIOS DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

3.1. Considerações iniciais

Os cenários de alternativas de controle de cheias foram compostos considerando-se os resultados do diagnóstico, propostas de intervenção contidas em estudos anteriores e as sugeridas pelos consultores do Painel de Segurança de Barragens, bem como propostas diretamente oriundas do presente estudo.

Embora os estudos de alternativas tenham sido elaborados para os dois cenários de ocupação futura do solo, acima descritos, recomenda-se, para a avaliação de alternativas a adoção do cenário intermediário de ocupação (CN = 90). A Prefeitura de Uberaba dispõe de instrumentos variados para o controle de ocupação urbana capazes de assegurar uma taxa média de impermeabilização em torno de 80% ou o controle local de excedentes de escoamento (e.g.: microreservatórios), tema que será objeto do Relatório 3 do presente estudo.

Os estudos de alternativas de controle de inundações consideram, ainda, a solução de problemas localizados de funcionamento hidráulico das galerias existentes. Foram realizadas simulações tendo em conta a recuperação estrutural das galerias, a conformação da geometria em trechos onde ainda localizam-se antigas pontes remanescentes do sistema anteriormente composto por canais abertos e, quando possível, a remoção de alguns trechos em degraus. Essas simulações indicam, de forma geral, um aumento de cerca de 20% da capacidade de drenagem dessas estruturas. O valor do coeficiente de rugosidade adotado passou de n = 0,018 (galerias atuais) para n = 0,015 (galerias recuperadas). Ainda não foi

realizado um estudo mais detalhado de intervenções nas confluências, o que deverá ser feito uma vez escolhida a solução de controle de cheias.

Finalmente, reitera-se a necessidade de intervenções objetivando a adequação do sistema de microdrenagem da área de estudo, sem o que a eficiência das medidas de controle de inundações aqui consideradas não será atingida.

3.2. Cenário de alternativas

3.2.1. Alternativa zero: nada fazer

A alternativa zero corresponde ao esquema unifilar da rede de galerias pluviais mostrado na Figura 1. Esse cenário já foi adequadamente estudado na etapa de diagnóstico do presente estudo (Relatório 2) e é aqui apresentado apenas como referência do estado atual do sistema para a avaliação dos benefícios de ações de controle.

3.2.2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo projetos originais

Os principais resultados das simulações dessa alternativa (Figura 2) indicam a insuficiência das bacias de detenção previstas para o controle de inundações tendo por meta o tempo de retorno de 25 anos.

No caso do córrego da Igreja, Av. Guilherme Ferreira, embora a BD2 (Bacia de detenção da Guilherme Ferreira) produza um amortecimento significativo na vazão de pico, as áreas de contribuição direta não controladas (jusante de BD2) e a pequena capacidade de drenagem da galeria do córrego da Igreja não permitem que se atinja o controle efetivo do evento de T = 25 anos. Devem-se considerar as hipóteses de aumentar a capacidade de amortecimento de BD2 (c.f. Alternativa 2) e de realizar intervenções localizadas na galeria de jusante.

No caso do córrego das Bicas, Av. Santa Beatriz, a BD3 (Bacia de detenção da Santa Beatriz) possui volume muito inferior ao necessário (47.000 m^3 previstos contra cerca de 120.000 m^3 requeridos) para o controle do evento de T = 25 anos. Ademais, BD3 possui outros inconvenientes:

seu esvaziamento faz-se por bombeamento; embora tal solução seja tecnicamente viável, ela implica em custos de operação e manutenção mais elevados e requerem dos serviços técnicos municipais rotinas de manutenção mais complexas;

sua implantação eliminaria uma área de terrenos de esporte prezada pela população – para obter-se o volume de armazenamento de projeto, foi necessário aprofundar muito a bacia, inviabilizando seu uso combinado a áreas de lazer e práticas esportivas em razão de riscos de acidentes causados por seu repentino enchimento.

Em face desse quadro, não se recomenda a implantação de BD3 como previamente concebida e dimensionada.

Em conclusão, a solução proposta não atende aos objetivos de projeto nos afluentes Igreja e das Bicas e, por conseguinte também não reduz de forma significativa os riscos de inundação na Av. Leopoldino de Oliveira. Para maiores detalhes sobre essas simulações e análises, consultar o Relatório 4.

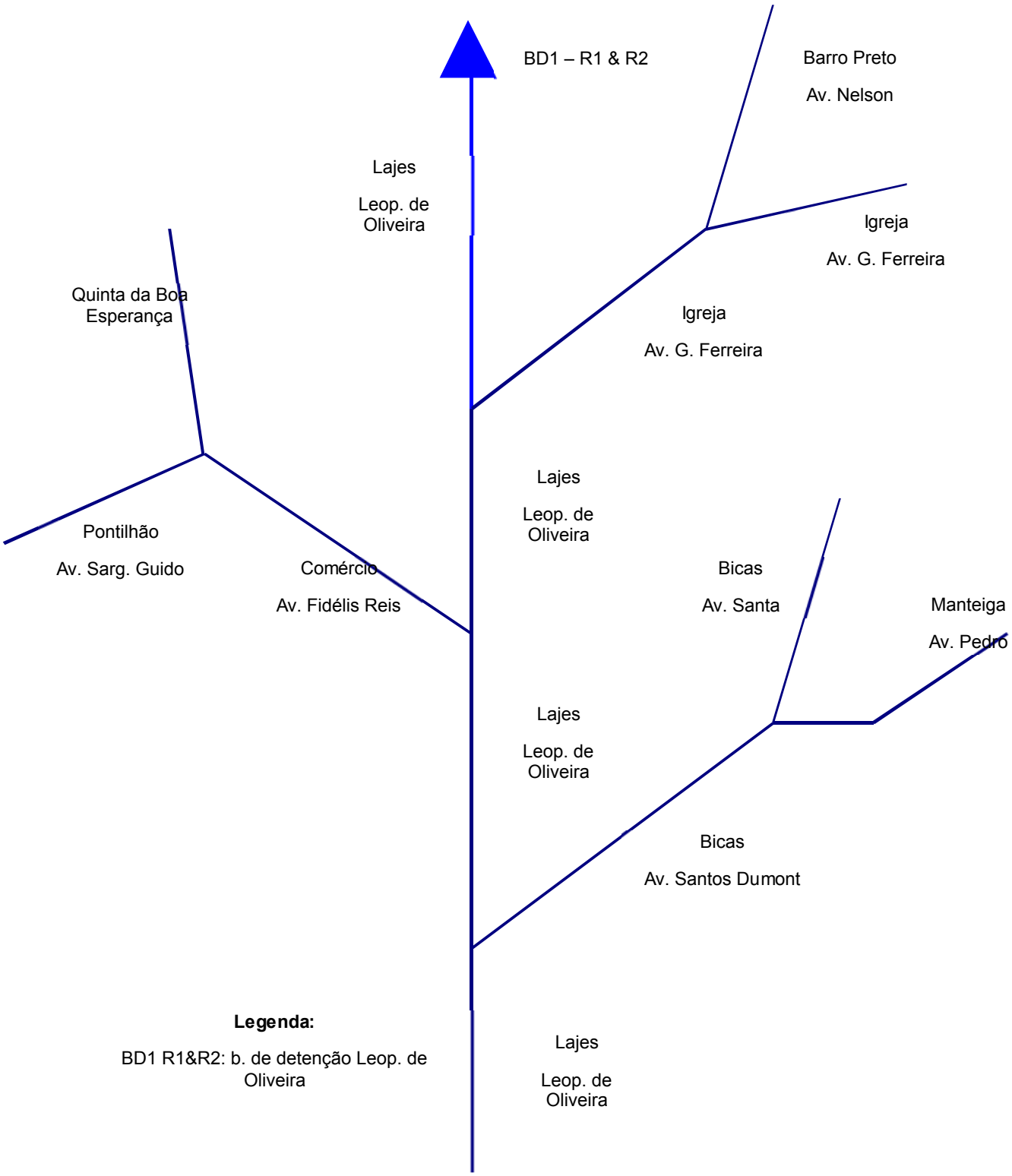


Figura 1. Alternativa zero: sistema de macrodrenagem existente

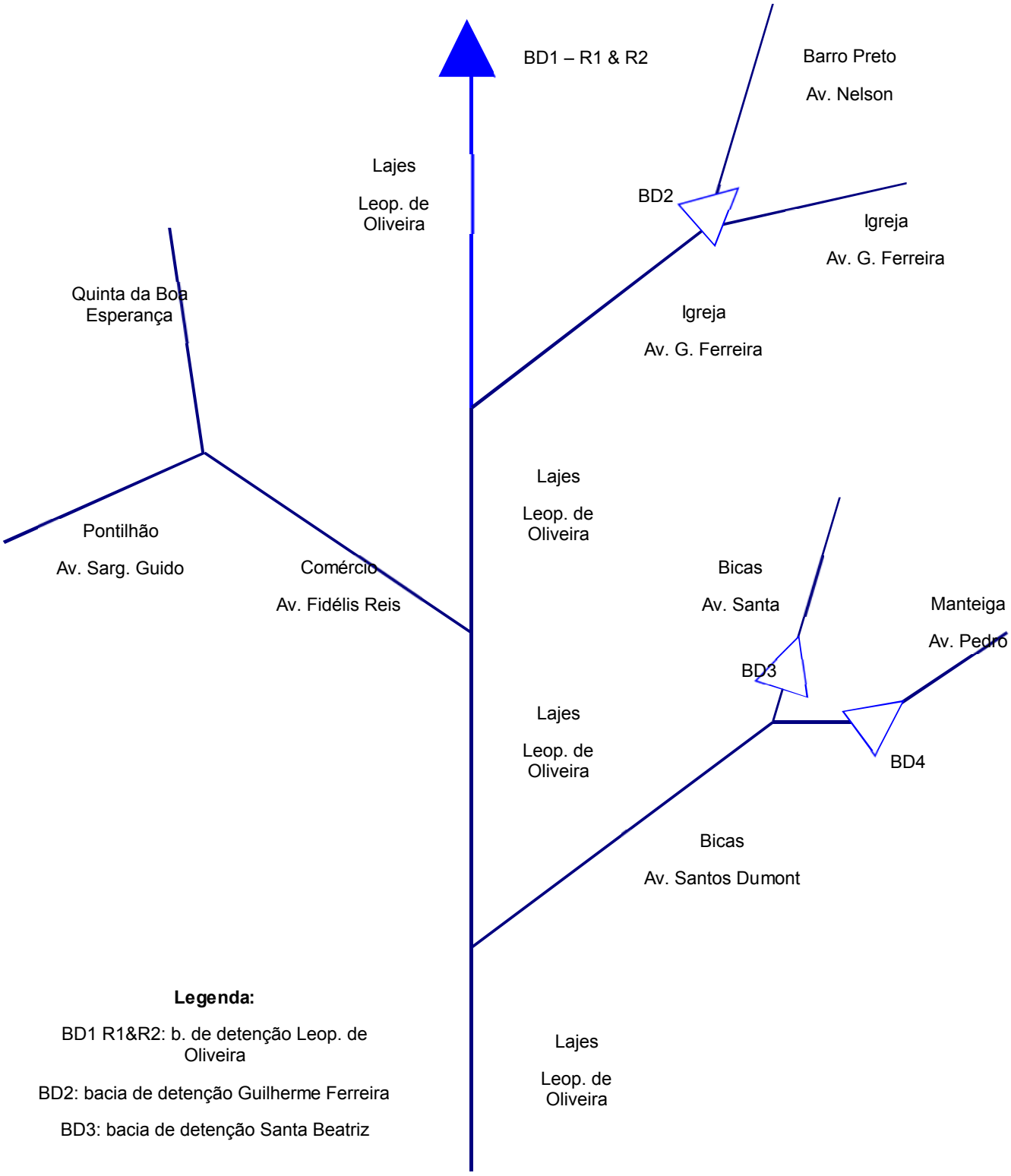


Figura 2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo estudos anteriores

3.2.3. Alternativa 2: redimensionamento de bacias de detenção e implantação de túneis e/ou galerias

Alternativas de controle de inundações por meio apenas de bacias de detenção a céu aberto não são suficientes para atingirem-se os objetivos requeridos para o sistema. A implantação de bacias de detenção enterradas é uma solução custosa, em termos construtivos e operacionais, podendo gerar perturbações significativas e interferências sobre outras redes urbanas, na fase construtiva, considerando-se a densa ocupação da área de estudo. Com isso, o estudo de alternativas passa a contemplar uma combinação de emprego de bacias de detenção com canais de reforço. O propósito de uso das bacias de detenção é o de reduzir a extensão e as dimensões hidráulicas requeridas pelos canais de reforço.

Uma alternativa de método construtivo para os canais de reforço, sugerida pelos consultores do Painel de Segurança de Barragens, é a de implantação de túneis. Essa solução construtiva apresenta vantagens em relação à de galerias convencionais:

A flexibilidade de configuração, uma vez que a estrutura não precisa estar confinada ao fundo de vale;

A facilidade oferecida pela estrutura à captação de escoamentos provenientes de afluentes de ambas as margens do curso d'água principal, uma vez que a mesma pode ser implantada em cotas inferiores às dos canais existentes;

A solução construtiva praticamente não causa perturbações ao sistema viário ou interferências com outras redes urbanas, não interfere com atividades urbanas correntes, reduz perdas econômicas e minimiza desgastes políticos resultantes de obras a céu aberto em grandes extensões dos principais eixos viários da cidade.

A alternativa 2 (Figura 3) simulada no presente estudo considera as seguintes intervenções:

Aumento da capacidade de armazenamento em BD2 (BD Guilherme Ferreira) e BD4 (BD Pedro Salomão);

Substituição do sistema de esvaziamento (controle de saída) de BD2 de elevatório (bombeamento) a gravitacional;

Transferência de parte dos escoamentos provenientes do córrego das Bicas, no trecho sob a Av. Santa Beatriz, para a BD4 por intermédio de um túnel (T-SBPS);

Canal de reforço para o córrego da Igreja, ao longo da Av. Santa Beatriz (CR-SB);

Canal de reforço para o córrego do Comércio, na Av. Fidélis Reis, em um trecho de cerca de 300 m, iniciando-se logo a jusante da confluência dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão (CR-FR1);

Canal de reforço em túnel ou galeria paralela para conectar o córrego do Comércio (Av. Fidélis Reis) ao córrego das Lajes (CR-FR2), em trecho de leito natural, reduzindo as contribuições à galeria da Av. Leopoldino de Oliveira na área central.

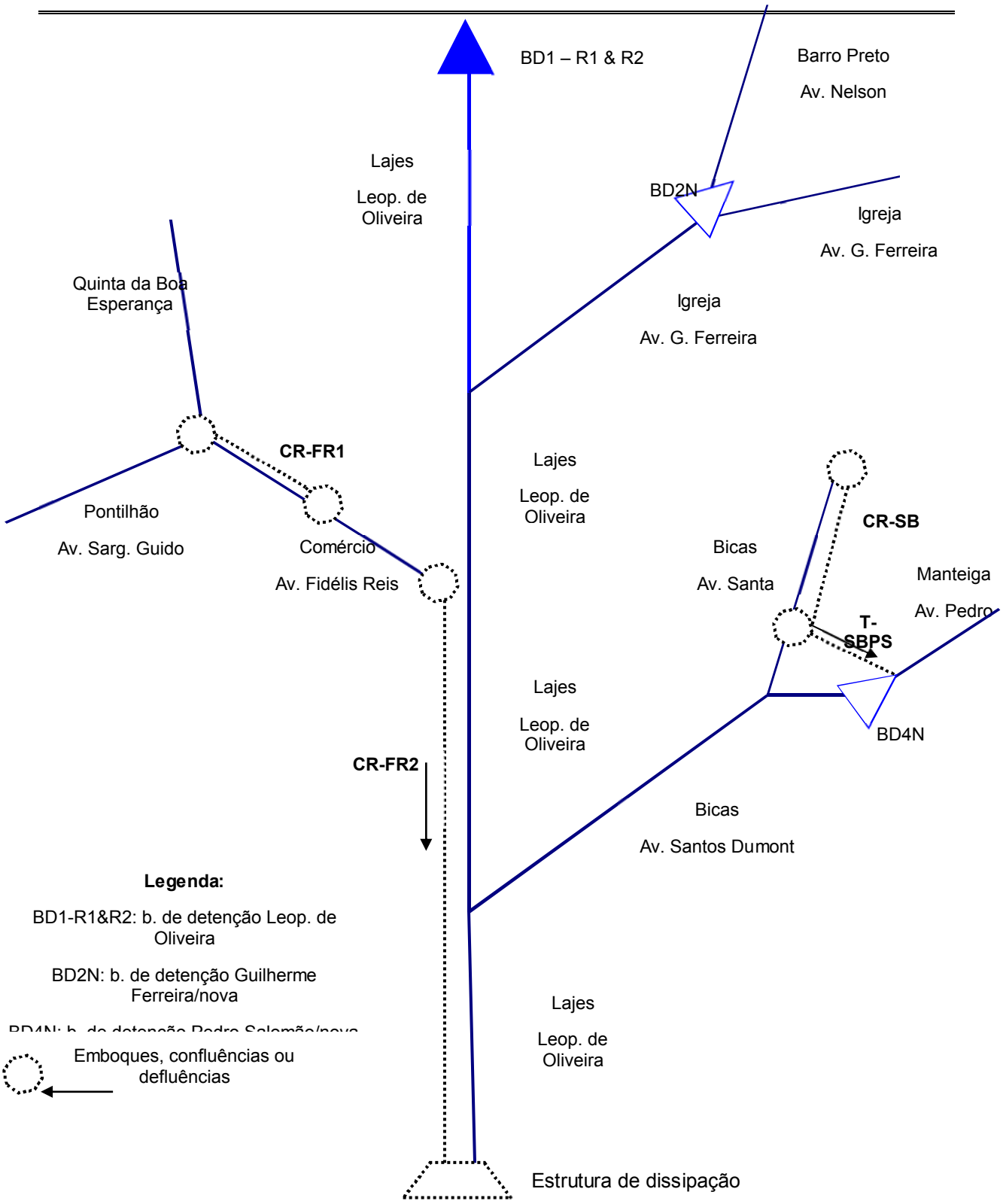


Figura 3. Alternativa 2: redimensionamento de BD2 e BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

A Figura 4 mostra a área adicional de implantação utilizada para obter-se o aumento de volume da BD2, que para essa nova configuração, passa a ser denominada BD2N. As novas relações cota-volume e cota-descarga para BD2N encontram-se no Quadro 1.

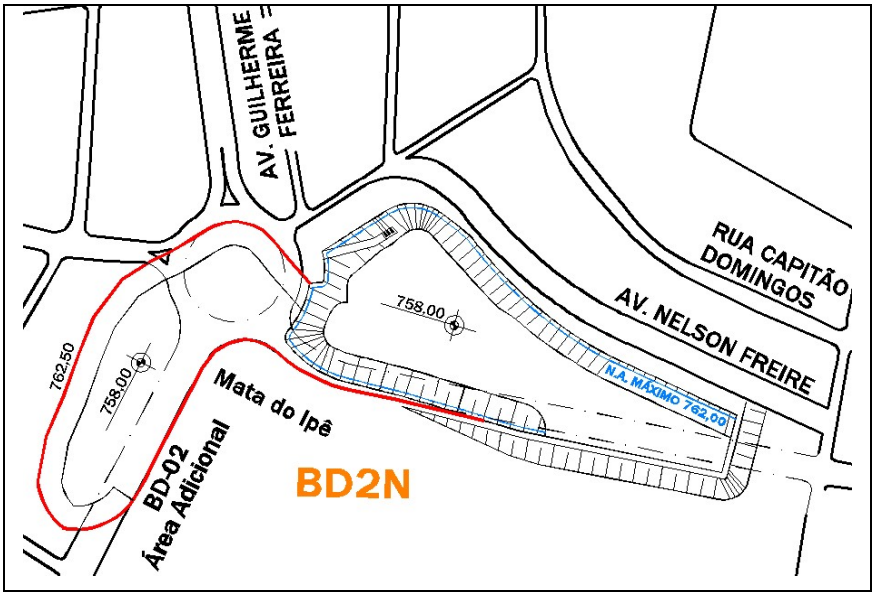


Figura 4. Nova implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2N)

O aumento da área de implantação da bacia de detenção permite uma redução de sua profundidade, com a cota de fundo passando da 755,50 m para a cota 758,00 m. Nesse caso, a profundidade de BD2N é de 4 m, ao invés de 7,5 m, como no projeto original. Essa redução de profundidade possibilitará uma melhor integração urbanística da estrutura ao ambiente circunvizinho. Seu volume de armazenamento aumenta de 94.196 m^3 para 117.275 m^3, com ganho de cerca de 23.000 m^3. Alterando-se sua cota de fundo, seu esvaziamento pode ser feito por gravidade.

Quadro 24. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD2N (Guilherme Ferreira)

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
758,00	0,00	0,00	
758,50	12941,57	0,27	
759,00	26363,60	0,77	
759,50	40272,31	1,33	
760,00	54671,91	1,63	
760,50	69566,58	1,88	
761,00	84962,27	2,10	
761,50	100862,95	2,30	
762,00	**117274,84**	**2,49**	NA Máximo
762,50	134215,46	2,66	

A Figura 5 mostra a área adicional de implantação BD4 que, na nova configuração, passa a ser denominada BD4N. Para obter-se o volume de armazenamento necessário, procedeu-se igualmente ao aumento da profundidade de BD4 em 1,0 m, alterando-se sua cota de fundo de 756,00 para 755,00. As relações cota-descarga e cota-volume para BD4N encontram-se no Quadro 2.

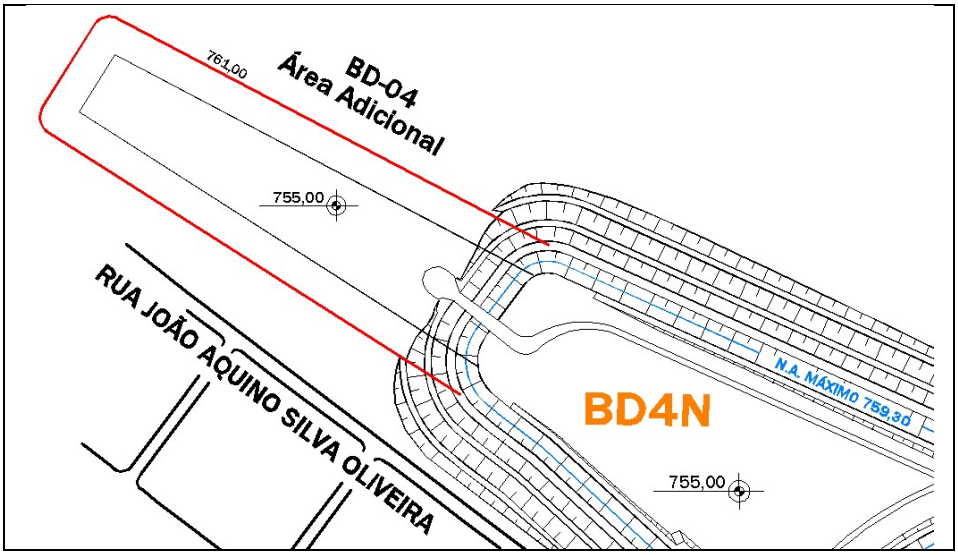


Figura 5. Nova implantação da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4N)

Quadro 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	
755,00	0,00	0,00	
755,50	16033,18	0,82	
756,00	32725,41	2,32	
756,50	50578,40	2,82	
757,00	69968,09	3,99	
757,50	90931,67	4,88	
758,00	112876,66	5,64	
758,50	135794,31	6,30	
759,00	159695,06	6,90	
759,30	**174511,78**	**7,24**	NA Máximo
759,50	184589,33	7,46	
760,00	210487,54	7,97	
760,50	237400,10	8,46	
761,00	265337,69	8,91	

Na nova configuração proposta, o volume de armazenamento em BD Pedro Salomão passa de 87.983 m³ para 174.511 m³, com ganho de cerca de 86.000 m³, praticamente o dobro do volume original de projeto.

O túnel de transferência dos escoamentos do córrego das Bicas, na Av. Santa Beatriz, para a BD4N tem as seguintes características de pré-dimensionamento:

Vazão de projeto de 31 m³/s;

Comprimento de 950 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00316 m/m;

Cota inicial na galeria da Av. Santa Beatriz de 758,00 m;

Cota final no reservatório da Pedro Salomão (BD4N) de 755,00 m;

O canal de reforço Fidélis Reis, ao longo da Av. Leopoldino de Oliveira, foi pré-dimensionado como túnel ou galeria convencional:

Vazão de projeto de 39 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Seção retangular de 4,0 x 2,4 m, na hipótese de implantação de galeria convencional;

Diâmetro de 4 m, na hipótese de implantação de um túnel;

Declividade de 0,00739 m/m.

Nessa alternativa, como já haveria, necessariamente, a construção de um túnel na sub-bacia do córrego das Bicas, a solução construtiva mais adequada para o canal de reforço Fidélis Reis é, igualmente, o túnel.

Conforme evidenciado no estudo de diagnóstico (Relatório 2), outros trechos de galerias, não controlados por bacias de detenção, apresentam riscos elevados de extravasamento, não atendendo ao requisito de transporte de escoamentos do evento de projeto. São os seguintes trechos:

córrego Barro Preto, na Av. Nelson Freire;

córrego Pontilhão, na Av. Sargento Guido;

córrego Quinta da Boa Esperança, na Av. Odilon Fernandes;

córrego do Comércio, na Av. Fidélis Reis;

córrego da Igreja, na Av. Santa Beatriz.

Os córregos do Comércio, na Av. Fidélis Reis, e da Igreja, na Av. Santa Beatriz, necessitam de canais de reforço porque, mesmo com a redução do coeficiente de rugosidade e o eventual aumento de declividade obtido com a eliminação de seqüências de degraus nas galerias existentes, não se obtém um acréscimo suficiente de capacidade de condução de escoamentos compatível com o evento de projeto. Dados cadastrais completos das galerias dos córregos Quinta da Boa Esperança e Pontilhão não se encontram disponíveis, impedindo a adequada avaliação dos riscos de inundação nesses trechos.

No caso do córrego Barro Preto, a galeria tem capacidade de transporte da vazão de pico do evento de T = 10 anos, em cenário futuro de uso do sono (CN = 90). Pressupondo-se a melhoria das condições de confluência do Barro Preto com o córrego da Igreja, ou a implantação da bacia de detenção Guilherme Ferreira, a recuperação estrutural da galeria e obras de reconformação de seu leito, eliminando-se degraus, a mesma adquire condições operacionais suficientes para atender ao objetivo de condução da vazão de pico do evento de projeto, sem extravasamento.

Com isso, previu-se a implantação dos canais de reforço CR-FR1 e CR-SB, conforme descrito em parágrafos anteriores e ilustrado pela Figura 3. O pré-dimensionamento desses dois canais é apresentado no item 3.2.8, pressupondo-se o método construtivo por galerias convencionais.

Com a alternativa 2 atingem-se os objetivos de condução das vazões de T = 25 anos pelas galerias das avenidas Guilherme Ferreira, Santos Dumont e Leopoldino de Oliveira e canais de reforço, para o cenário futuro com CN = 90. Ela otimiza o emprego das bacias de detenção previstas originalmente e elimina a estação elevatória de BD2 (BD Guilherme Ferreira).

A BD2 poderá contemplar uma solução integrada ao parque circunvizinho. Conforme relatado, prevê-se uma redução em sua profundidade, podendo-se optar pela implantação de um espelho d'água que valorize a integração da estrutura ao ambiente do parque. Em período chuvoso, a profundidade do espelho d'água poderia ser reduzida para assegurar um maior volume destinado ao amortecimento de cheias.

3.2.4. Alternativa 3: redimensionamento de BD2, eliminação de BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

A alternativa 3 (Figura 6) é semelhante à 2, diferindo na solução adotada para o córrego das Bicas (Av. Santos Dumont). Nesse caso, os escoamentos excedentes à capacidade do canal da Av. Santos Dumont são transferidos por um túnel, denominado T-SD (Figura 3), diretamente ao trecho não canalizado do córrego das Lajes. Os canais de reforço associados ao córrego do Comércio (CR-FR1 e CR-FR2) e das Bicas (CR-SB) são mantidos, como na alternativa 2. Com a eliminação de BD4, insere-se um canal de reforço na galeria do córrego da Manteiga, o CR-OS (Av. Pedro Salomão).

O túnel entre os córregos das Bicas e das Lajes (T-SD) foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 66,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

Em temos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior.

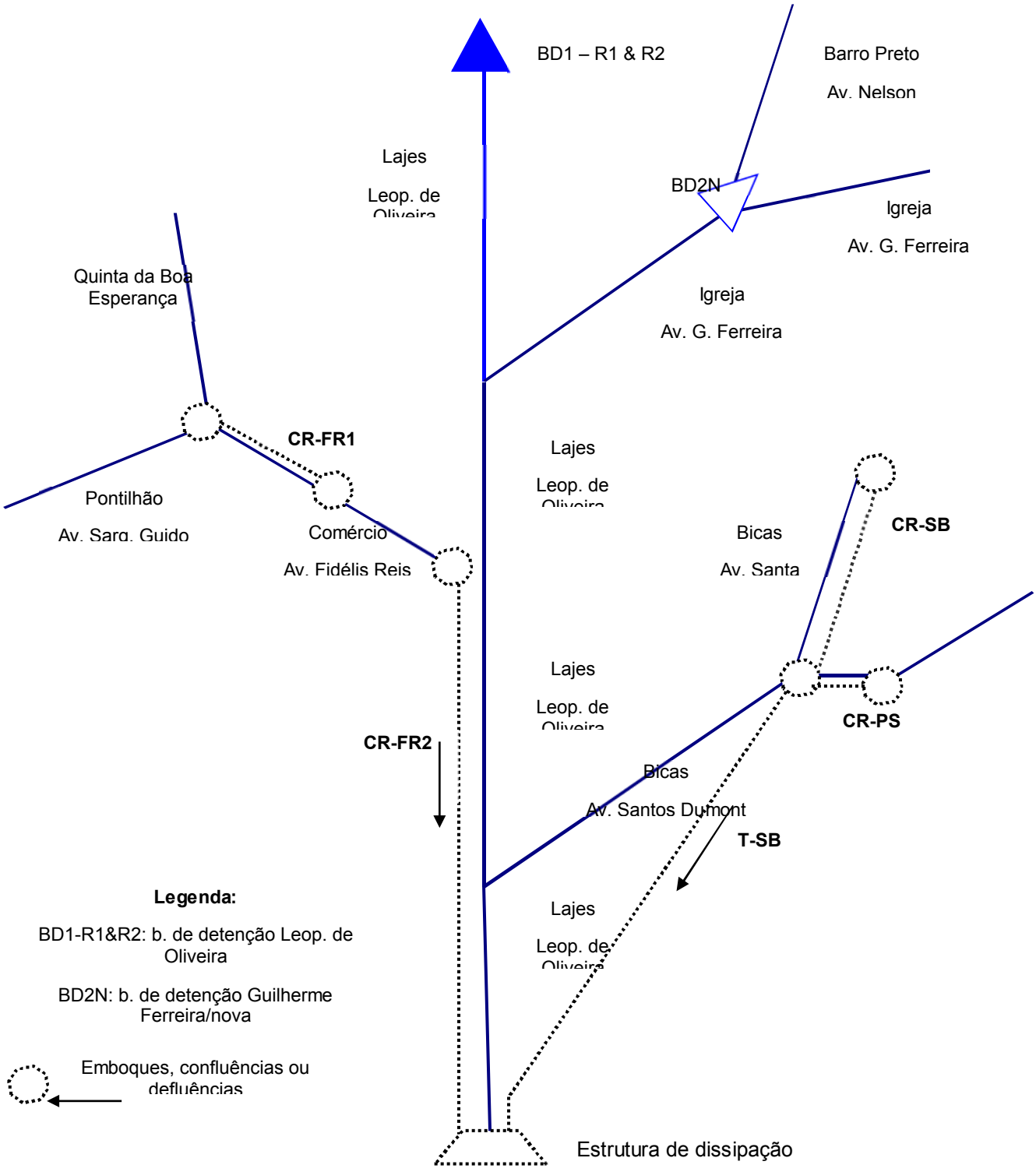


Figura 6. Alternativa 3: redimensionamento de BD2 e implantação de túneis e/ou galerias

3.2.5. Alternativa 4: implantação de túneis com transferência de escoamentos para a bacia do rio Grande

A alternativa 4 (Figura 7) adota como solução para o córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira) a implantação de um túnel que transfere diretamente os escoamentos junto à confluência Barro Preto-Igreja para um córrego afluente ao rio Grande. Nesse caso, a BD2 não é implantada. Esse túnel não foi pré-dimensionado por falta de dados topográficos. Entretanto, admitiu-se, para efeito de orçamento, seu comprimento em 2.000 m.

Em termos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior. Entretanto, a solução requer, além da análise econômico-financeira, uma cuidadosa avaliação ambiental dos impactos gerados pela transferência de escoamentos produzidos em contexto urbano para um curso d'água cuja bacia encontra-se em estado próximo ao natural. Esses impactos estão relacionados a alterações de regime hidrológico e de qualidade de água.

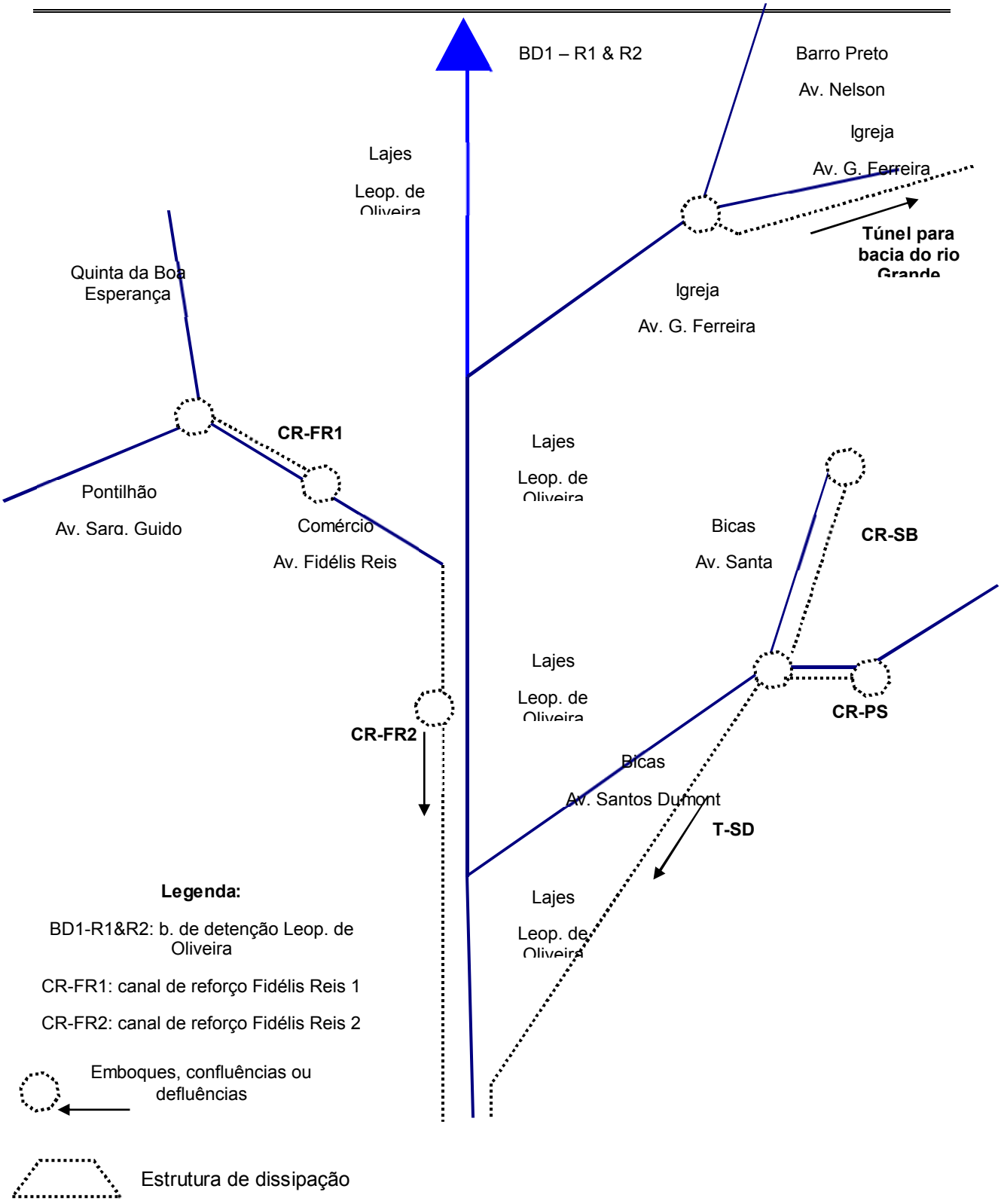


Figura 7. Alternativa 4: implantação de BD4 e de túneis e/ou galerias

3.2.6. Alternativa 5: implantação de túneis com transferência de escoamentos do córrego da Igreja para o córrego das Bicas

A alternativa 5 (Figura 8) pressupõe a implantação de dois túneis. O primeiro túnel é dividido em dois trechos: T-GFSD e T-SD. O trecho T-GFSD conduz os escoamentos provenientes das sub-bacias dos córregos Barro Preto (Av. Nelson Freire) e da Igreja (Av. Guilherme Ferreira), a montante da confluência com o Barro Preto, até a confluência entre os córregos das Bicas (Av. Santa Beatriz) e Manteiga (Av. Pedro Salomão). Em seqüência ao T-GFSD, o segundo trecho, T-SD, capta as contribuições desses dois últimos córregos, conduzindo assim os escoamentos até o trecho não canalizado do córrego das Lajes. Trata-se de um único túnel, com dois pontos de captação, drenando os escoamentos provenientes de quatro córregos. O segundo túnel drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (CR-FR2).

O trecho T-GFSD foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1620 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00679 m/m.

O trecho T-SD foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 103,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,0109 m/m.

Esse trecho do túnel funciona em regime de escoamento sob pressão. Admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso a alternativa 5 seja a adotada, a elaboração do projeto indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar opções por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego Lajes (aumento da declividade de T-SD)), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia, ou a redução da vazão de projeto de T-SD, uma vez que a galeria da Av. Santos Dumont, para a alternativa aqui simulada, funciona com certa folga. De fato, é possível transferir cerca de 13 m^3/s a mais para essa galeria, reduzindo-se a vazão por T-SD para 90 m^3/s.

O túnel que drena os escoamentos gerados na bacia do córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis) é o mesmo pré-dimensionado para as alternativas anteriores, tendo as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 39,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

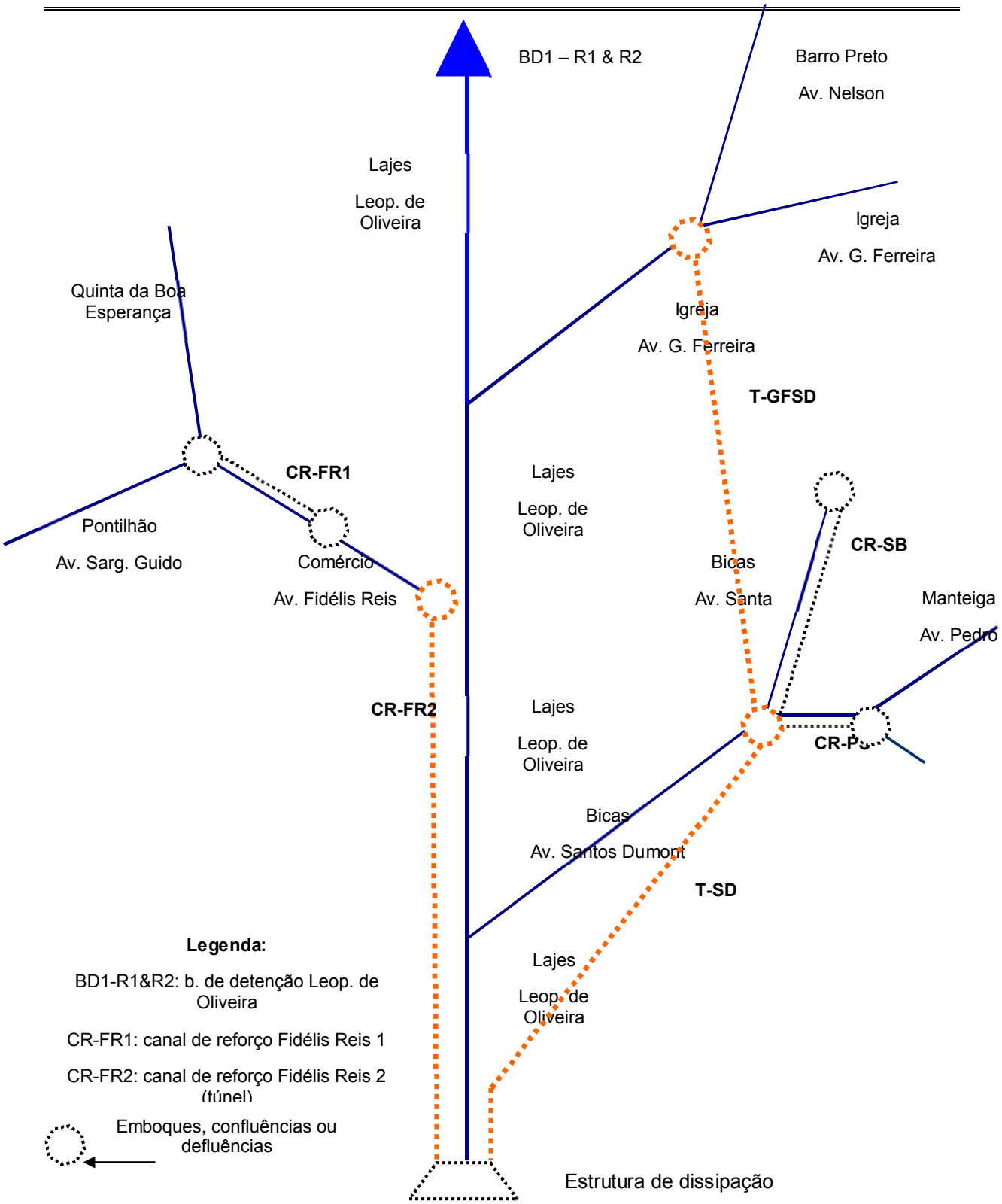


Figura 8. Alternativa 5: túneis, com transferência de Igreja a Bicas

3.2.7. Alternativa 6: implantação de túneis com conexão entre os córregos Igreja e do Comércio

A alternativa 6 pressupõe a implantação de dois túneis. Um primeiro túnel é dividido em dois trechos: T-GFFR e T-FR2. O T-GFFR segue os eixos das avenidas Guilherme Ferreira e Leopoldino de Oliveira, até a esquina com a Av. Fidélis Reis e drena as sub-bacias dos córregos Barro Preto (Av. Nelson Freire) e Igreja (Av. Guilherme Ferreira), a montante de sua confluência com o Barro Preto. O T-FR dá continuidade ao T-GFFR após receber as contribuições do córrego do Comércio (Av. Fidelis Reis). O segundo túnel, T-SD, drena as sub-bacias dos córregos da Manteiga (Av. Pedro Salomão) e das Bicas (Av. Santa Beatriz).

O trecho T-GFFR do primeiro túnel foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 38,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1700 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01118 m/m.

O trecho T-FR2 do primeiro túnel foi pré-dimensionado para o evento de projeto, obtendo-se as seguintes especificações:

Vazão de projeto de 74,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1150 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,00739 m/m.

Esse trecho do túnel funcionará em regime de escoamento sob pressão. Como já discutido, admitindo-se a implantação do túnel em rocha sã, não há restrição ao seu funcionamento em carga. Caso a alternativa 6 seja a adotada, a elaboração do projeto indicará as condições ótimas de funcionamento, podendo explorar a opção por um ponto de lançamento mais a jusante, no córrego das Lajes (aumento da declividade de T-SD), observadas questões relacionadas a velocidades de escoamento e necessidades de dissipação de energia. Nesse caso, não há opção por redução da vazão de projeto de T-FR2, uma vez que a galeria da Av. Leopoldino de Oliveira, nos trechos Centro I e Centro II, não comporta um aumento significativo de vazões em relação ao simulado nessa alternativa.

O trecho T-SD é o mesmo pré-dimensionado para as alternativas 3 e 4:

Vazão de projeto de 66,0 m³/s;

Comprimento da ordem de 1520 m;

Diâmetro de 4 m;

Declividade de 0,01096 m/m.

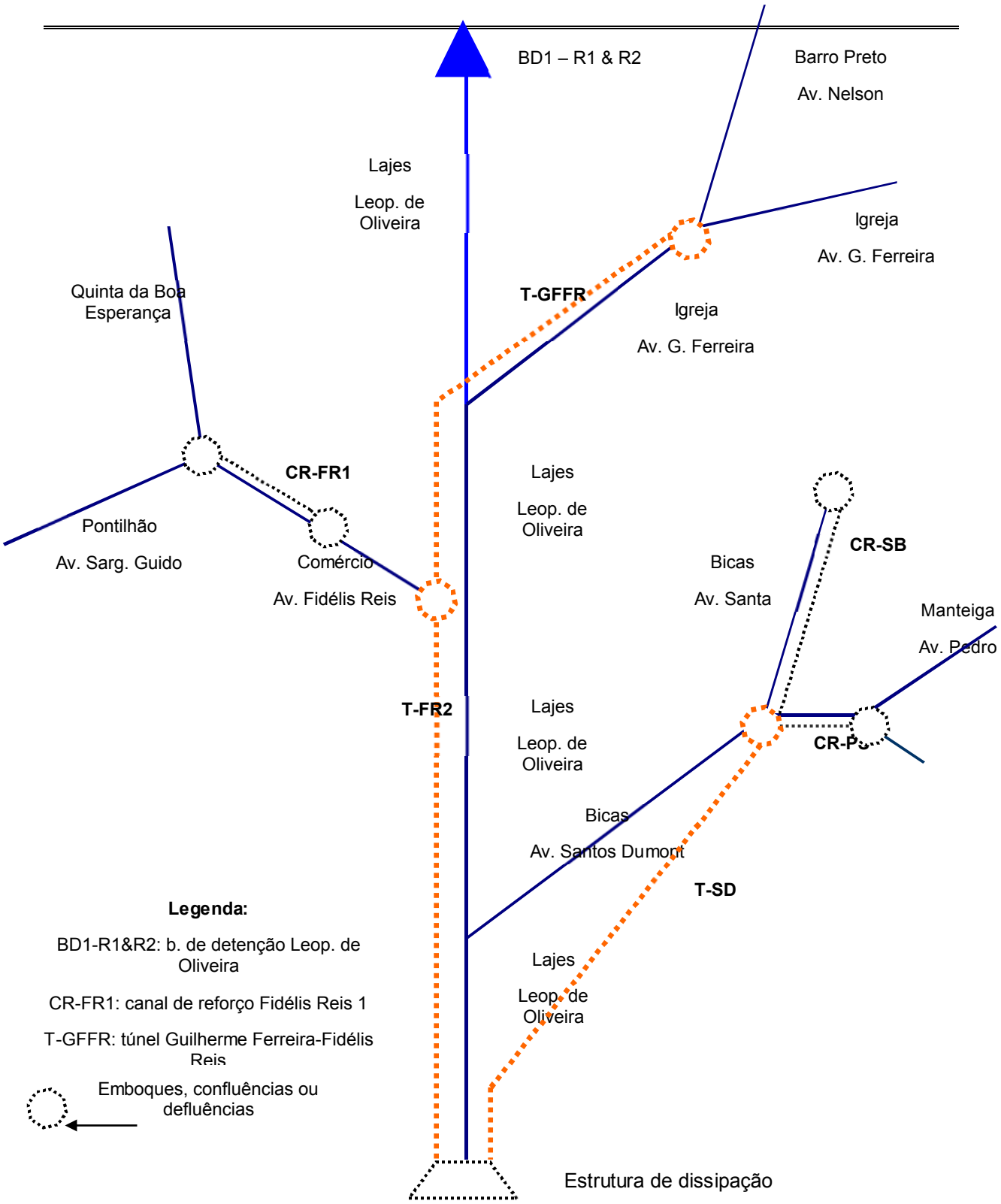


Figura 9. Alternativa 6: túneis com conexão entre Igreja e Comércio

3.2.8. Alternativa 7: implantação de galerias convencionais

A alternativa 7 (Figura 10) não contempla a implantação de novas bacias de detenção no sistema. Nesse caso, será necessário implantar canais de reforço ao longo das Av. Guilherme Ferreira, Santos Dumont, Santa Beatriz, Pedro Salomão e Leopoldino de Oliveira, a jusante da confluência com Guilherme Ferreira.

O Quadro 3 contém os elementos de pré-dimensionamento desses canais de reforço, adotando-se para tal o conceito de seção de máxima eficiência. Posteriormente, na fase de projeto, em função de condicionantes geotécnicos, estruturais e de interferências com outras redes existentes, alterações de dimensionamento poderão ser necessárias. Tendo em conta que os escoamentos fazem-se sempre em regime supercrítico, optou-se pela especificação de bordas livre elevadas, da ordem de 30% a 40% da profundidade normal, em decorrência de problemas de formação de ondas nesse regime de escoamento.

Nessa etapa dos estudos, não foram feitas simulações de escoamento em regime variado, uma etapa indispensável na fase de projeto das estruturas, caso a alternativa 7 seja a escolhida. Da mesma forma, não foram feitos estudos de dimensionamento e concepção de emboques, confluências e estruturas de vertimento (vertedores laterais) entre galerias existentes e canais de reforço. Todos esses elementos deverão ser objeto de concepção e dimensionamento, em fase de projeto.

Essa alternativa inclui o reforço estrutural de um trecho de cerca de 480,0 m de galeria, no trecho mais a jusante do córrego Lajes. Caso seja viável, do ponto de vista estrutural, a concepção é a de eliminar a parede central dessa galeria, transformando-a de bicelular a unicelular.

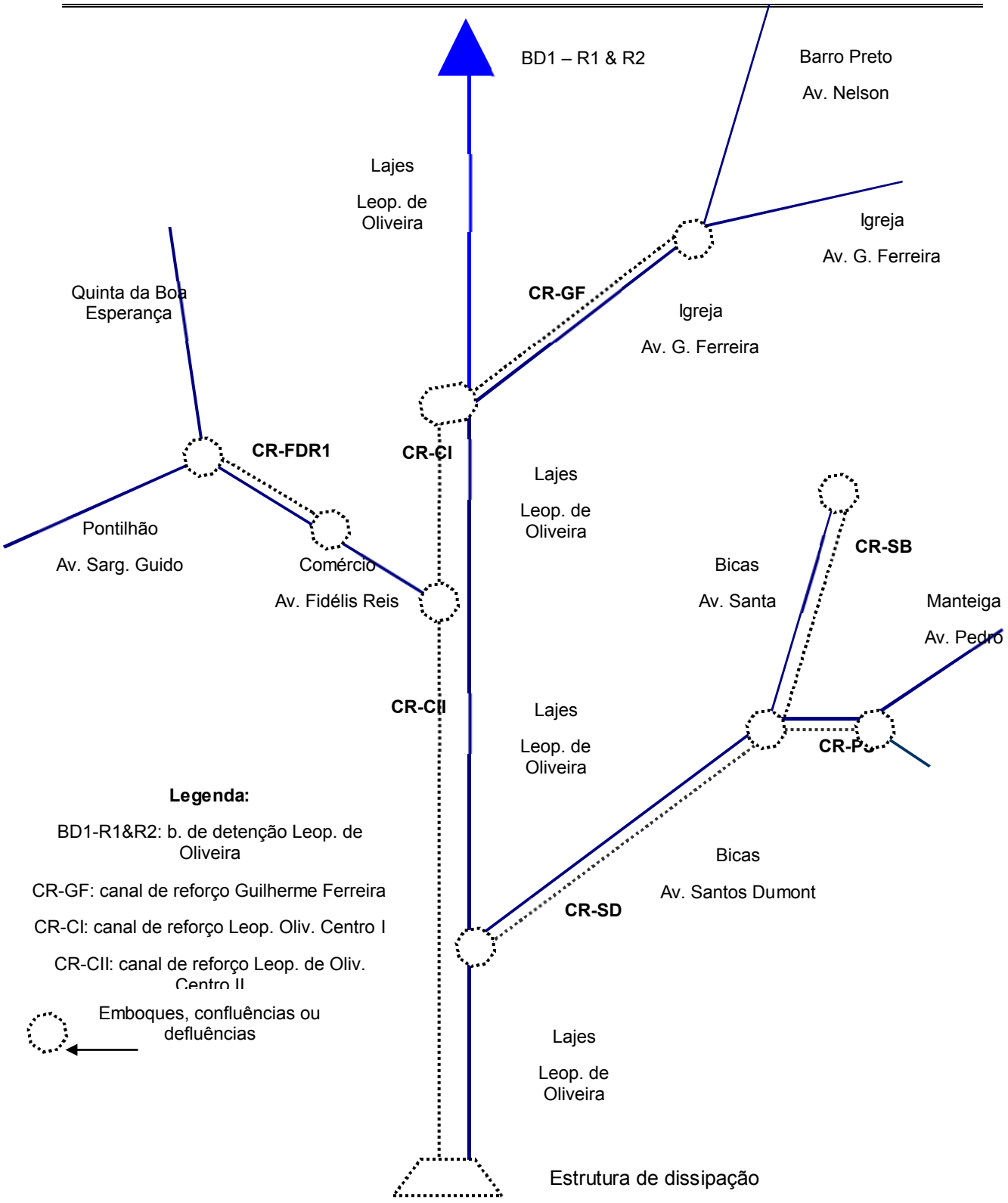


Figura 10. Alternativa 7: implantação de canais de reforço como galerias convencionais

4. ORÇAMENTOS PRELIMINARES

Os orçamentos aqui apresentados baseiam-se em custos unitários padronizados, em reais de janeiro de 2000 (Moura, 2004). Esses orçamentos, de caráter preliminar, visam contribuir para a escolha da melhor alternativa de controle de inundações para a bacia do córrego das Lajes. Uma vez cumprida essa etapa decisória, deverão ser desenvolvidos os projetos executivos e os orçamentos a eles associados. São aqui consideradas apenas as alternativas que possuem viabilidade técnica do ponto de vista de controle de inundações para o tempo de retorno de 25 anos.

Os orçamentos incluem uma estimativa de custos de intervenções em confluências, segundo os esquemas ilustrados pelas Figuras 5 e 8 a 10. Os custos são calculados considerando-se o BDI de 30% e custos indiretos associados ao desenvolvimento dos projetos básico e executivo, de 20%. Na hipótese de implantação de galerias convencionais, considerou-se ainda um custo suplementar de 20% do valor das obras para a cobertura de gastos com interferências. No caso de implantação de túneis, à falta de custos unitários mais precisos, adotou-se o valor de R$ 3.000.000 por km. Os túneis orçados possuem, todos, diâmetro de 4,0 m, tendo-se adotado coeficiente de rugosidade de Manning n = 0,017. Para o caso das galerias convencionais, adotou-se n = 0,015.

Os orçamentos não incluem os custos:

de mudanças no sistema viário decorrente da instalação de bacias de detenção;

indiretos e intangíveis decorrentes da construção de galerias convencionais;

de manutenção, no caso de túneis;

de recuperação e manutenção dos canais existentes;

de implantação de um sistema de microdrenagem.

A Tabela 1 contém os custos de implantação e a Tabela 2 os custos anuais de operação e manutenção.

Tabela 1. Custos de implantação

Alternativa	Custo [R$]
Alternativa 2	21.182.448,94
Alternativa 3	17.092.101,66
Alternativa 4	20.344.779,09
Alternativa 5	18.892.584,99
Alternativa 6	19.363.118.49
Alternativa 7	20.586.311,53

Tabela 2. Custos anuais de operação e manutenção

Alternativa	Curto anual [R$/ano]
Alternativa 2	563.762,84
Alternativa 3	278.407,33
Alternativa 4	85.626,70
Alternativa 5	85.626,70
Alternativa 6	85.626,70
Alternativa 7	264.430,75

O Anexo 3 contém planilhas mais detalhadas sobre os cálculos orçamentários.

5. OBSERVAÇÕES SOBRE OS ORÇAMENTOS

As alternativas em foco encontram-se organizadas em torno de três conceitos distintos:

bacias de detenção associadas a canais de reforço (alternativas 2 e 3);

canais de reforço com predomínio de emprego de túneis (alternativas 4, 5 e 6);

canais de reforço com o emprego de galerias convencionais (alternativa 7).

Nos cálculos orçamentários sobre o método construtivo túneis, adotou-se a hipótese de sua implantação em rocha sã. Prospecções geotécnicas serão necessárias para assegurar a pertinência dessa hipótese, porque os custos de implantação de túneis com revestimento são elevados e alterariam os valores de orçamento aqui apresentados. Entre as alternativas 5 e 6, a de menor custo é a 5, porém, a diferença entre elas é pequena (+/- 470.000,00), em face do valor total do investimento.

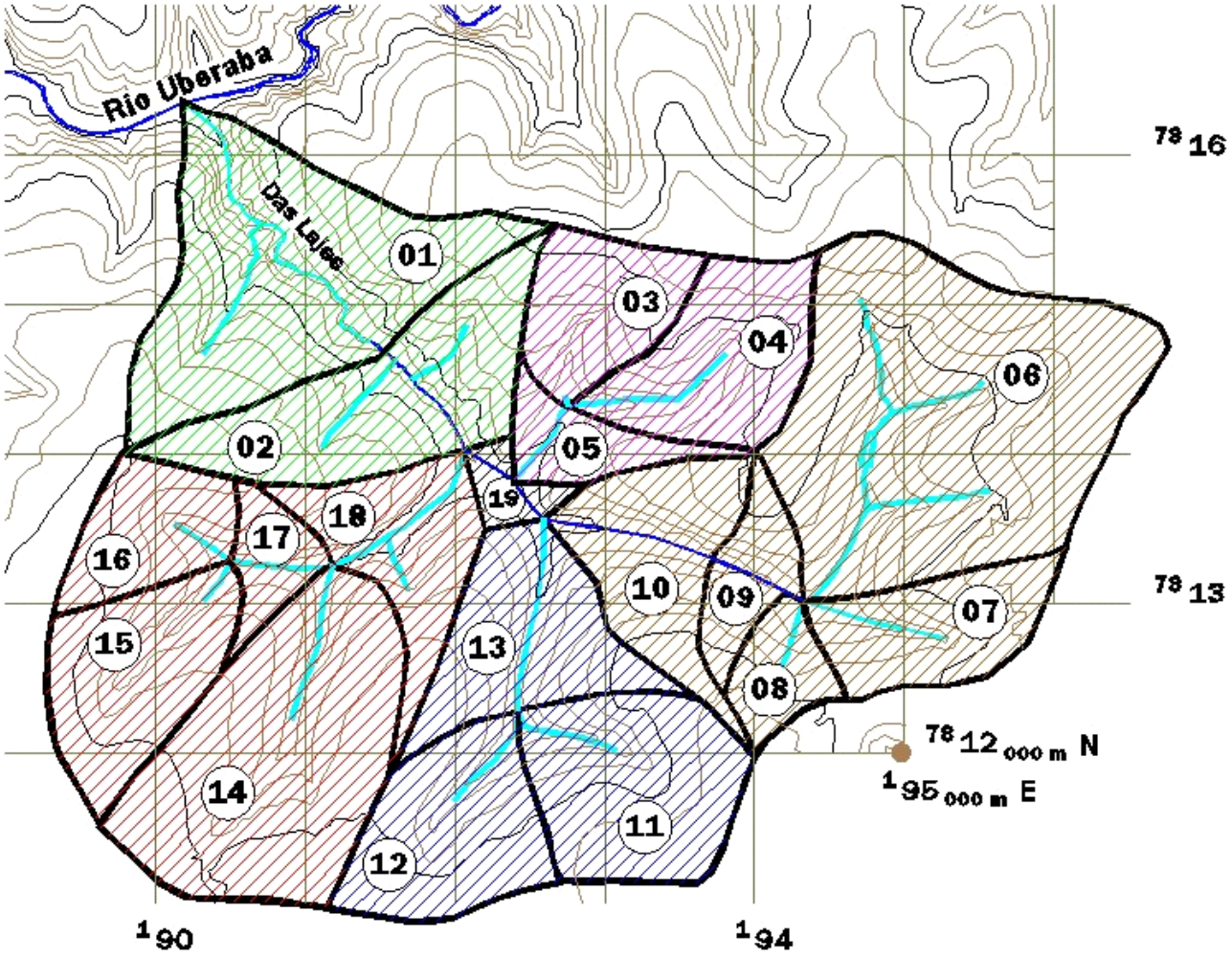
A alternativa 3 surge como a de menor custo de implantação, devendo-se observar, entretanto, que a esses custos deverão ser incluídos aqueles associados à mudança no sistema viário local (av. Nelson Freire e Pedro Salomão), não estimados no presente estudo. A mesma observação aplica-se à alternativa 2. Naturalmente, as alternativas de emprego de bacias de detenção são mais custosas em operação e manutenção.

Para orçar-se a implantação de galerias convencionais (alternativa 7) adoram-se custos unitários de escavação em solo. Esses custos podem alterar-se significativamente, caso ocorra escavação em rocha. A título de exemplo, uma simulação, admitindo-se 25% de volume de escavação em rocha, eleva o custo de implantação dessa alternativa em 12%. A mesma simulação para o caso das outras alternativas onde também há emprego de trechos em galerias convencionais produz aumentos de custo da ordem de 3%.

Ressalta-se a importância de preverem-se a recuperação estrutural da rede de galerias existentes e a implantação de uma rede adequada de microdrenagem, de forma a atingirem-se os objetivos de controle de cheias para a área em estudo.

ANEXOS

ANEXO 1 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA TOPOGRÁFICO COM DIVISÃO DE SUB-BACIAS



ANEXO 2 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: VAZÕES MÁXIMAS E ESTIMATIVAS DE TEMPO DE RETORNO DE FUNCIONAMENTO POR TRECHO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM

Tabela 1. Cenário 2: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo atual

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Atual)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	2,9 – 3,4	3,9 – 5,1	4,4 – 6,2	5,4 – 7,7	6,4 – 8,9	7,3 – 10,0
LO-M2.2	3,4 – 10,1	5,1 – 13,8	6,2 – 18,2	7,7 – 22,4	8,9 – 25,5	10,0 – 28,9
CENTRO1	32,5	47,5	57,9	71,2	81,5	91,7
CENTRO2	46,7	68,1	82,7	101,4	115,9	130,4
LOJU	76,8 – 84,5	113,8 - 123,3	139,3 – 149,8	169,8 – 182,7	195,2 – 210,4	220,6 – 239,7
LAJES-N	84,5 – 88,8	123,3 - 131,2	149,8 – 160,5	182,7 – 197,2	210,4 – 228,0	239,7 – 260,5
SB-11	7,6	11,1	13,9	17,5	20,3	23,2
SB-12	7,8	11,1	13,3	16,5	18,9	21,4
GF	15,1 – 22,9	22,1 – 33,2	27,0 – 40,3	33,2 – 49,4	38,0 – 56,3	42,7 – 63,2
SB-03	5,5	8,0	9,8	12,1	13,9	15,6
SB-04	7,5	11,1	13,5	16,7	19,1	21,6
FR	12,1 – 15,5	18,0 – 22,4	22,2 – 27,6	27,7 – 34,2	31,8 – 38,3	35,9 – 44,3
PS	10,5 – 12,5	15,5 – 18,5	18,9 – 22,5	23,5 – 27,8	26,9 – 31,9	30,3 – 35,9
SB-14	15,2	21,9	26,6	32,6	37,1	41,7
SD	26,1 – 31,8	38,7 – 47,0	47,5 – 57,5	58,0 – 70,4	66,7 – 80,8	75,6 – 91,5

Tabela 2. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 2) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Atual (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	5,4 – 7,7	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	7,7 – 22,4	< 25
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	71,2	5 < T < 10
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	101,4	2 < T < 5
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	169,8 – 228,0	2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	16,5	5 < T < 10
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	33,2 – 49,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	16,7	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2
	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2

Tabela 3. Cenário 3: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro (CN = 90)

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro CN = 90)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]
LO-M2.1	3,6 – 4,4	4,6 – 6,2	5,6 – 7,4	7,0 – 9,0	8,9 – 10,2	16,6
LO-M2.2	4,4 – 12,3	6,2 – 17,2	7,4 – 20,7	9,0 - 25,2	10,2 – 28,4	16,0 – 31,7
CENTRO1	38,7	54,6	65,2	79,4	89,8	100,3
CENTRO2	55,4	77,8	92,8	112,6	127,2	142,0
LOJU	92,6 – 101,1	131,7 – 141,7	158,0 – 168,9	190,9 – 205,8	216,8 – 236,3	243,3 – 262,3
LAJES-N	101,1 – 116,6	141,7 – 163,3	168,9 – 195,1	205,8 – 237,5	236,3 – 272,1	262,3 - 302,3
SB-11	10,3	14,8	17,9	21,8	24,8	27,8
SB-12	8,5	11,8	14,3	17,6	20,1	22,5
GF	18,5 – 26,9	26,0 – 37,7	31,0 – 45,1	37,5 – 54,5	42,4 – 61,5	47,3 – 69,2
SB-03	6,5	9,2	11,1	13,5	15,2	17,0
SB-04	9,0	12,8	15,3	18,6	21,1	23,5
FR	14,7 -18,2	21,1 – 26,1	25,4 – 31,4	31,1 – 38,3	35,3 – 43,5	39,6 -48,7
PS	12,6 – 15,0	17,8 – 21,3	21,5 – 25,5	26,5 – 31,0	29,7 – 35,2	33,2 – 39,3
SB-14	17.6	24.6	29.5	35.7	40.3	45.0
SD	31,3 – 38,3	44,6 – 54,5	53,8 – 65,5	65,0 – 79,2	74,1 – 90,1	83,2 - 101,1

Tabela 4. Cenário 4: vazões de pico em trechos de canais para uso do solo futuro

Simulação com Chuva Crítica de 1 hora e meia - Com BD 1 (Cenário Futuro)						
Elemento	Qp [m³/s]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]

LO-M2.1	4,0 – 5,8	4,8 – 7,8	5,7 – 9,2	7,0 – 11,0	9,1 – 12,3	16,7
LO-M2.2	5,8 – 17,0	7,8 – 22,3	9,2 – 26,2	10,9 – 31,2	12,3 – 34,8	16,6 – 38,5
CENTRO1	52.3	69.5	80.8	95.2	106.9	118.4
CENTRO2	73.9	97.8	115.5	138.4	155.3	172.0
LOJU	127,4 – 135,5	169,1 – 180,0	197,1 – 209,8	233,1 – 251,0	260,1 – 278,9	286,7 – 311,2
LAJES-N	135,5 - 142,6	180,0 – 190,0	209,8 – 224,9	251,0 – 270,7	278,9 – 299,8	311,2 – 335,6
SB-11	13,3	18,1	21,4	25,5	28,6	31,7
SB-12	12,4	16,5	19,2	22,7	25,3	27,9
GF	24,4 – 34,4	32,3 – 47,7	38,0 – 56,3	45,5 – 67,2	51,0 – 75,3	56,6 – 83,4
SB-03	8,8	11,7	13,6	16,1	17,9	19,7
SB-04	12,0	16,1	18,7	22,1	24,7	27,2
FR	20,2 – 24,9	27,1 – 33,4	31,7 – 39,0	37,6 – 46,2	42,0 – 51,5	46,3 – 56,8
PS	17,6 – 20,7	23,4 – 27,5	27,2 – 32,0	32,1 – 37,1	35,8 – 41,5	39,4 – 45,9
SB-14	23,3	31,0	36,5	43,5	48,8	54,0
SD	43,5 – 53,2	57,8 – 70,5	67,7 – 82,4	80,3 – 97,4	89,5 – 108,5	98,7 – 109,5

Tabela 5. Estimativa do tempo de retorno atual (Cenário 3) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Fut (CN90) (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 -11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	9,0 – 17,0	> 100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	79,4	5
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	112,6	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	190,9 – 237,5	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	37,5 – 54,4	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	18,6	2
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T< 10
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	35,7	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	65,0 – 79,2	< 2

Tabela 6. Estimativa do tempo de retorno futuro (Cenário 4) de funcionamento das estruturas de macrodrenagem

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max} [m^3/s]		
		Admissível	Futura (T = 25 a)	T [anos]
das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliveira)	25,0	7,0 – 11,0	> 100
	Av. Leop. de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	10,9 – 18,9	100
	Av. Leopo. de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	95,2	2
	Av. Leop. de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	138,4	< 2
	Av. Leop. de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	233,1 – 270,7	< 2
Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	45,5 – 67,2	< 2
Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	22,1	2 < T < 5
do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5
da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	43,5	< 2
	Av. Santos Dumont	28,0	80,3 – 97,4	< 2

Tabela 7. Sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes: Vazões máximas admissíveis.

Curso d'água	Designação do trecho simulado	Q_{max-ad} [m^3/s]	
		n = 0,018	n = 0,015
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e av. Leop. de Oliv.)	25,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leopoldino de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	25,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	60,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	55,0
Córrego das Lajes	Av. Leopoldino de Oliveira Jusante (a jusante de Santos Dumont)	90,0	110,0
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	14,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira, até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	19,0
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	20,0
Cor. Quinta da Boa Esperança	Av. Odilon Fernandes	10,0	11,0
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	28,0
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	17,0
Córrego das Bicas	Av. Santos Dumont	28,0	30,0

ANEXO 3 – ORÇAMENTOS

Alternativa 2

Elemento	Descricao	Custo [R$]	Custo (25% rocha) [R$]
BD2-n	Bacia de detencao BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57
BD4-n	Bacia de detencao BD4 (Pedro Salomao) - ampliada	7279248.90	7279248.90
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	1224119.08	1377133.97
T-SBPS	Tunel entre Santa Beatriz e Pedro Salomao	3135000.00	3135000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
Emboques e confluencias		327722.57	368687.89
Estrutura de dissipacao		259114.96	291504.33
	Total Alternativa 2 com tunel Fidelis Reis	**21182448.94**	**21472558.62**
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12	
	Total Alternativa 2 com galeria conv. Fidelis Reis	**21041045.06**	

Alternativa 3

Elemento	Descricao	Custo [R$]	Custo (25% rocha) [R$]
BD2-n	Bacia de detencao BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04

CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
T-SD	Tunel juncao Santa Beatriz-Pedro Salomao a Lajes	5016000.00	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
Emboques confluencias	e	596557.50	671127.18
Estrutura dissipacao	de	701628.45	789332.00
	Total Alternativa 3 com tunel Fidelis Reis	**17092101.66**	**19006158.23**
CR-FR2	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12	
	Total Alternativa 3 com galeria conv. Fidelis Reis	**16950697.78**	

Alternativa 4

Elemento	**Descricao**	**Custo [R$]**
T-GFGR	Tunel Guilherme Ferreira - rio Grande	8250000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09
T-SD	Tunel juncao Santa Beatriz-Pedro Salomao a Lajes	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00
Emboques confluencias	e	750177.45

Estrutura de dissipacao		701628.45
	Total Alternativa 4 com tunel Fidelis Reis	**20344779.09**
G-FR-Jus	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	3653596.12
	Total Alternativa 4 com galeria conv. Fidelis Reis	**20548375.21**

Alternativa 5

Elemento	**Descricao**	**Custo [R$]**	**Custo (25% rocha) [R$]**
T-GFSD	Tunel de Guilherme Ferreira a Santos Dumond	5346000.00	5346000.00
T-SD	Tunel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluencias		750177.45	843949.63
Estrutura de dissipacao		701628.45	789332.00
	Total Alternativa 5	**18892584.99**	**19527658.11**

Alternativa 6

Elemento	**Descricao**	**Custo**

		[R$]	
T-GFFR	Tunel de Guilherme Ferreira a Fidelis Reis	5610000.00	5610000.00
T-SD	Tunel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
T-FR2	Tunel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluencias		956710.95	1076299.82
Estrutura de dissipacao		701628.45	785823.86
	Total Alternativa 5	**19363118.49**	**20020500.15**

Alternativa 7

Elemento	**Descricao**	**Custo**	**Custo (25% rocha)**
		[R$]	**[R$]**
CR-GF	Galeria de reforco Guilherme Ferreira	3668620.77	4127198.37
GR-FR	Galeria de reforco Fidelis Reis	509920.85	573660.96
CR-PS	Galeria de reforco Pedro Salomao	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria de reforco Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-SD	Galeria de reforco Santos Dumont	4690056.22	5276313.24
CR-LO	Galria de reforco Leopoldino de Oliveira	5743400.24	6461325.27
Emboques e confluencias		1748707.17	1967295.56

Reforco estrutural do Lajes jusante	628900.02	628900.02
Estrutura de dissipacao	477848.02	537579.03
Total Alternativa 5	**2058631 1.53**	**23080987.97**

18 ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE PRODUÇÃO DE ÁGUA BRUTA PARA A CIDADE DE UBERABA

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERABA

CODAU – CENTRO OPERACIONAL DE DESENVOLVIMENTO E SANEAMENTO DE UBERABA

PROJETO ÁGUA VIVA - UBERABA

ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE PRODUÇÃO DE ÁGUA BRUTA PARA A CIDADE DE UBERABA

Coordenação: Engenheiro Mário Cicareli Pinheiro

- MARÇO DE 2005

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO

SÍNTESE GERENCIAL

INTRODUÇÃO x

INFORMAÇÕES BÁSICAS x

Cartografia x

Climatologia x

Pluviometria x

Fluviometria x

Estudos Anteriores x

Estudos de Demandas x

CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA x

PREMISSAS E CONDICIONANTES x

AVALIAÇÃO DAS DISPONIBILIDADES HÍDRICAS xx

Vazões Médias Diárias no Rio Uberaba xx

Homogeneização das Séries de Vazões Médias Mensais xx

Disponibilidades Hídricas nas Seções de Interesse xx

Vazões Características Médias e Mínimas xx

Características de Regularização xx

COTEJO DISPONIBILIDADE HÍDRICA VERSUS DEMANDA xx

ALTERNATIVAS PARA SUPRIMENTO DE ÁGUA BRUTA xx

Alternativa I – Rio Grande/ETA xx

Alternativa II – Rio Araguari/ETA xx

Alternativa III – Rio Claro/Rio Uberaba xx

Alternativa IV – Rio Claro/ETA xx

Alternativa V – Regularização do Rio Uberaba xx

ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

ANEXOS:

ANEXO 1: SÉRIES DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS HOMOGENEIZADAS

ANEXO 2: SÉRIES DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NOS PONTOS DE CAPTAÇÃO E REGULARIZAÇÃO

ANEXO 3: PRÉ-DIMENSIONAMENTOS HIDRÁULICOS

ANEXO 4: ORÇAMENTOS BÁSICOS

ANEXO 5: DADOS DA ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA DO RIO CLARO EM FAZENDA GUARIROBA

ANEXO 6: EQUIPE TÉCNICA

APRESENTAÇÃO

Belo Horizonte, 05 de março de 2005.

Ao

Eng. José Elias Miziara Neto

Presidente do CODAU

Prezado Senhor,

Estamos apresentando o Relatório Técnico relativo ao **Estudo de Alternativas de Sistemas de Produção de Água Bruta para a Cidade de Uberaba**, elaborado em conformidade com o Termo de Referência estabelecido pelo Banco Mundial, no âmbito do Projeto Água Viva. Os estudos abrangeram desde o diagnóstico da situação atual, a avaliação das disponibilidades hídricas da região e da demanda adicional necessária para o abastecimento da cidade, até a descrição e análise das alternativas para o suprimento de água.

Os estudos foram elaborados com o objetivo principal de indicar a melhor alternativa do ponto de vista de viabilidade e custos, dentre aquelas propostas para o suprimento adicional de água bruta da cidade de Uberaba. Para tanto, foi necessário realizar um estudo das disponibilidades hídricas da região, assim como esboçar e orçar cada uma das alternativas propostas.

Colocamo-nos à disposição de V. Sas. para prestar quaisquer informações adicionais.

Atenciosamente,

ENG. MÁRIO CICARELI PINHEIRO

CREA-RJ 38.958

Av. Barão Homem de Melo, 4386, cj. 906/909, Estoril

30.450-250 – BELO HORIZONTE-MG

E-mail: potamos@waymail.com.br

Tel. (31) 3297-6292 / 3335-8632

. INTRODUÇÃO

O presente documento visa atender à solicitação do Termo de Referência estabelecido pelo Banco Mundial, no âmbito do Projeto Água Viva, relativa à definição, análise e seleção das alternativas para suprimento das necessidades adicionais de abastecimento público de água bruta da cidade de Uberaba, com vistas à preparação do projeto para financiamento junto ao Banco Mundial – BIRD.

Para atender à solicitação citada, foram realizados os estudos ora apresentados, com a finalidade principal de fornecer os parâmetros necessários para seleção da melhor alternativa referente ao suprimento adicional de água para o município de Uberaba, levando em conta critérios de viabilidade técnica e econômica.

Além deste Capítulo de Introdução, o Relatório contém outros 7 (sete) capítulos, assim divididos: (2) informações básicas utilizadas, referentes à cartografia, pluviometria, fluviometria, estudos anteriores e estudos de demanda; (3) caracterização do problema, dissertando sobre o diagnóstico atual das necessidades do município relativas ao abastecimento de água bruta, e sobre as alternativas de captação que foram propostas por estudos anteriores; (4) exposição das premissas e condicionantes que nortearam tanto os estudos quanto a escolha da melhor alternativa; (5) avaliação das disponibilidades hídricas, subdividida em tópicos relativos à caracterização da vazão média diária no rio Uberaba; homogeneização das séries de vazões médias mensais das estações fluviométricas disponíveis na região e selecionadas para o presente estudo; avaliação das disponibilidades hídricas dos cursos de água nos locais de interesse, determinação das vazões características médias e mínimas nos pontos de captação sugeridos; e, caracterização das possibilidades de regularização; (6) cotejo das disponibilidades hídricas *versus* a demanda necessária; (7) descrição das alternativas de suprimento de água propostas e, finalizando (8) análise comparativa das alternativas, indicação daquela mais viável técnica e economicamente, e apresentação de recomendações sobre a escolha.

Após a avaliação das disponibilidades hídricas em cada um dos cursos de água considerados potencias para fornecer a demanda necessária ao abastecimento da cidade de Uberaba, rios Claro, Araguari, Grande e o curso de água que drena a cidade, o rio Uberaba, foi realizado um estudo comparativo entre as respectivas alternativas de captação, levando em conta os critérios anteriormente citados. Com base na análise dos resultados obtidos foi possível indicar a alternativa mais viável dentre aquelas propostas no presente estudo.

2. INFORMAÇÕES BÁSICAS

As informações básicas utilizadas no presente estudo são apresentadas nos itens que se seguem.

2.1. Cartografia

A delimitação dos divisores de água e os cálculos das características físicas das bacias hidrográficas de contribuição foram feitos sobre a base cartográfica apresentada na Tabela 2.1:

Tabela 2.1 – Base Cartográfica

Nome	Folha	Escala	Nome	Folha	Escala
Uberaba	SE-23-Y-C	1:250.000	Serra da	SF-23-V-A-	1:50.000
Prata	SE-22-Z-D-	1:100.000	Córrego Borá	MI-2527-1-	1:25.000
Miraponga	SE-22-Z-D-	1:100.000	Estação	MI-2527-1-	1:25.000
Nova Ponte	SE-23-Y-C-	1:100.000	Foz do São	MI-2527-2-	1:25.000
Perdizes	SE-23-Y-C-	1:100.000	Uberaba – N	MI-2527-1-	1:25.000
Campo Florido	SE-22-Z-D-	1:100.000	Santa Rosa	MI-2527-1-	1:25.000
Veríssimo	SE-22-Z-D-	1:100.000	Ponte Alta	MI-2527-2-	1:25.000
Uberaba	SE-23-Y-C-	1:100.000	Chapadão	MI-2527-2-	1:25.000
Sacramento	SE-23-Y-C-	1:100.000	Uberaba – S	MI-2527-3-	1:25.000
Araxá	SE-23-Y-C-	1:100.000	Santa Efigênia	MI-2527-3-	1:25.000
Desemboque	SF-23-V-A-	1:50.000	Baixa	MI-2527-3-	1:25.000
Chapadão da	SF-23-V-A-	1:50.000	Delta	MI-2527-2-	1:25.000

Fonte: IBGE, 1979.

2.2. Climatologia

Segundo Edmon Nimer (*Referência: Niner, E., "Climatologia do Brasil", Superintendência de Recursos Naturais e Meio Ambiente, Rio de Janeiro, 1979*), o clima da região que abrange a bacia do rio Uberaba pode ser classificado como tropical quente, semi úmido (4 a 5 meses secos). Em bacias sujeitas a este tipo de clima, todos os meses acusam média de temperatura superior a 18°C. O inverno é ameno e a sensação de frio somente se verifica por ocasião das invasões do anticiclone polar. O verão climático é sempre quente e muito longo, de outubro a março ao sul e setembro a março ao norte; embora a máxima se verifique, normalmente, em dezembro ou janeiro (solstício de verão) na maior parte do seu território. Para a bacia do rio Uberaba, as máximas tendem a ocorrer em outubro, novembro ou dezembro, a média do mês de julho é pouco superior a 18°C, a média das mínimas oscila entre 16 a 10°C e a média anual entre 20 e 24°C, geralmente.

O total médio de precipitação anual varia entre 1500 e 1600 mm, sendo que os meses de dezembro, janeiro e fevereiro são os mais chuvosos. As menores alturas de chuva ocorrem nos meses de junho, julho e agosto.

A fim de constatar as informações acima e auxiliar na caracterização da área de interesse, no que diz respeito ao clima, foram inventariadas na região as estações climatológicas com disponibilidade de dados. Foi identificada no município de Uberaba a estação climatológica homônima, operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET. A Tabela 2.2 apresenta as normais climatológicas relativas aos dados da referida estação, cuja localização é mostrada na Figura 2.2 do item 2.4.

Tabela 2.2 – Normais climatológicas da estação Uberaba (83577) no período de 1961 a 1990.

Mês	Temperatura (°C)			Prec. (mm)	Evap. (mm)	Umidade Relativa (%)	Insolação (horas)
	Mínima	Média	Máxima				
Jan	19,2	23,6	29,7	255,9	90,3	80,5	193,4
Fev	19,0	23,4	30,2	228,5	84,4	80,9	186,9
Mar	18,8	23,3	30,3	190,3	97,0	79,5	218,2
Abr	17,1	21,6	28,6	105,7	98,6	76,2	231,6
Mai	14,3	20,1	27,9	48,1	103,2	74,6	252,6
Jun	12,6	18,6	27,2	19,0	115,2	73,1	254,5
Jul	12,2	18,5	27,0	17,6	144,3	67,3	256,2
Ago	14,2	20,9	29,4	15,1	198,8	58,9	270,6
Set	16,6	22,6	29,9	60,0	196,4	63,0	230,1
Out	17,9	23,2	30,3	161,6	158,2	70,6	230,4
Nov	18,4	23,1	29,7	205,5	113,5	75,2	217,1
Dez	19,0	23,4	29,2	282,1	98,5	80,4	171,6
Anual	16,6	21,9	29,1	1589,4	1498,4	73,4	2713,2

Fonte: Normais Climatológicas (1961 - 1990), Departamento Nacional de Meteorologia, 1992.

De acordo com os dados registrados na estação Uberaba, verifica-se que as normais de temperatura apresentam uma média anual de 21,9°C. As temperaturas mais baixas ocorrem nos meses de junho e julho (mínima de 12,2°C) e as mais altas nos meses de fevereiro e março (máxima de 30,3°C).

A umidade relativa média anual é de 73,4% e o nível de insolação total anual é de 2713 horas, sendo julho o mês com maior índice (256,2 horas). A precipitação total média anual gira em torno de 1600 mm.

Os índices de evaporação média anual da região variam em torno de 1500 mm. Pode-se observar que, de modo geral, as variações mensais de evaporação acompanham o movimento anual de umidade relativa do ar, ainda que outros fatores intervenham neste processo. Os maiores índices evaporimétricos ocorrem nos meses de agosto, setembro e outubro.

Tal como se pode constatar, a grande maioria das informações obtidas a partir dos registros da estação climatológica de Uberaba se enquadra na descrição do clima local, segundo Edmon Nimer.

2.3. Pluviometria

Com o intuito de caracterizar o regime de chuvas na região do município de Uberaba, de maneira geral, foram selecionadas as estações pluviométricas operadas pela ANA – Agência Nacional de Águas e com disponibilidade de registros históricos na região. As principais características das estações pluviométricas selecionadas são

apresentadas na Tabela 2.3 e a localização das mesmas pode ser vista na Figura 2.2, apresentada no item seguinte.

Tabela 2.3 – Características das estações pluviométricas selecionadas

Código	Estação	Localização		Altitude (m)	Período de Dados
		Latitude	Longitude		
1947000	Uberaba	19º 45' 00''	47º 46' 00''	-	01/1941 a 12/1965
1947026	Itiguapira	19º 32' 09''	47º 48' 40''	-	08/2000 a 11/2004
1948001	Conceição das Alagoas	19º 54' 52''	48º 23' 17''	575	10/1941 a 12/2001
1948003	Veríssimo	19º 40' 23''	48º 18' 35''	-	06/1947 a 12/2003*
1948007	Campo Florido	19º 46' 14''	48º 34' 27''	-	02/1975 a 12/2003
1948010	Pirajuba	19º 54' 27''	48º 41' 37''	-	01/1993 a 12/2003

2.4. Fluviometria

As estações fluviométricas apresentadas na Tabela 2.4, localizadas no entorno da área de interesse, foram selecionadas como referência para subsidiar os estudos hidrológicos.

Tabela 2.4 – Características das estações fluviométricas selecionadas

Código	Estação	Localização		Área (km²)	Período de Dados
		Latitude	Longitude		
60180000	Rio Jordão em Ponte Preta	18°35'00''	48°07'00''	918	11/1952 a 05/1960
60220000	Rio Araguari em Desemboque	20°00'50''	47°01'40''	1205	11/1955 a 10/2004
60235005	Rio Araguari em Ponte Santa Juliana	18°18'00''	47°39'00''	4064	09/1972 a 11/1984
60250000	Rio Quebra Anzol em Faz. São Mateus	19°31'03''	46°34'12''	1231	03/1949 a 09/2004
60335500	Rio Claro em Fazenda Guariroba	19°14'15''	47°48'06''	1000	05/2002 a 11/2004
60381000	Rio Uberabinha em Fazenda Letreiro	18°59'18''	48°11'25''	924	01/1976 a 11/2004
60381005	Rio Uberabinha em Estação Sucupira	18°56'00''	48°18'00''	924	01/1950 a 11/1965
60835000	Rio Tijuco em Fazenda Paraíso	19°14'39''	48°33'44''	1469	05/1949 a 06/2004
60842000	Rio Tijuco em Ponte BR-153	19°02'22''	49°00'33''	3780	09/1995 a 06/2004
60845000	Rio Tijuco em Ituiutaba	18°56'27''	49°26'59''	6154	01/1942 a 08/2004
60848000	Rio da Prata em Ponte BR-153	19°30'07''	48°51'31''	836*	11/1995 a 11/2004

60850000	Rio da Prata em Fazenda Buriti do Prata	19º21'35''	49º10'49''	2526	11/1941 a 06/2004
60855000	Rio da Prata em Ponte do Prata	19º02'07''	49º41'48''	5174	09/1941 a 10/2004
61794000	Rio Uberaba em Uberaba	19º43'38''	47º58'44''	574*	12/1976 a 03/2004
61795000	Rio Uberaba em Conceição das Alagoas	19º54'34''	48º23'26''	1973	12/1967 a 06/2004

*Áreas de drenagem obtidas a partir da base cartográfica disponível.

Vale ressaltar que apenas os dados das estações fluviométricas do rio Uberaba em Uberaba e em Conceição das Alagoas foram avaliados em nível de consistência. Os dados das demais estações foram considerados consistidos, tal como constam na origem.

A Figura 2.2 mostra a localização das estações climatológicas, fluviométricas e pluviométricas selecionadas para o presente estudo.

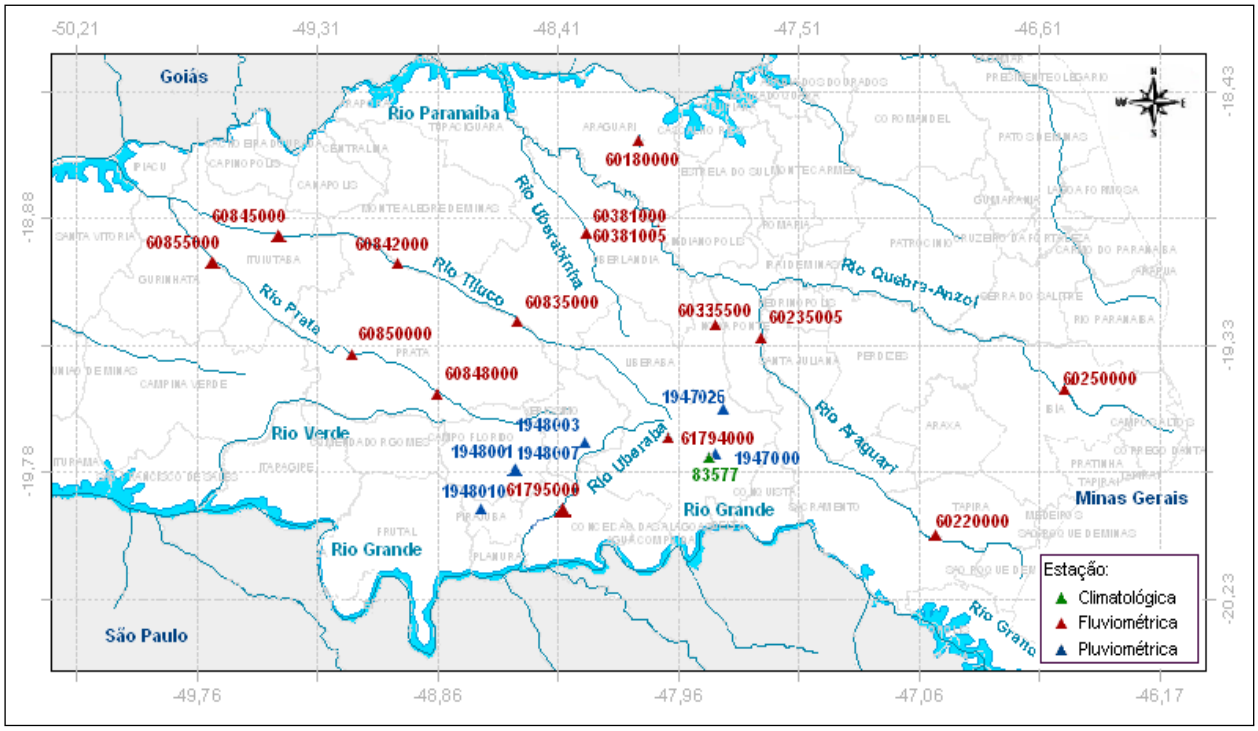


Figura 2.2 – Localização das estações selecionadas.

2.5. Estudos Anteriores

Os seguintes estudos anteriores foram analisados durante a elaboração do presente trabalho:

Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água da Área Urbana da Sede do Município de Uberaba - Sistema de Produção de Água Bruta – Atualização do Estudo de Concepção – Produto I: Estudo Populacional; MC Engenharia e Arquitetura S/C Ltda., janeiro de 2005.

Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água da Área Urbana da Sede do Município de Uberaba - Sistema de Produção de Água Bruta – Atualização do Estudo de Concepção – Produto II: Estudo de Demanda; MC Engenharia e Arquitetura S/C Ltda., janeiro de 2005.

Projeto de Transposição do Rio Claro, Prefeitura Municipal de Uberaba, CODAU – Centro Operacional Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba, outubro de 2002.

Estudo de Concepção e Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água de Uberaba, Volume I: Texto, Estudos Técnicos e Projetos – ETEP Ltda., São Paulo, abril de 1991.

Estudo de Concepção e Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água de Uberaba, Volume II: Anexos, Estudos Técnicos e Projetos – ETEP Ltda., São Paulo, abril de 1991.

Estudo de Concepção e Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água de Uberaba, Volume III: Peças Gráficas, Estudos Técnicos e Projetos – ETEP Ltda., São Paulo, janeiro de 1991.

Projeto Básico da Barragem Pratinha, LEME Engenharia, Belo Horizonte, setembro de 2003.

Barragem Prainha – Documentos Básicos para Licitação de Obras, LEME Engenharia, setembro de 2003.

Plano de Combate às Inundações da Cidade de Uberaba – Diagnóstico Geral, THEMAG Engenharia e Gerenciamento Ltda., abril de 1997.

Barragem Prainha: Investigações Geológico-Geotécnicas, PROGEO, Belo Horizonte, janeiro de 2004.

Estudos Preliminares de Alternativas de Barragens de Abastecimento de Água no Município de Uberaba - MG, Golder Associates Brasil Ltda, Belo Horizonte, janeiro de 2003.

Estudos de Demandas

Dentre os estudos citados no item anterior, foi destacado o trabalho da MC Engenharia e Arquitetura, relacionado à previsão da demanda da cidade de Uberaba, do qual foram obtidos os valores de vazões a serem captados em cada uma das alternativas analisadas.

O objetivo desses estudos foi estabelecer as demandas de água para o abastecimento da área urbana da sede do município, considerando-se o ano inicial de 2005 e o horizonte de projeto limitado pelo ano 2030, abrangendo um período total de 25 anos. As demandas foram calculadas de forma que o índice de atendimento proposto para a cidade fosse de 100%, beneficiando toda a população urbana. Também foram levadas em conta as perdas totais no sistema de produção e transporte da água.

Consta nos referidos estudos que o sistema de captação existente, a partir das vazões naturais do rio Uberaba, tem uma capacidade de produção de 900 l/s, complementado por 3 poços artesianos que agregam uma capacidade extra de 58 l/s (210 m^3/h), o que corresponde a apenas 6% da produção total destinada ao abastecimento urbano da cidade. Com base nos dados disponíveis, foi avaliada a demanda atual do sistema, bem como as projeções futuras.

A Tabela 5.1 lista os valores médios previstos para a demanda, no horizonte de planejamento entre 2005 e 2030. Observa-se que os valores decrescem ao longo do tempo, pelo fato de estar sendo considerado um efetivo programa de redução de perdas, que estaria compensando o aumento populacional da cidade.

Tabela 5.1 – Demandas totais do sistema de abastecimento de água do município de Uberaba – valores médios

Ano	**Demandas (l/s)**
2005	913
2010	906
2015	896
2020	881
2025	864
2030	884

Fonte: Sistema de Produção de Água Bruta – Atualização do Estudo de Concepção – Produto II: Estudo de Demanda, 2005.

Considerando o dia de maior consumo e a hora de maior consumo, os valores das demandas passam a ser aqueles apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Demandas totais do sistema de abastecimento de água do município de Uberaba – dia de maior consumo e hora de maior consumo.

Ano	**Demandas (l/s)**	
	Dia de Maior Consumo	**Hora de Maior Consumo**
2005	1095	1643
2010	1088	1634
2015	1075	1612
2020	1058	1587
2025	1037	1556
2030	1061	1592

Fonte: Sistema de Produção de Água Bruta – Atualização do Estudo de Concepção – Produto II: Estudo de Demanda, 2005.

Para o presente estudo, foi estabelecido como referência o valor de 1100 l/s (1,10 m^3/s), que corresponde ao limite superior da demanda do dia de maior consumo. Destes 1100 l/s, considerou-se que a atual captação do CODAU no rio Uberaba poderia atender a pelo menos 300 l/s, podendo alcançar o atendimento total nos períodos em que a disponibilidade natural o permitisse. Nas estiagens mais críticas, a captação no rio Uberaba seria progressivamente reduzida, buscando-se o complemento total de até 800 l/s nas alternativas que foram analisadas no presente trabalho (rios Araguari, Claro ou Grande).

3. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Conforme descrito anteriormente, os rios Claro, Araguari e Grande constituem-se nos mananciais considerados potencias para fornecer a demanda adicional de água ao abastecimento da cidade de Uberaba, que conta atualmente com as vazões captadas no curso de água que drena a cidade, o rio Uberaba.

O rio Uberaba, que pertence à bacia hidrográfica do Rio Grande, do qual é afluente pela margem direita, tem suas nascentes em altitudes da ordem de 1020 m nas encostas das Serras do Buracão e do Grotão, no distrito de Ponte Alta, município de Uberaba. Sua bacia, localizada entre as coordenadas geográficas aproximadas de 19°30' e 20°10' de latitude sul e 47°30' e 48°40' de longitude oeste, abrange total ou parcialmente os municípios de Uberaba, Veríssimo, Conceição das Alagoas e Planura, no qual se localiza a foz, a jusante da Represa de Porto Colômbia. Até esse ponto o rio Uberaba percorre cerca de 180 km, em sentido geral NE-SO.

A bacia do rio Uberaba tem aproximadamente 2300 km² de área, recebendo a drenagem de vários ribeirões e córregos, dentre os quais podem ser citados: os córregos (ou ribeirões) Barreiro, dos Pintos, da Saudade, Lanoso, Jaú, da Mumbuca, Santa Gertrudes, rio Veríssimo, São Félix, das Pedras, do Maracujá, dos Bernardes, Jataí, pela margem direita, e, pela margem esquerda os córregos (ou ribeirões) Pindaíba, da Vida, do Mutum, do Lino, do Tatu, da Alegria, Lajeado, das Lajes, da Preguiça, Santo Antonio e das Alagoas.

Esse rio, cujas vazões são utilizadas para suprimento de água do município de Uberaba, recebe os efluentes deste município, de Veríssimo e de Conceição das Alagoas.

De acordo com estudos realizados pela ETEP (1991), tem se verificado no decorrer dos anos uma gradual diminuição das vazões disponibilizadas pelo rio Uberada, em decorrência de diversos fatores, podendo-se citar: o desmatamento e o aproveitamento agrícola intensivo na Capada do Rio Claro, bem como sua crescente impermeabilização, e o desmatamento e a má utilização do solo na bacia do próprio rio Uberaba.

A bacia do rio Grande, do qual o rio Uberaba é afluente, e que abrange aproximadamente 144000 km² de área de drenagem e diversos municípios do estado de Minas Gerais e São Paulo, situa-se entre as coordenadas aproximadas de 19°30' e 22°00' de latitude sul e 43°30' e 51°00' de longitude oeste. O rio Grande, principal curso de água da bacia, tem suas nascentes no Alto do Mirantão, na Serra da Mantiqueira, estado de Minas Gerais, em altitudes da ordem de 1980 m de altitude. Percorre desde as nascentes até sua confluência com o rio Paranaíba, a montante da represa de Ilha Solteira, cerca de 1390 km, em sentido geral leste-oeste.

Os principais afluentes do rio Grande, pela margem direita, são os rios das Mortes, Jacaré, Santana, Pouso Alegre, Uberaba e Verde, e, pela margem esquerda, os rios Airuoca, Capivari, Sapucaí, São João, Carmo, Sapucaí Paulista, Pardo e Turvo.

A bacia do rio Araguari, afluente do rio Paranaíba pela margem esquerda, localiza-se entre as coordenadas aproximadas de 18°15' e 20°15' de latitude sul e 46°30' e 48°40' de longitude oeste, ao norte da bacia do rio Grande. O rio Araguari tem suas nascentes no município de Tapira, em altitudes da ordem de 920 m, formadas pela confluência dos ribeirões da Taboca e Caxambu, nos limites da serra Sacramento. Percorre toda a sua extensão em sentido geral SE-NO até sua foz, na divisa dos municípios de Tupaciguara e Araguari, no lago da represa de Itumbiara. Antes, porém, recebe a contribuição do rio Quebra-Anzol, afluente significativo, no município de Nova Ponte.

Sua rede de drenagem principal engloba, total ou parcialmente, os municípios de São Roque de Minas, Tapira, Araxá, Sacramento, Perdizes, Santa Juliana, Nova Ponte, Indianápolis, Uberlândia, Araguari e Tupaciguara, dentre outros. Tem como principais afluentes pela margem esquerda os rios Claro e Uberabinha e, pela margem direita, o rio Quebra-Anzol.

O rio Claro, cuja bacia localiza-se entre as coordenadas aproximadas de 19°00' e 19°45' de latitude sul e 47°30' e 48°00' de longitude oeste, pertence à bacia hidrográfica do rio Araguari, do qual é afluente pela margem esquerda. Tem suas nascentes na Serra do Chapadão, no município de Sacramento em altitudes da ordem de 1050 m. Desde as nascentes até sua foz no rio Araguari, no limite dos municípios de Uberaba, Indianópolis e Nova Ponte, percorre cerca de 70,5 km em sentido geral SE-NO e abrange uma bacia hidrográfica com cerca de 1230 km², a qual engloba total ou parcialmente a drenagem dos municípios citados. Tem como principais afluentes os córregos (ou ribeirões) das Estacas, Água Ruim, Barro Preto, Pindaíba e Indaiá, pela margem direita, e os córregos (ou ribeirões) da Embira, São Pedro, Cachoeira e das Guaribas, pela margem esquerda.

A Figura 3.1 mostra, de maneira geral, a rede hidrográfica descrita, no entorno das áreas de interesse - pontos de captação e transposição de vazões dos rios Araguari, Claro, Grande e Uberaba.

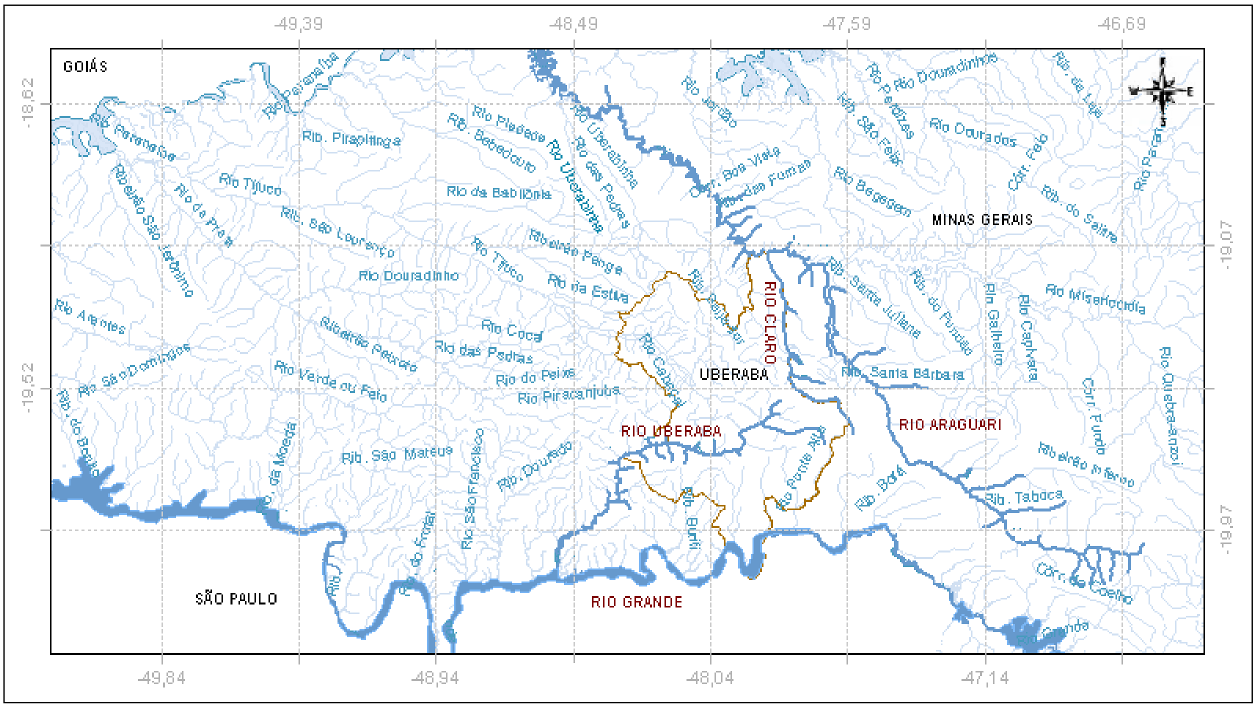


Figura 3.1 - Rede hidrográfica de Interesse para os estudos

Caracterização do Problema - A captação no rio é possibilitada por uma barragem de nível, construída em 1939. As captações são realizadas na margem esquerda através de dois conjuntos de tomada d´água (desarenador e aqueduto); um dos conjuntos é mais antigo (foi construído em 1940) e o outro é mais novo (foi construído em 1969).

Projeto de captação no rio Grande – custo elevado;

Racionamento de outubro de 2002;

Solução emergencial no rio Claro – provisória;

Para garantir o contínuo abastecimento de água urbano a partir do sistema de produção do rio Uberaba e seus afluentes, o CODAU implantou um sistema emergencial de transposição do rio Claro para a bacia hidrográfica do rio Uberaba, que entra em funcionamento apenas quando o rio Uberaba não tem capacidade suficiente, ou seja, épocas de seca.

Solução emergencial no rio Claro – definitiva;

Outorga temporária para a captação no rio Claro;

Barragem no rio Uberaba (Eixo Prainha)

Diagnóstico da Situação Atual

Demanda atual de 900 l/s – Fluxo residual mínimo fixado para jusante de 300 l/s;

Captação atual no rio Uberaba – capacidade para 1100 l/s;

O rio Uberaba apresenta vazões maiores que 1200 l/s em 95% do tempo;

O rio Uberaba apresenta uma acentuada recessão para vazões inferiores a 1000 l/s – condição geológica da bacia;

Nas estiagens mais críticas as vazões do rio Uberaba podem ser reduzidas para valores inferiores a 500 l/s;

Os poços profundos apresentam capacidade relativamente baixa – cerca de 20 l/s por poço – com alto custo de implantação (R$3.500.000,00 por poço) e alto custo operacional (cada posto cerca de 3 vezes o custo da captação no rio Uberaba);

Somente a vazão de 500 l/s desviada do rio Claro não atende a demanda em 100% do tempo, além de a outorga ter sido emitida por prazo determinado.

Com base no exposto estabeleceu-se a seguinte metodologia de trabalho: definição das demandas, relativas ao sistema de abastecimento de Uberaba e às quantidades adicionais que devem ser supridas pelos cursos de água considerados potencias; avaliação das disponibilidades hídricas superficiais da região desses rios: Uberaba, Claro, Araguari e Grande; estabelecimento dos critérios e condicionantes dos estudos; concepção de alternativas de suprimento, envolvendo o pré-dimensionamento, estimativas de quantitativos e custos; análise e comparação das alternativas e recomendação daquela mais viável; e, recomendações envolvendo gestões ambientais e institucionais.

4. PREMISSAS E CONDICIONANTES

Na elaboração deste estudo foram adotadas as principais premissas e condicionantes:

O sistema de abastecimento existente continuará captando água, prioritariamente, no rio Uberaba. Dessa forma, o sistema de produção de água, cuja seleção é objeto deste trabalho, funcionará apenas complementando as vazões desse manancial nas ocasiões em que elas forem insuficientes;

A estação de tratamento de água (ETA) existente tem capacidade suficiente para atender à demanda prevista, assim como a estação elevatória responsável pela sua alimentação. Conseqüentemente, todas as alternativas devem possibilitar a afluência das vazões complementares à tomada de água no rio Uberaba ou diretamente à ETA;

Todos os mananciais nos locais previstos para instalação de captação apresentam água de qualidade compatível com o processo implantado na ETA;

Os poços existentes em Uberaba, que apresentam elevado custo de implantação e operação, funcionarão apenas em situação de emergência. Suas vazões, portanto, foram desprezadas no dimensionamento das alternativas em questão;

Considerando a alternativa de suprimento de água a partir do rio Uberaba, o valor da vazão a ser captada levou em conta a manutenção de um fluxo residual mínimo de 300 l/s a jusante do ponto de captação;

Ainda com relação à alternativa anterior, considerou-se a captação máxima de 300 l/s no rio Uberaba nas estiagens mais críticas, podendo alterar o fluxo residual para jusante;

O material especificado para as tubulações sob pressão, necessárias na implantação de algumas das alternativas de suprimento, foi o ferro fundido, já que a opção de utilização de tubos de aço de características semelhantes se mostrou significativamente mais onerosa, conforme ilustrado pela Figura 4.1;

No caso das adutoras dimensionadas como condutos livres, adotou-se tubulação de concreto sem armação, uma vez que seus traçados não sofrem interferência de tráfego de veículos.

Nos dimensionamentos das tubulações foram consideradas velocidades máximas em torno de 2 m/s;

Os custos de equipamentos e de construção foram obtidos a partir de curvas paramétricas;

A taxa de juros adotada para os financiamentos foi de 12% o período de retorno do investimento adotado nos estudos foi de 20 anos.

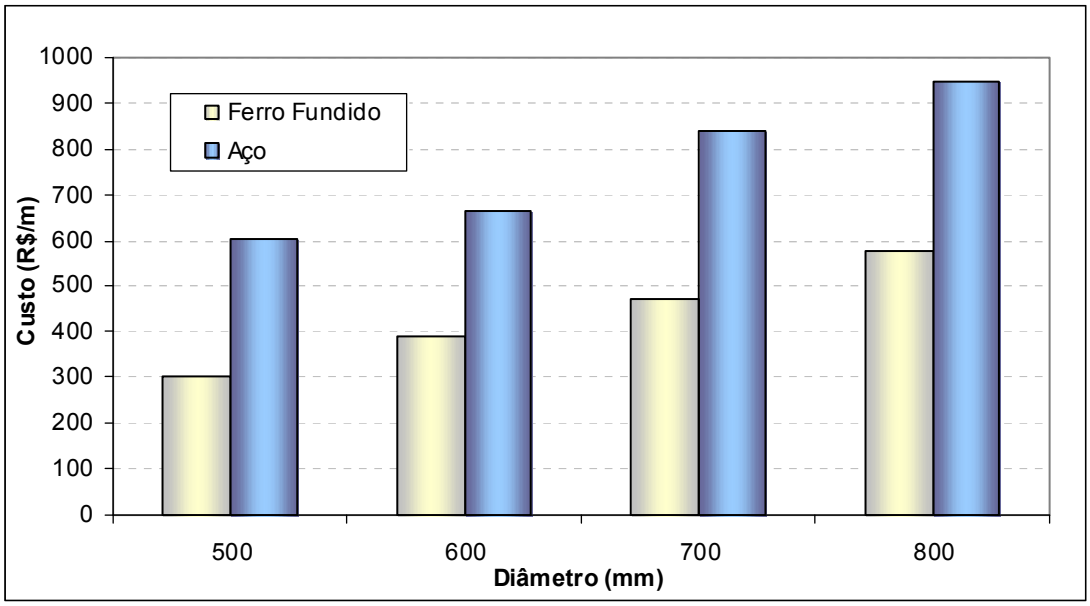


Figura 4.1 - Comparação entre os custos de fornecimento de tubos de ferro fundido e de aço

5. AVALIAÇÃO DAS DISPONIBILIDADES HÍDRICAS

Conforme uma das premissas estabelecidas para o estudo, as disponibilidades hídricas do município de Uberaba foram avaliadas apenas em termos dos mananciais de superfície. Nesses casos, a disponibilidade de um dado manancial pode ser determinada com base nas vazões de referência médias e mínimas e no potencial de regularização, quando se considera a construção de barragens.

Dada a disponibilidade de dados fluviométricos em todos os mananciais de interesse, os cálculos foram executados, inicialmente, nas seções de monitoramento hidrométrico e na seqüência procedeu-se à transferência dos resultados até os locais das alternativas selecionadas. Assim, a metodologia consistiu no estabelecimento das séries de vazões nas estações fluviométricas e posterior transferência para os locais das alternativas, empregando proporcionalidade de áreas de drenagem. Para cada alternativa, foram estabelecidas as curvas de permanência de vazões e de freqüência de vazões de estiagem, para cotejo com a demanda a ser atendida. Para o rio Uberaba, foi também considerado o potencial de regularização que seria assegurado pela construção de uma barragem.

Os cálculos foram feitos com base nas séries históricas de vazões médias mensais, que fornecem as informações suficientes para a avaliação das disponibilidades hídricas. No caso do rio Uberaba, dada a peculiaridade de seu regime hidrológico, foi analisada também a série de vazões médias diárias.

5.1. Vazões Médias Diárias no Rio Uberaba

Um dos problemas caracterizados na atual captação do CODAU é o rápido decremento das vazões médias diárias do rio Uberaba, durante as estiagens mais críticas. De fato, em outubro de 2002 registrou-se uma brusca queda na vazão afluente, de 1,00 m^3/s para 0,400 m^3/s, superior àquela projetada pela constante de recessão que se verifica em torno das vazões de estiagem mais elevadas. Essa característica do regime hidrológico poderia estar associada à geologia da bacia hidrográfica ou simplesmente decorrer de derivações a montante para a irrigação de culturas.

A fim de caracterizar o regime fluviométrico do rio Uberaba, principalmente na evolução das vazões médias diárias, foram analisados os dados das estações fluviométricas Uberaba e Conceição das Alagoas. Os dados das referidas estações foram obtidos junto ao banco de dados da ANA – *Hidroweb* e reavaliados em nível de consistência.

A metodologia utilizada para verificar a consistência dos dados fornecidos pela ANA baseou-se, resumidamente, na:

Verificação das séries de cotas, observando se as leituras se encontravam dentro dos intervalos das réguas, fornecidos nas fichas descritivas;

Verificação das medições de descarga fornecidas, recalculando vazão e área molhada através da velocidade, largura e profundidade, como valores médios na seção medidora;

Restituição das curvas-chaves, verificando-se a coerência das medições de descarga, dos períodos de validade, extensão e comportamento das curvas;

Restituição das séries de vazões médias diárias, através da aplicação das curvas-chaves aos cotagramas e análise das séries vizinhas em conjunto; e,

Obtenção das vazões médias mensais a partir das médias diárias.

As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam, respectivamente, as curvas-chaves do rio Uberaba em Uberaba e em Conceição das Alagoas, restituídas a partir dos dados fornecidos pela ANA.

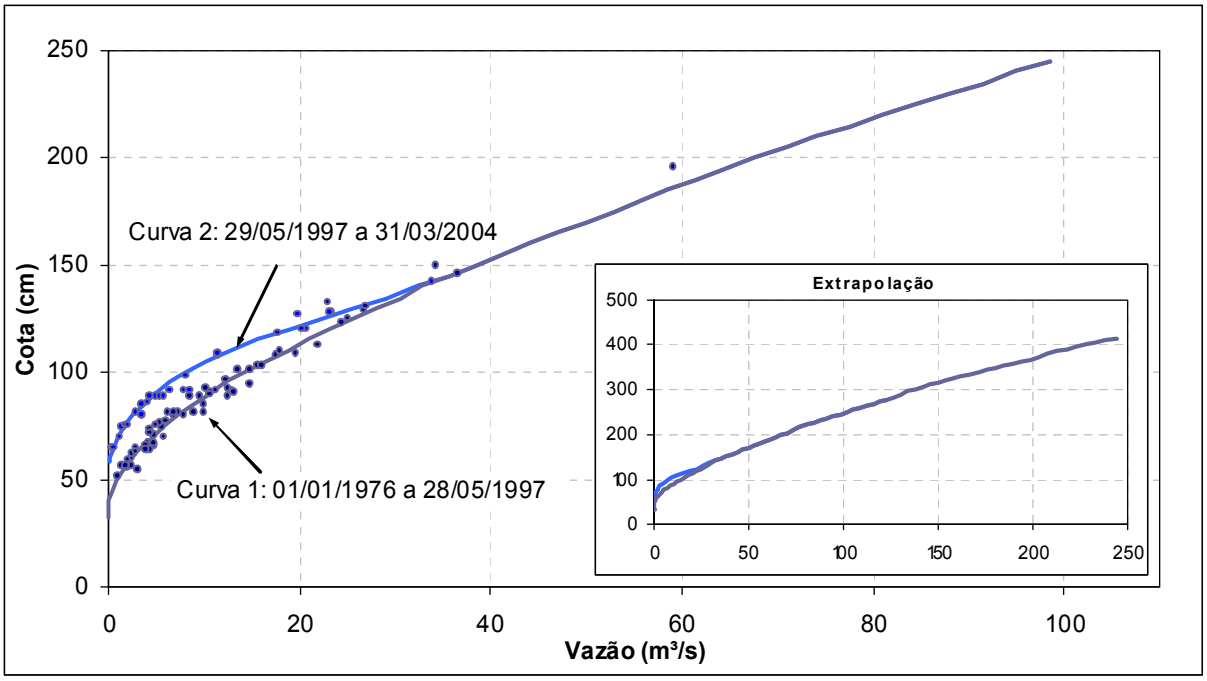


Figura 5.1 – Curva-chave do rio Uberaba em Uberaba.

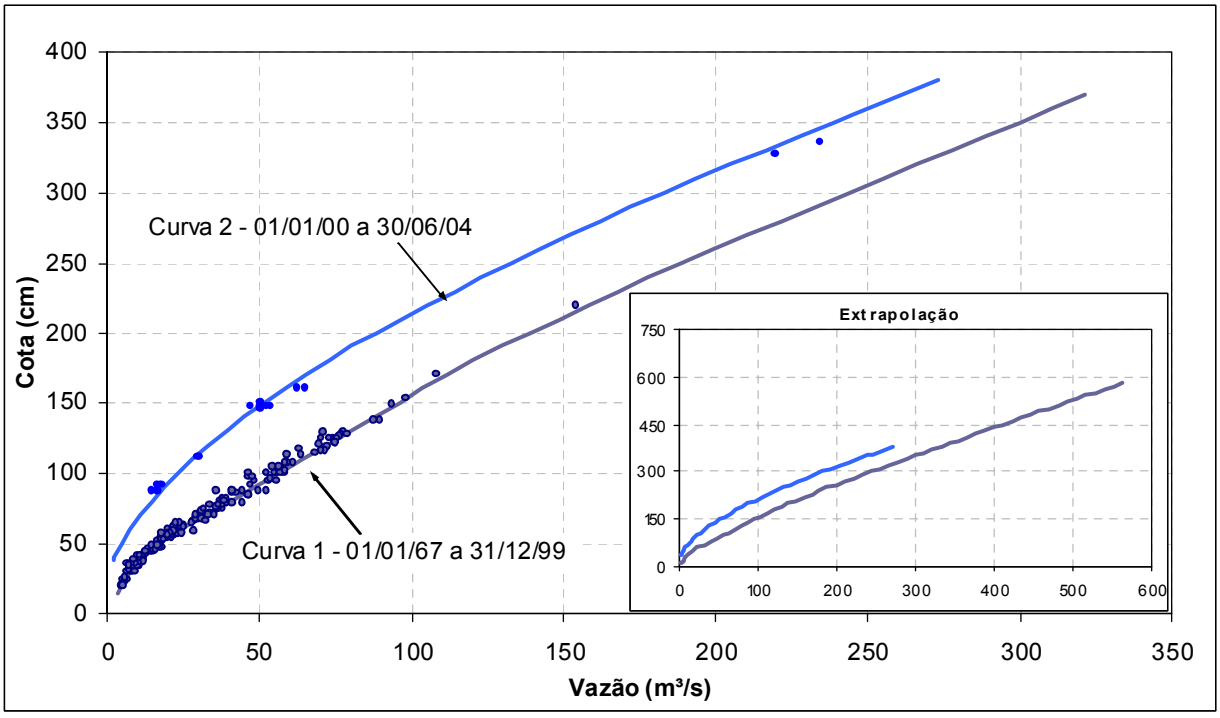


Figura 5.2 – Curva-chave do rio Uberaba em Conceição das Alagoas.

Durante dos trabalhos de reavaliação não foram identificadas inconsistências significativas ou que pudessem alterar as vazões características da série de dados fornecida pela ANA. A Tabela 5.1 apresenta as vazões características das estações fluviométricas avaliadas, referentes às séries de vazões médias mensais sem preenchimento e extensão do período de dados existente.

Tabela 5.1 – Vazões características médias mensais das estações fluviométricas do rio Uberaba

Vazão	**Uberaba**	**Conceição das**
Média	11,1	34,4
Mínima	0,710	4,65
Máxima	76,0	127
Específica	21,0	17,4

Levando-se em conta o fato de que a estação Uberaba situa-se a montante do trecho urbano do município de Uberaba, foram analisados os hidrogramas de vazão média diária, referentes ao período histórico disponível. Estas análises foram feitas com o intuito de caracterizar o comportamento das vazões médias diárias, principalmente, nos períodos considerados críticos, ou seja, aqueles em que a vazão registrada foi inferior ao valor da demanda fixada no presente estudo.

Analisando os hidrogramas dos dados disponíveis pôde-se verificar que a recessão dos hidrogramas apresenta um acentuado declínio a partir de valores de vazão da ordem de 1,00 m³/s, tal como demonstra a Figura 5.3, que apresenta o hidrograma de vazões médias diárias correspondente ao período de junho/2001 a outubro/2002, um dos períodos de estiagem mais crítica em toda a série de registros disponível.

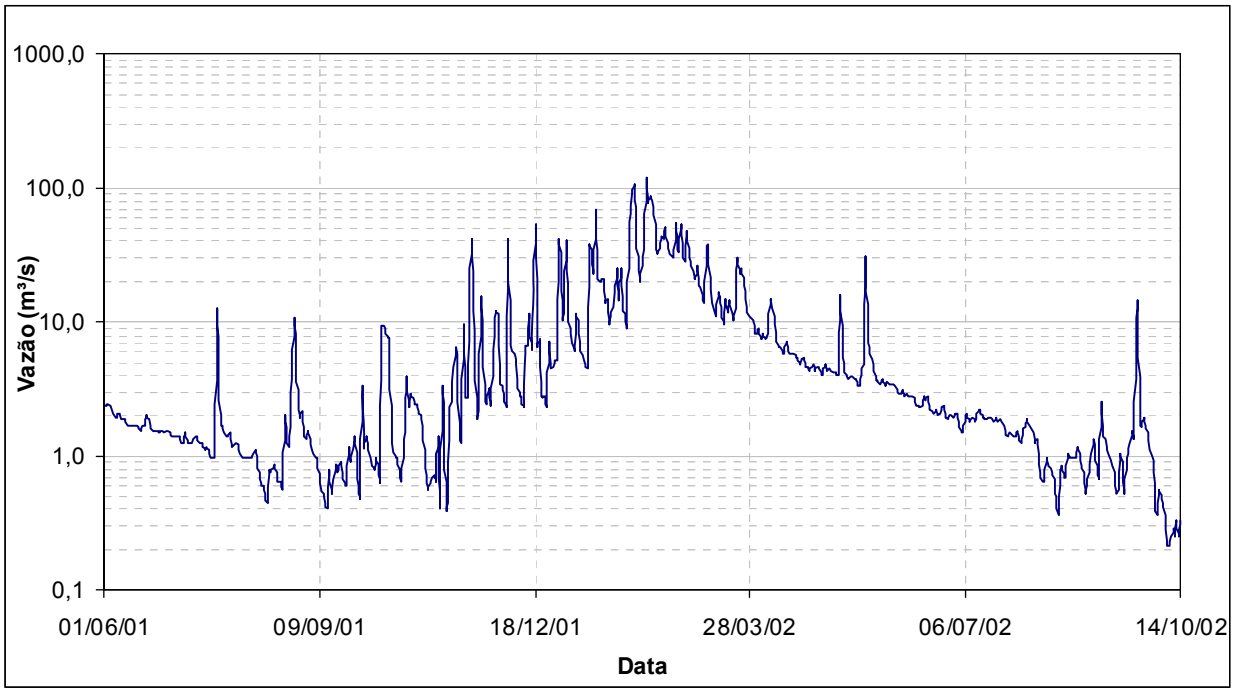


Figura 5.3 – Hidrograma de vazões médias diárias do rio Uberaba em Uberaba – Período critico

Uma possível explicação para a queda brusca na recessão das vazões médias diárias poderia estar relacionada à exaustão das reservas de água subterrânea dos pacotes de arenito das cabeceiras da bacia, quando se inicia o rápido rebaixamento do aqüífero fissurado que se sobrepõe ao nível de base das formações de basalto. Seja qual for a

causa, o problema caracteriza a necessidade de se dispor de uma fonte adicional para o abastecimento de água da cidade.

Com relação às vazões médias mensais, pode-se dizer que o valor da vazão média de longo termo (Tabela 5.1) indica uma vazão média diária da ordem de 0,365 m³/s, de onde decorre a necessidade de um suprimento adicional ao sistema. Tal fato pode ser comprovado a partir da curva de permanência de vazões do rio Uberaba em Uberaba, ilustrada na Figura 5.4, a qual indica que em porcentagens inferiores a 90% do tempo se mantém uma vazão maior ou igual a 1,10 m³/s no curso de água em questão e que apenas uma vazão em torno de 0,300 m³/s ocorre durante 100% do tempo. Os dados utilizados na elaboração da referida curva decorrem da série de vazões médias mensais homogeneizada, do rio Uberaba em Uberada, de cuja obtenção trata o item posterior.

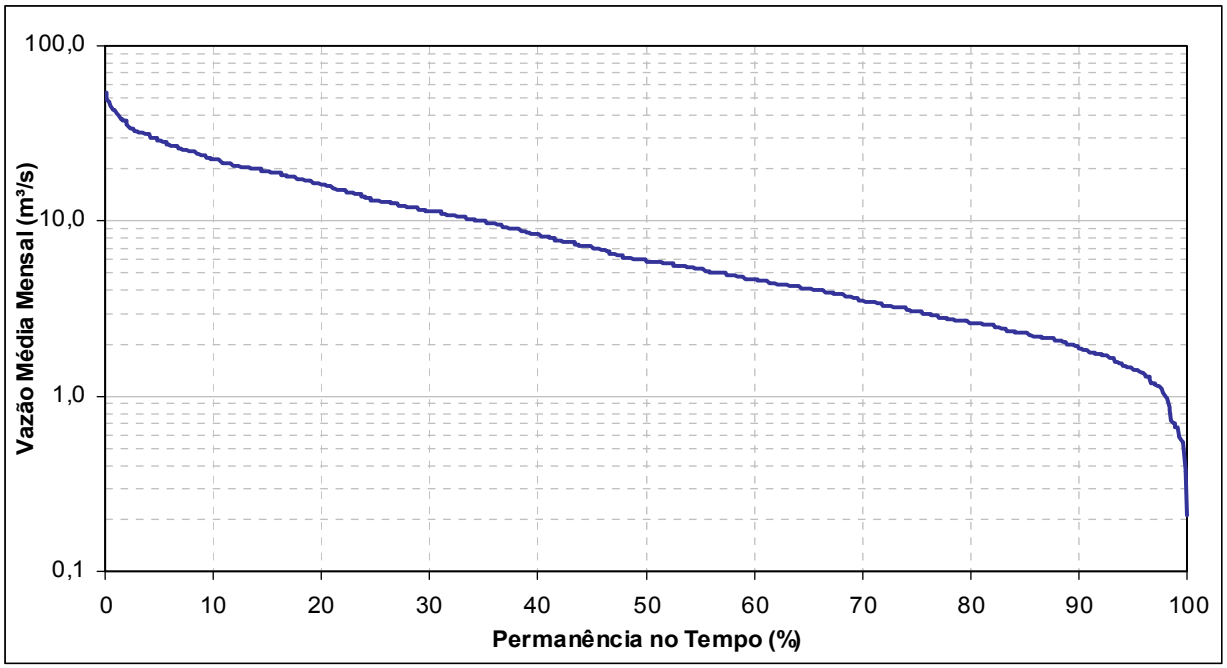


Figura 5.4 – Curva de permanência de vazões médias mensais do rio Uberaba em Uberaba (Série homogeneizada).

5.2. Homogeneização das Séries de Vazão Média Mensal

Os pontos de monitoramento hidrométrico localizados nos mananciais de interesse (rios Araguari, Claro e Uberaba) serviram de base para caracterizar as disponibilidades hídricas locais, bem como estabelecer uma série de vazões médias mensais nos pontos propostos para a captação de água ou regularização de vazões.

As séries de descargas médias mensais dos postos selecionados em cada um dos cursos de água de interesse apresentavam períodos de dados não coincidentes e falhas de observação. Considerando o exposto, para todas as estações fluviométricas selecionadas no presente estudo e apresentadas na Tabela 2.4, foi elaborado um quadro de disponibilidade de observações, mostrado na Figura 5.5. Observando o mesmo, pode-se constatar uma maior concomitância de informações entre os anos de 1941 e 2004.

Desta forma, as séries de vazões médias mensais de todas as estações foram homogeneizadas para esse período base comum, com preenchimento de falhas e extensão dos períodos de observação. Estes procedimentos foram feitos a partir das correlações estabelecidas entre os dados mensais das diversas estações por meio do programa POSTO, desenvolvido especialmente para estudos de avaliação das disponibilidades hídricas em seções com monitoramento hidrométrico. Para o estabelecimento das correlações, considerou-se uma relação de dependência logarítmica entre os dados, dada pela equação:

$$\ln Y = A + B \cdot \ln X$$

sendo Y as vazões da estação a ser preenchida e X os respectivos dados da estação utilizada como base.

A Tabela 5.2 sintetiza os resultados da homogeneização, indicando as estações preenchidas e aquelas que serviram de base no preenchimento das demais, bem como os coeficientes de correlação obtidos. As séries mensais homogeneizadas são apresentadas no Anexo A1 deste relatório. A Tabela 5.3 apresenta os valores das vazões médias de longo termo das séries homogeneizadas, referentes às estações fluviométricas consideradas.

Tabela 5.2 – Processo de homogeneização das séries de vazões médias mensais.

Curso de Água	Estação	Estação Base	Coeficiente de Correlação
Jordão	60180000	60380002	0,85
Araguari	60220000	60235005	0,96
		60250000	0,93
		60842000	0,87
	60235005	60220000	0,96
	60250000	60220000	0,94
Claro	60335500	60220000	0,94
Uberabinha	60380002	60835000	0,89
Tijuco	60835000	60842000	0,99
		60845000	0,95
		60848000	0,96
		60850000	0,91
		60855000	0,92
		60380002	0,89
		60250000	0,87
	60842000	60835000	0,99
	60845000	60842000	0,97
Prata	60848000	60850000	0,97
		60855000	0,97

		60835000	0,93
	60850000	60855000	0,97
		60848000	1,00
		60850000	0,98
Uberaba	61794000	61795000	0,93
	61795000	61794000	0,92
		60835000	0,94

Tabela 5.3 – Vazão média de longo termo das séries homogeneizadas.

Estação	Curso de Água	Q_{MLT} (m³/s)	Específica (l/s.km²)
Uberaba	Uberaba	9,72	16,9
Conc. das Alagoas	Uberaba	31,9	16,1
Ponte da BR 153	Prata	12,2	14,6
Faz. Buriti do Prata	Prata	33,8	13,4
Ponte do Prata	Prata	61,7	11,9
Faz. Paraíso	Tijuco	24,2	16,5
Ponte BR153	Tijuco	56,9	15,1
Ituiutaba	Tijuco	92,2	15,0
Ponte Preta	Rib. Jordão	11,5	12,5
Faz. Letreiro/Sucupira	Uberabinha	13,3	14,4
Pte. Sta. Juliana	Araguari	96,1	23,7
Desemboque	Araguari	27,1	22,5
Fazenda São Mateus	S. Domingos	29,9	24,3
Fazenda Gabiroba	Claro	16,4	16,4

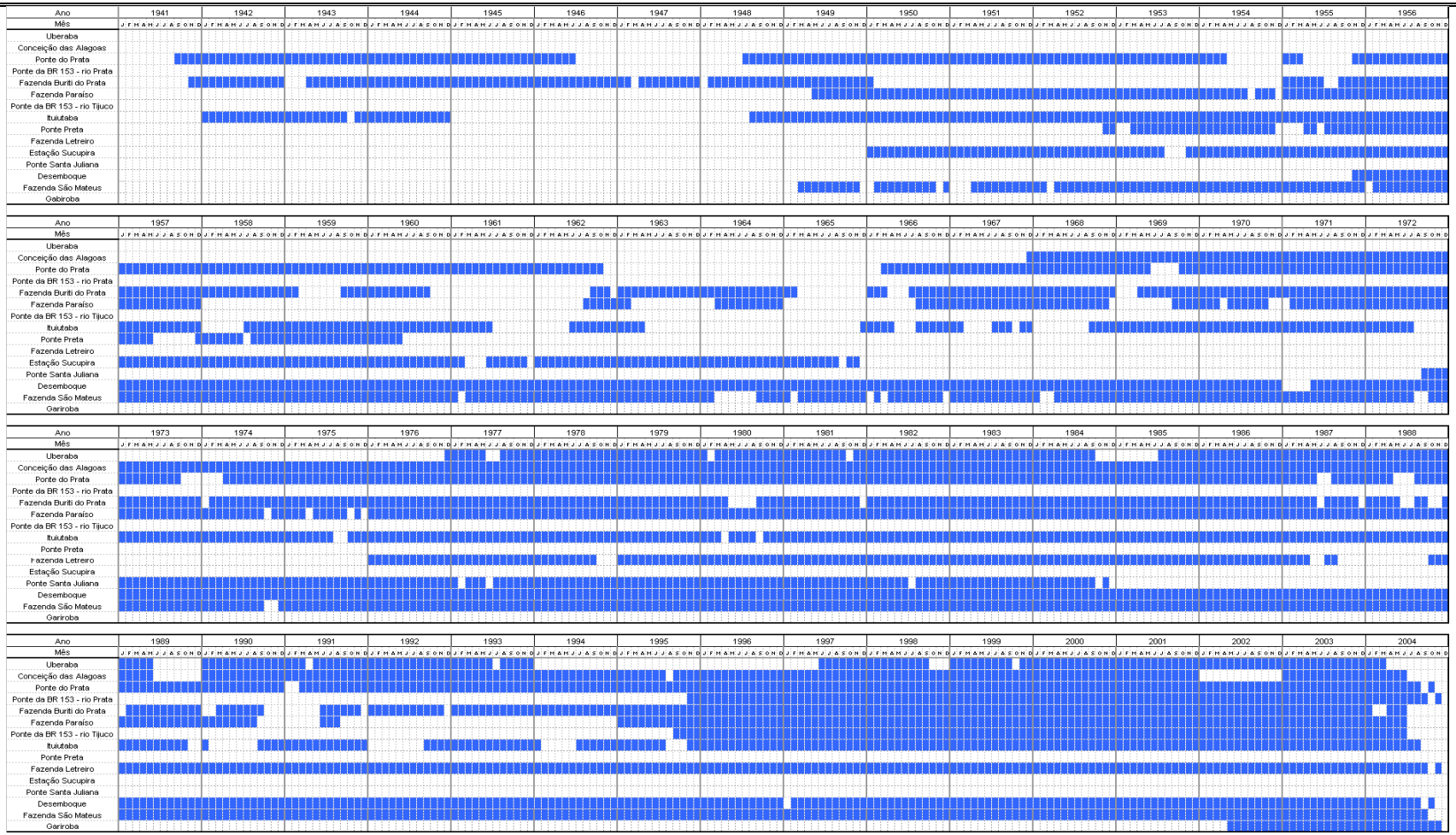


Figura 5.5 – Histograma de disponibilidade de dados das estações fluviométricas selecionadas para o estudo.

Disponibilidades Hídricas nas Seções de Interesse

Conforme descrição apresentada no Capítulo 7, as alternativas para o suprimento adicional de água ao sistema de abastecimento de Uberaba foram selecionadas nos rios Claro, Araguari e Grande, além de avaliar a possibilidade de construção de uma barragem de regularização na bacia do próprio rio Uberaba.

Essas alternativas compõem soluções diferentes para obtenção da vazão complementar de 800 l/s, em relação à captação atual do CODAU no rio Uberaba. As seções fluviais de interesse para a composição das alternativas são abaixo descritas:

Captação no rio Grande: localizada no ponto previsto nos estudos anteriores da ETEP, no remanso do reservatório da UHE Volta Grande, imediatamente a montante da foz dos córregos Gameleira e Marimbondo, em um ponto de coordenadas 200.000 W e 7.785.000 S. A disponibilidade hídrica do rio Grande foi avaliada pela ETEP (1991) no estudo citado anteriormente, sendo muito superior às demandas da cidade de Uberaba, pela magnitude da bacia do rio Grande e pela regularização proporcionada pelos reservatórios de FURNAS e CEMIG (vazão firme superior a 380 m^3/s, conforme ficha cadastral da UHE Igarapava).

Captação no rio Claro: feita no local da captação atual do CODAU, em um ponto localizado a jusante da foz do córrego Cachoeira; coordenadas de 208.900 W e 7.840.400 S.

Captação no rio Araguari: foram consideradas duas seções para captação, uma a montante, na ponte da BR-262 (242.800 W e 7.829.000 S), e outra a jusante, já no remanso do reservatório da UHE Nova Ponte (230.000 W e 7.845.000 S). A seção de montante foi utilizada para compor uma alternativa de captação e adução direta do rio Araguari para a ETA de Uberaba e outra alternativa de desvio para o córrego das Estacas, nas cabeceiras do rio Claro. A seção de jusante foi utilizada na composição de outra alternativa de desvio para a bacia do rio Claro, na cabeceira do córrego Água Ruim.

Regularização de vazões do rio Uberaba por meio da construção de uma barragem: foram considerados os eixos do rio Uberaba no local Prainha, a montante da foz do córrego Lajeado, estudado anteriormente (192.400 W e 7.820.200 S) e do ribeirão Saudade, a montante da foz do córrego Borá (198.200 W e 7.828.500 S).

Captação no rio Uberaba: local da EEAB – Estação Elevatória de Água Bruta operada pelo CODAU no rio Uberaba, a jusante da foz do córrego Lajeado (192.340 W e 7.817.000 S).

A Tabela 5.4 resume as características de localização e de área de drenagem de cada uma das seções de interesse acima descritas. A Figura 5.6 indica esses pontos e apresenta a delimitação de suas correspondentes áreas de drenagem.

Tabela 5.4 – Características dos locais para captação ou regularização da vazão requerida pelo sistema de abastecimento de água de Uberaba.

Local	Coordenadas		Área (km²)
	Latitude	Longitude	
Captação no rio Grande	7.785.000	200.000	66.000
Captação no rio Claro	7.840.400	208.900	3765
Captação Araguari-Montante	7.829.000	242.800	3225

Captação Araguari-Jusante	7.845.000	230.000	3728
Barragem Ribeirão Saudade	7.828.500	198.200	60,6
Barragem Prainha	7.820.200	192.400	454
Captação CODAU	7.817.000	192.340	529

Figura 5.6 – Delimitação das áreas de drenagem dos pontos de captação e regularização da vazão requerida pelo sistema de abastecimento de água de Uberaba.

Com o intuito de caracterizar as disponibilidades hídricas dos cursos de água potenciais, nos locais indicados na Tabela 5.4, foi feito um estudo de regionalização de vazões para definir uma série de vazões médias mensais em cada ponto. Para tanto, foram utilizadas as séries homogeneizadas das estações fluviométricas analisadas no presente estudo, citadas no item anterior.

Para definição das séries de vazões médias mensais no rio Uberaba, foi elaborada a curva de regionalização da vazão específica média de longo termo, apresentada na Figura 5.7, utilizando as estações Uberaba e Conceição das Alagoas. Como base para transferência das vazões aos referidos locais, foi utilizada a equação de regionalização, também apresentada na Figura 5.7, para estimar a vazão média de longo termo em cada seção de interesse. Em seguida, a série de vazões médias mensais da estação Uberaba foi transferida para cada local, empregando a proporcionalidade com as respectivas vazões médias de longo termo. A série de vazões médias mensais no eixo do ribeirão da Saudade, afluente do rio Uberaba, foi obtida por proporcionalidade direta entre as áreas de drenagem deste ponto e da estação fluviométrica Uberaba.

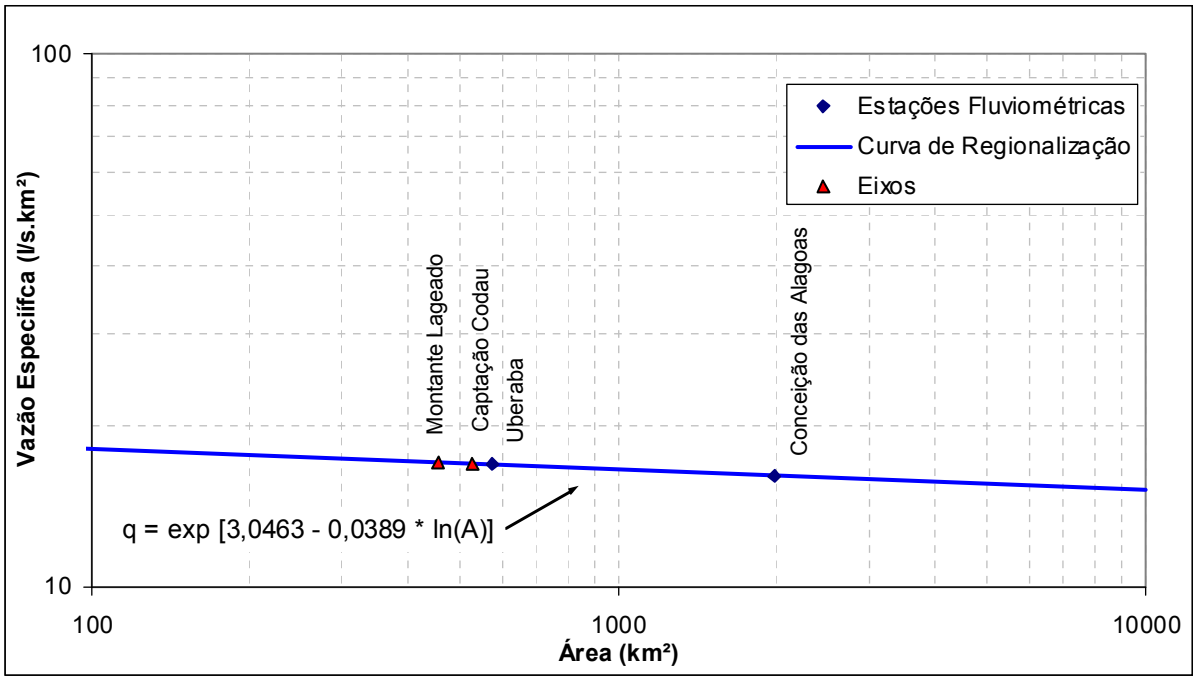


Figura 5.6 – Curva de regionalização de vazões médias do rio Uberaba.

Para a definição das séries de vazões médias mensais nos pontos de captação localizados no rio Araguari, também foi elaborada a curva de regionalização para este curso de água, valendo-se das séries homogeneizadas das estações fluviométricas

Desemboque e Santa Juliana. A transferência das vazões aos pontos de captação, por meio da equação de regionalização apresentada na Figura 5.8, foi feita com base na série da estação Desemboque, pelo fato de sua série histórica natural abranger maior período de dados.

A obtenção da série de vazões médias mensais no ponto de captação do rio Claro foi feita com base na série de vazões médias mensais homogeneizada da estação Fazenda Guariroba, operada pela CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais. Empregou-se a proporcionalidade direta entre as áreas de drenagem.

Não foi possível estabelecer uma curva de regionalização de vazões para esse curso de água, dada a pouca disponibilidade de dados no local. Os dados provenientes da estação Fazenda Guariroba, que abrangem o período de 11/2001 a 04/2004, foram de suma importância para a caracterização do regime de vazões deste rio, que até então, não se podia definir com grande precisão. Apenas se cogitava a hipótese de uma maior disponibilidade hídrica de estiagem que a do rio Uberaba, em função da geologia local, destacada de maneira geral na Figura 7.1, apresentada capitulo 7 do presente estudo. Em função disso, o Anexo 5 apresenta os dados da referida estação, fornecidos pela CEMIG.

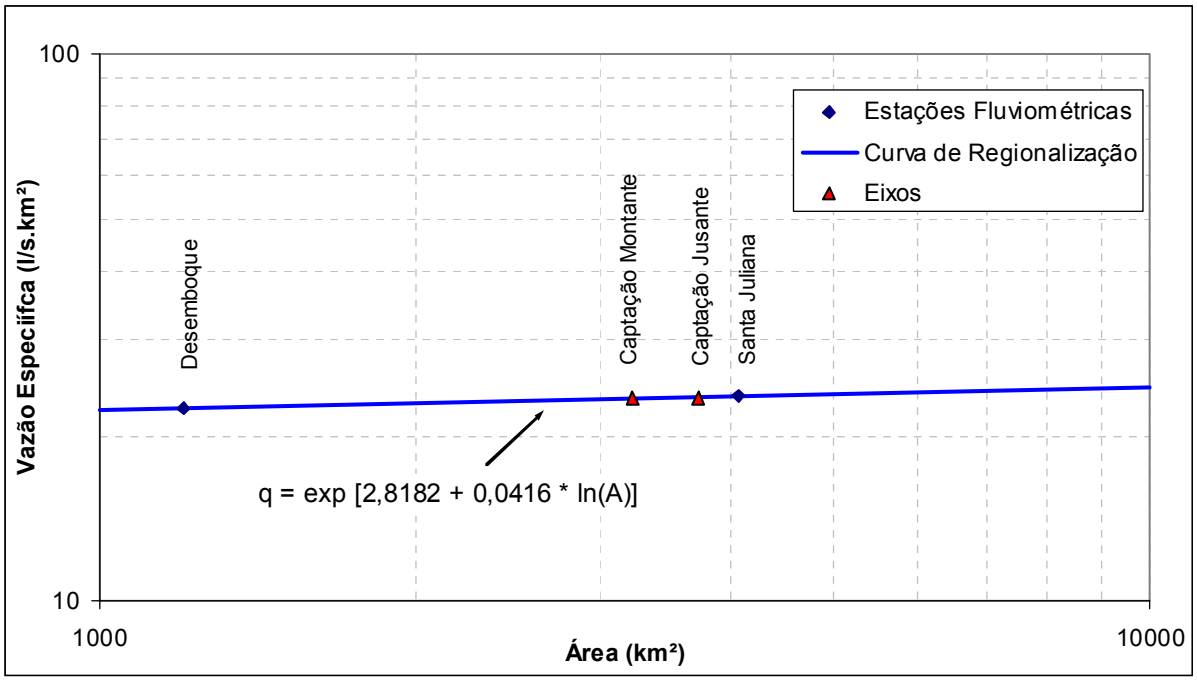


Figura 5.8 – Curva de regionalização de vazões do rio Araguari.

No Anexo 2 são apresentadas as séries de vazões médias mensais para os pontos de captação ou regularização de vazões, as quais foram obtidas pelos processos descritos anteriormente. Na Tabela 5.5 são mostrados os valores de vazão característicos das referidas séries.

Tabela 5.5 – Vazões características das séries de vazão média mensal dos pontos de captação ou regularização de vazões (m³/s)

Local	Máxima	Média	Mínima
Captação no rio Grande	-	-	380

Captação no rio Claro	20,11	6,15	2,09
Captação Araguari-Montante	345	75,7	15,9
Captação Araguari-Jusante	402	88,0	18,5
Regularização rib. Saudade	8,03	1,03	0,022
Regularização Uberaba	60,7	7,78	0,164
Captação CODAU	70,4	8,02	0,191

5.4. Vazões Características Médias e Mínimas

Obtidas as séries de vazões médias mensais nos pontos mais indicados para captar ou regularizar a vazão adicional de 800 l/s, requerida pelo sistema de abastecimento de água do município de Uberaba, foi possível caracterizar as vazões médias e mínimas destes locais.

As Figuras 5.9 a 5.14 apresentam as curvas de permanência das vazões médias mensais, resumidas na Tabela 5.6, que apresenta as vazões para as principais porcentagens de permanência nos pontos de captação ou regularização estudados no presente estudo.

Tabela 5.6 – Vazões médias mensais correspondentes aos principais valores de permanência (m³/s)

Perma-nência (%)	Ponto de Captação ou Regularização					
	Uberaba CODAU	Regularização Uberaba	Regularização Rib. Saudade	Araguari Montante	Araguari Jusante	Rio Claro
5	26,7	23,0	3,05	179	208	12,2
10	20,7	17,9	2,37	146	170	10,5
15	17,8	15,4	2,03	122	142	9,14
20	15,0	13,0	1,72	108	125	8,32
25	12,2	10,6	1,40	93,9	109	7,51
30	10,5	9,09	1,20	86,4	100	7,05
35	9,17	7,91	1,05	77,8	90,5	6,50
40	7,72	6,66	0,881	70,8	82,4	6,06
45	6,58	5,67	0,751	65,0	75,5	5,66
50	5,50	4,74	0,628	58,8	68,4	5,24
55	4,89	4,22	0,558	53,7	62,5	4,90
60	4,34	3,74	0,495	49,7	57,8	4,62
65	3,83	3,30	0,437	45,6	53,0	4,33
70	3,26	2,81	0,372	42,7	49,7	4,10
75	2,82	2,43	0,322	39,5	45,9	3,87
80	2,44	2,10	0,278	37,0	43,0	3,68

85	2,13	1,83	0,243	34,4	40,0	3,49
90	1,75	1,51	0,199	31,1	36,2	3,22
95	1,33	1,15	0,152	27,2	31,6	2,91
100	0,191	0,164	0,022	15,9	18,5	2,09

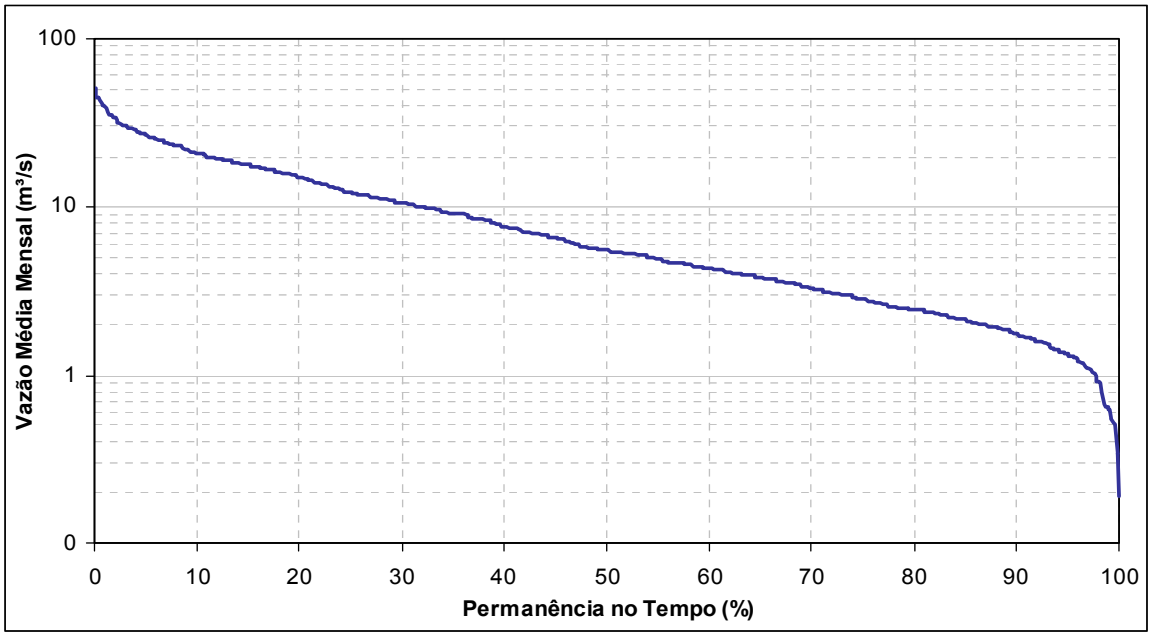


Figura 5.9 – Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto relativo à captação existente no rio Uberaba (CODAU).

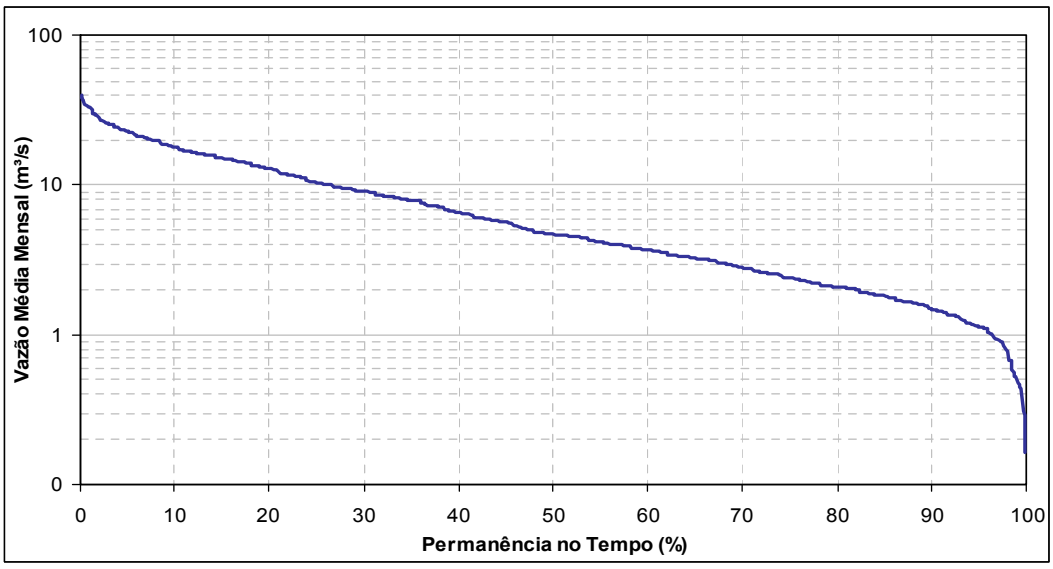


Figura 5.10 – Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto de regularização de vazões do rio Uberaba a montante do córrego Lajeado.

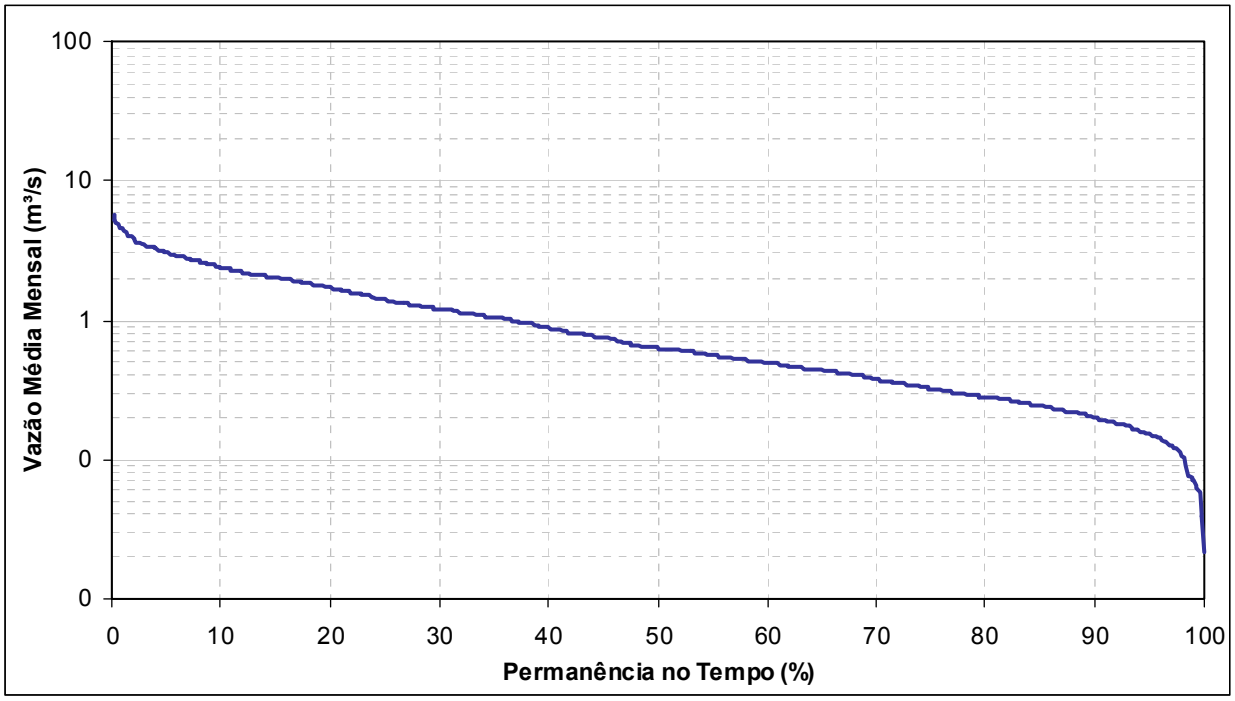


Figura 5.11 - Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto de regularização de vazões do ribeirão da Saudade a montante do córrego Borá.

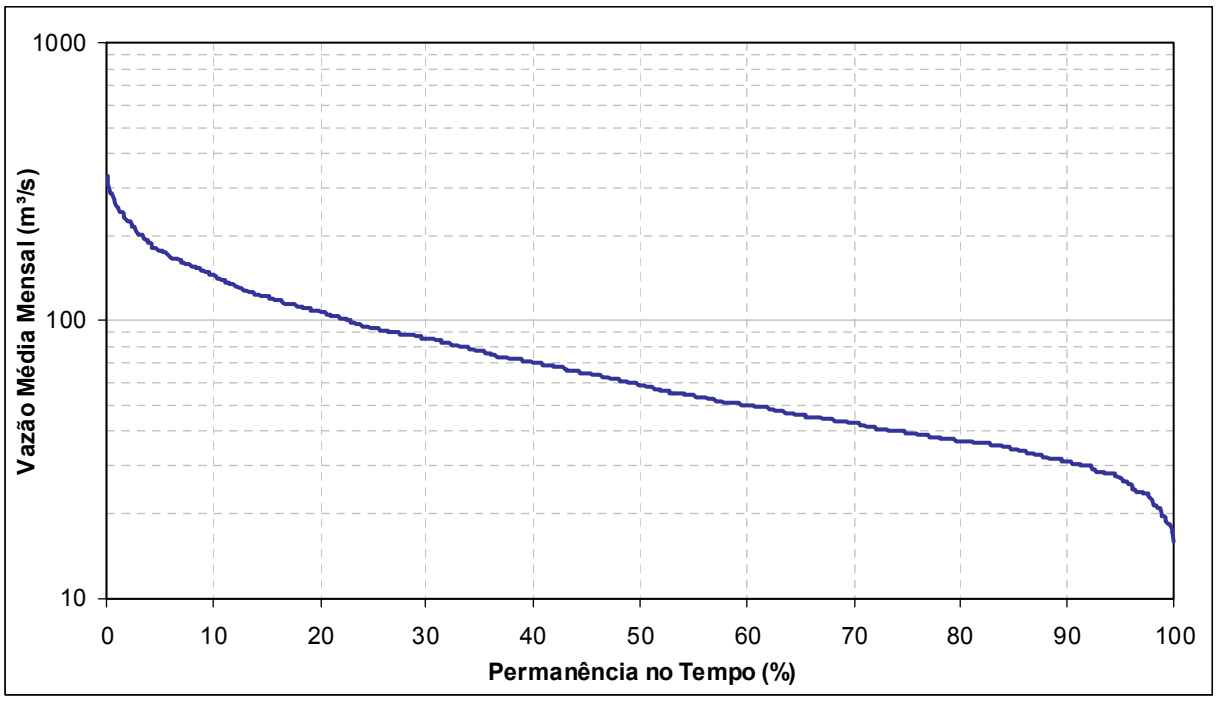


Figura 5.12 – Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto de captação Araguari-Montante.

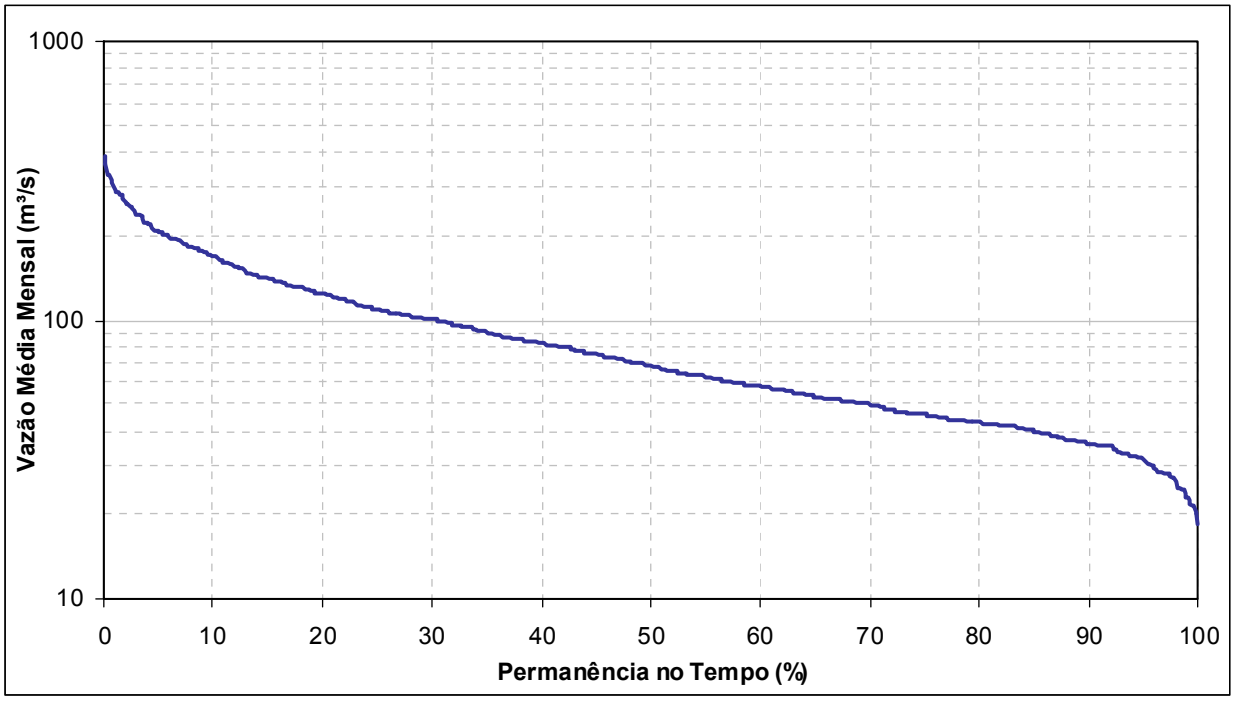


Figura 5.13 – Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto de captação Araguari-Jusante.

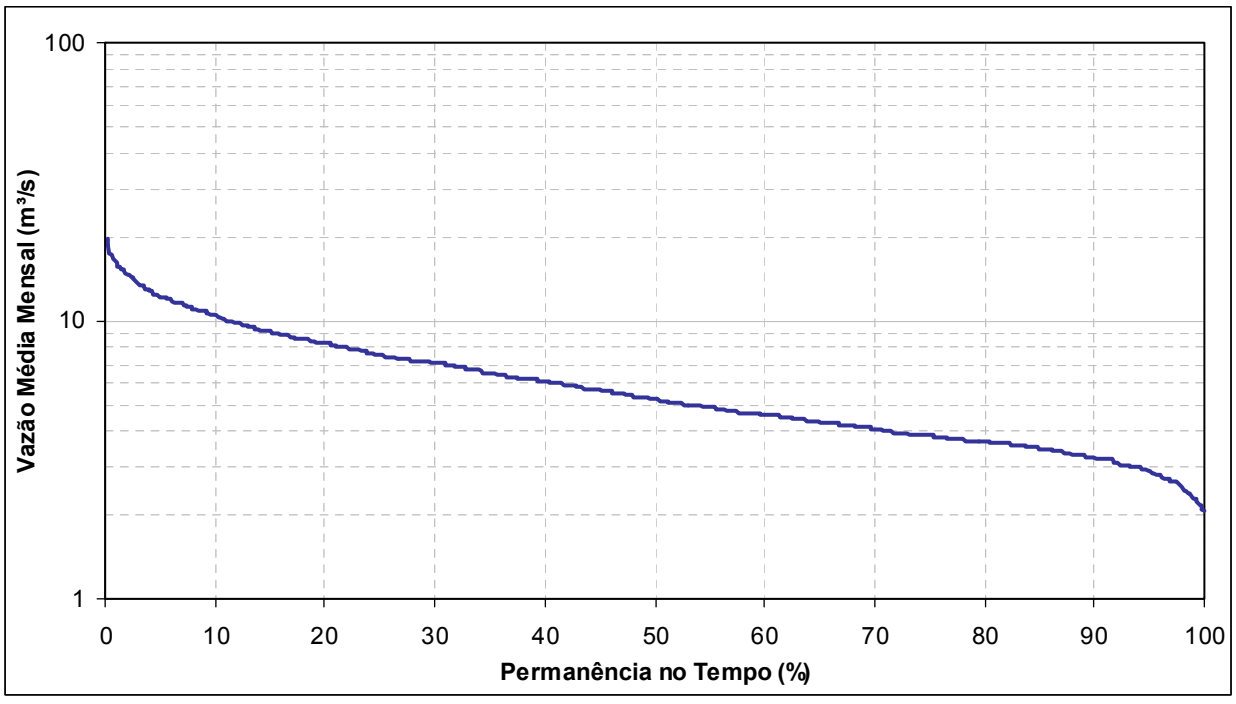


Figura 5.14 – Curva de permanência de vazões médias mensais do ponto de captação do rio Claro.

A fim de caracterizar as vazões mínimas médias mensais dos pontos de captação ou regularização, de interesse para o presente estudo, foi realizada a análise de freqüência

local dos eventos médios mensais mínimos anuais, empregando o ajustamento da distribuição de probabilidades teórica Weibull, mais utilizada nestes casos.

As amostras de vazões médias mensais mínimas anuais foram arranjadas em ordem crescente e as probabilidades amostrais (empíricas) foram calculadas pela posição de plotagem de Weibull, dada por:

$$P(X \leq x_i) = \frac{i}{(n+1)}$$

em que $P(X \leq x_i)$ representa a probabilidade amostral de ocorrerem valores menores ou iguais à vazão mínima histórica de ordem i e n é o comprimento total da amostra. O tempo de retorno amostral é calculado pelo inverso da posição de plotagem.

As Figuras 5.15 a 5.20 mostram o ajustamento da distribuição de probabilidades teórica Weibull às amostras estudadas. Nessas figuras, o quantil referente ao tempo de retorno de 10 anos é destacado. Isto porque, utilizando esse valor é possível obter-se a vazão mínima com 7 dias de duração e mesmo tempo retorno, segundo critérios estabelecidos em Hidrossistemas/Copasa, (1993).

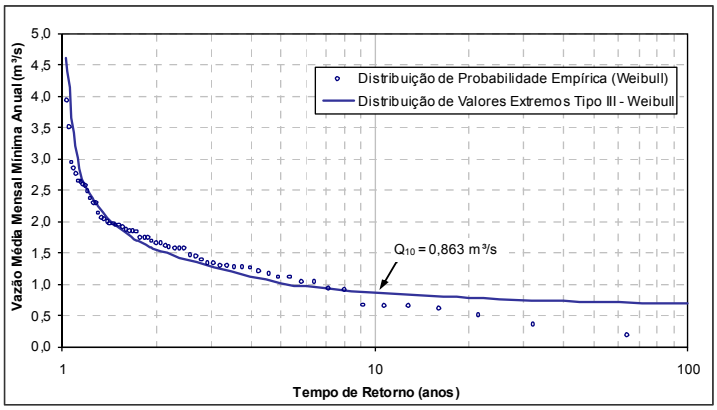


Figura 5.15 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto relativo à captação existente no rio Uberaba (CODAU).

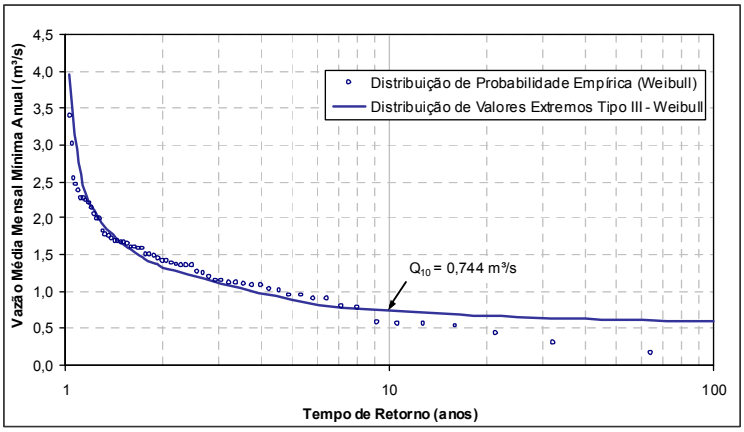


Figura 5.16 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto de regularização de vazões do rio Uberaba a montante do córrego Lajeado.

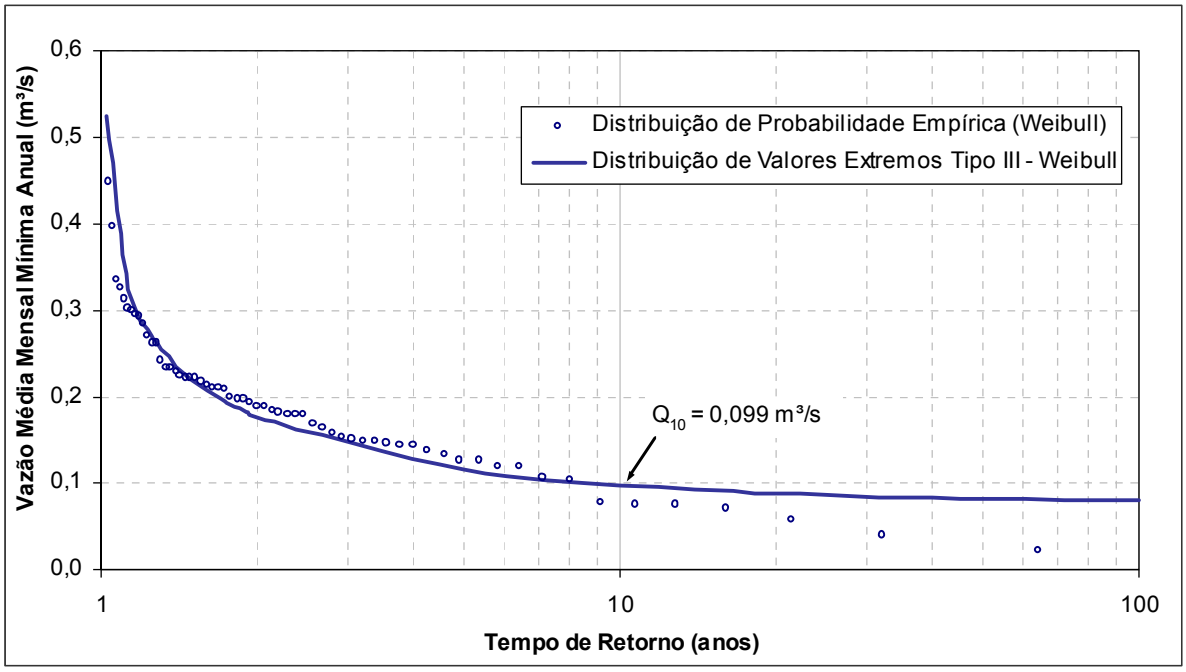


Figura 5.17 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto de regularização de vazões do ribeirão da Saudade a montante do córrego Borá.

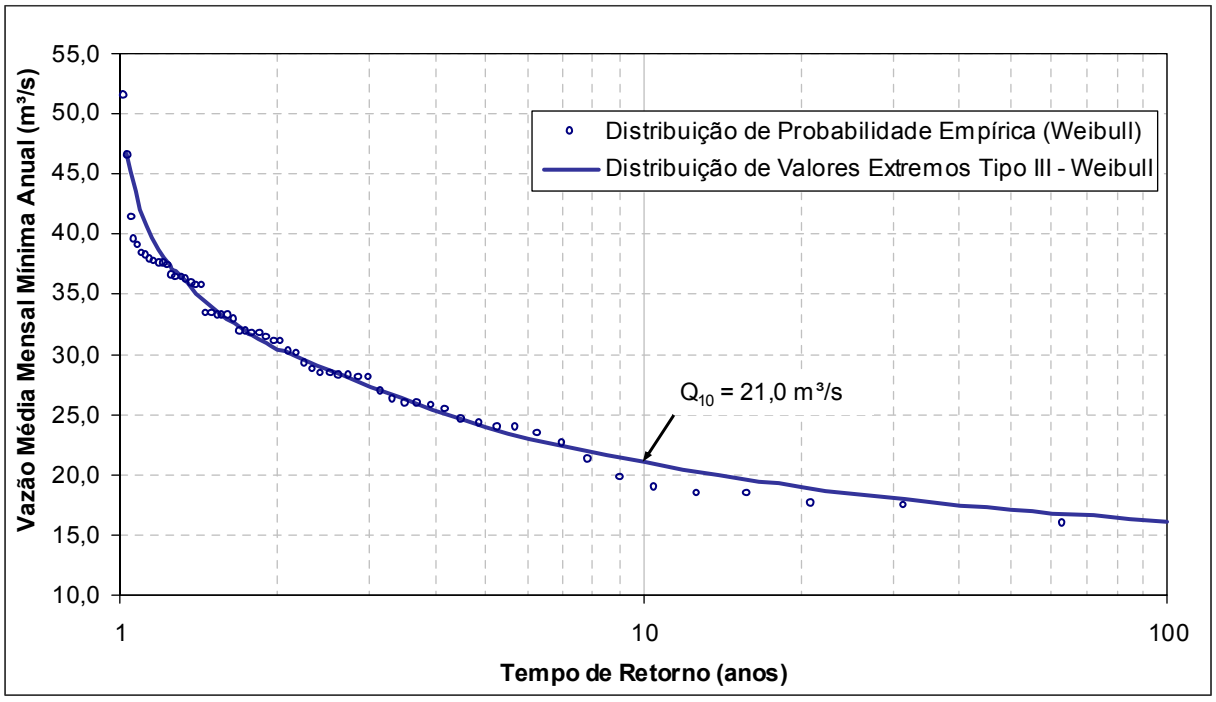


Figura 5.18 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto de captação Araguari-Montante.

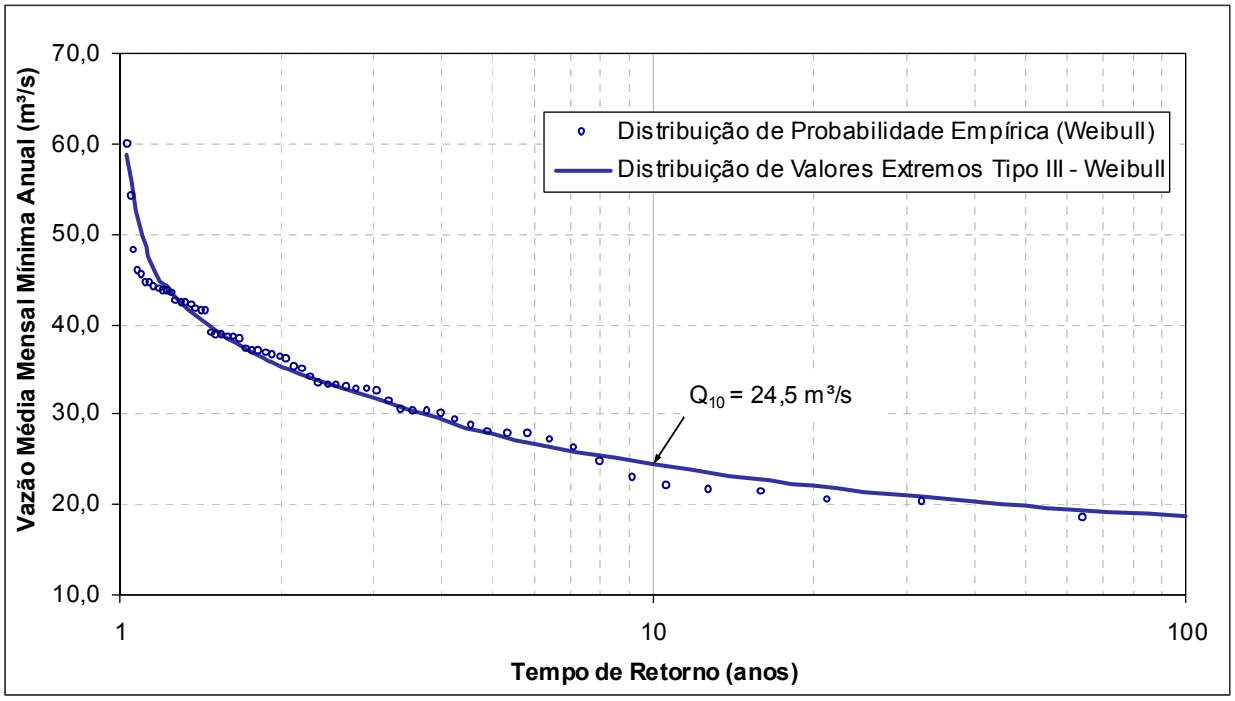


Figura 5.19 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto de captação Araguari-Jusante.

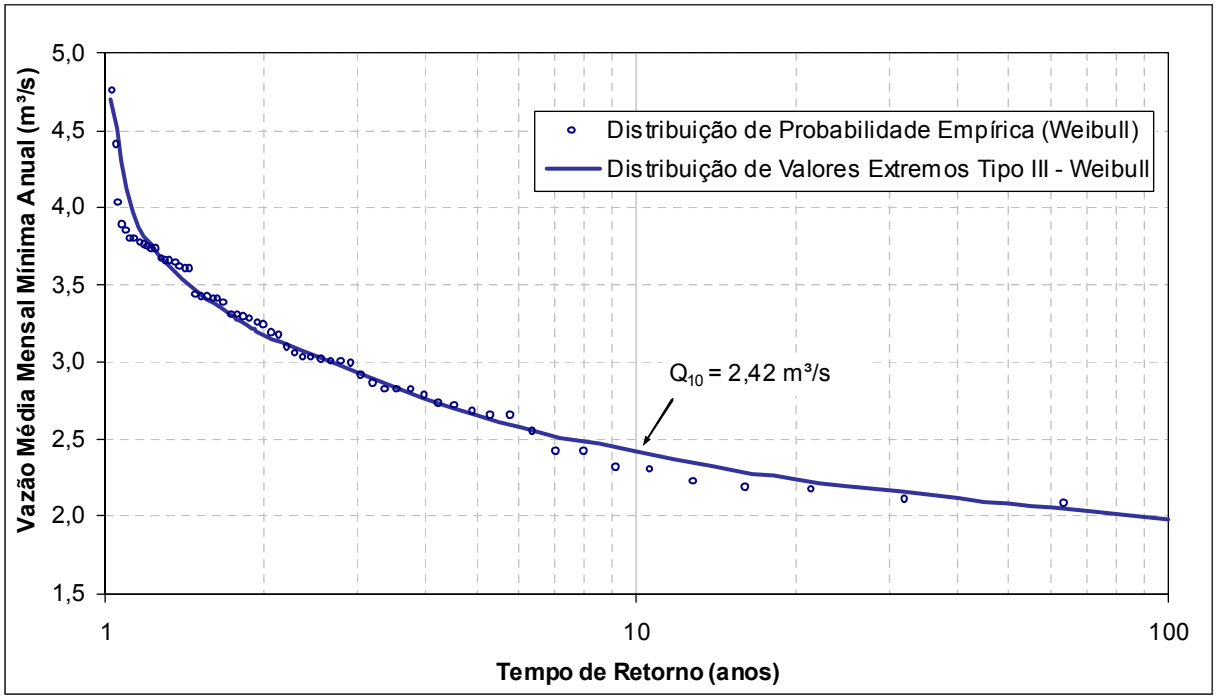


Figura 5.20 – Ajuste da distribuição de probabilidades teórica Weibull à amostra de vazões médias mensais mínimas anuais do ponto de captação do rio Claro.

A vazão mínima de referência para os estudos de avaliação de disponibilidades hídricas corresponde ao quantil $Q_{7,10}$ (vazão mínima anual com 7 dias de duração e período de retorno de 10 anos). Como os valores disponíveis referem-se aos mínimos anuais de vazão média mensal, a transformação para os respectivos valores com 7 dias de

duração pode ser feita pela multiplicação dos fatores de proporção para eventos mínimos, constantes na publicação "Deflúvios Superficiais no Estado de Minas Gerais", (Hidrosistemas/Copasa, 1993) e apresentados na Tabela 5.7. No estudo ora apresentado e a partir das características das respectivas regiões, foram obtidos os valores de vazão $Q_{7,10,}$ apresentadas na Tabela 5.8.

O fator de transformação da $Q_{30,10}$ em $Q_{7,10}$ para o rio Claro, foi obtido pela relação direta entre a vazão mínima anual com 7 dias de duração e a média mensal mínima anual da série de vazões médias diárias da estação fluviométrica do rio Claro em Fazenda Guariroba. Este critério foi adotado pelo fato de que os estudos da Hidrosistemas/Copasa não levaram em conta dados da bacia do rio Claro, quando da elaboração do referido estudo, em função da ausência destes no período. Desta maneira, a utilização do critério aqui adotado, fundamentado em dados observados na bacia, foi considerada mais coerente.

Tabela 5.7 – Parâmetros para obtenção da $Q_{7,10}$ a partir da $Q_{30,10}$ para os pontos de captação ou regularização de vazões considerados no estudo.

Local	Tipologia	□	□	□	Fator (FTD)
Rio Claro	-	-	-	-	0,856
Rio Araguari	331	0,483	0,415	1,006	0,915
Rio Uberaba	231	0,492	0,404	1,006	0,914

Tabela 5.8 – Vazões mínimas anuais mensais, com sete dias de duração e 10 anos de tempo de retorno, e residual para os pontos de captação ou regularização considerados no estudo..

Local	$Q_{30,10}$ (m³/s)	$Q_{7,10}$ (m³/s)	$Q_{residual}$ (m³/s)
Captação no rio Grande			
Captação no rio Claro	2,42	2,07	0,621
Captação Araguari-Montante	21,0	19,3	5,79
Captação Araguari-Jusante	24,5	22,4	6,72
Regularização rib. Saudade	0,099	0,090	0,027
Regularização Uberaba	0,744	0,680	0,204
Captação CODAU	0,863	0,789	0,237

Características de Regularização

A variação sazonal da disponibilidade dos recursos hídricos pode impedir sua utilização durante alguns períodos do ano, dependendo da demanda que será solicitada ao sistema fluvial. Sempre que a demanda supera os valores de disponibilidade natural de um curso de água, é necessária a implantação de reservatórios de regularização de vazões de estiagem, formados por obras de barragens.

No presente estudo, foram consideradas duas alternativas de regularização de vazões do rio Uberaba. Uma delas constitui na construção de uma barragem no próprio rio Uberaba e a outra, em seu afluente, o ribeirão da Saudade, nos pontos indicados no item 5.3.

O potencial de regularização de um manancial pode ser descrito por uma relação entre o volume útil de acumulação e a respectiva vazão regularizada. Para a obtenção dessa relação, é feita a simulação operativa de uma barragem hipotética, implantada na seção fluvial de interesse, empregando a equação de balanço hídrico entre as vazões naturais afluentes e a descarga a ser regularizada, computando-se, em passos de tempo sucessivos, os déficits de volumes a armazenar.

Essas simulações foram realizadas para os locais citados, considerando as séries de vazões médias mensais destes pontos como as afluências naturais à respectiva seção fluvial. As simulações foram processadas para diversos valores de descargas regularizadas, expressas como percentuais da vazão média de longo termo. Para cada valor de descarga regularizada selecionou-se o maior déficit de volume acumulado no histórico de dados, que passa a representar o volume útil de regularização necessário ao atendimento do período de estiagem mais crítico da série. A Figura 5.21 mostra uma das simulações realizadas para o rio Uberaba em Uberaba, considerando a regularização de 70% da vazão média de longo termo.

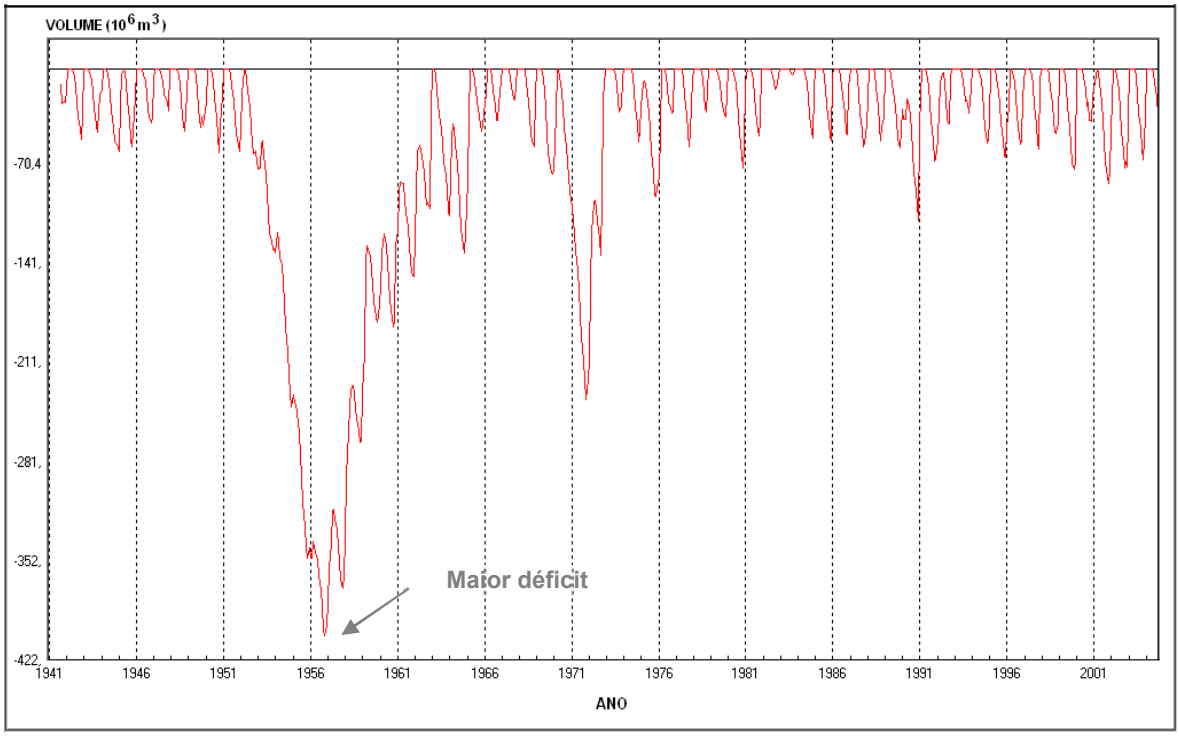


Figura 5.21 – Simulação da operação de um reservatório hipotético no rio Uberaba em Uberaba, considerando a regularização de 70% da vazão média de longo termo.

As Figuras 5.22 e 5.23, e a Tabela 5.9, apresentam as curvas de regularização para os locais em que foi considerada a alternativa de regularização de vazões para suprir a demanda adicional do sistema de abastecimento de água do município de Uberaba. A

Figura 5.24 apresenta a curva de regularização para o local da captação existente, também sumarizada na Tabela 5.9.

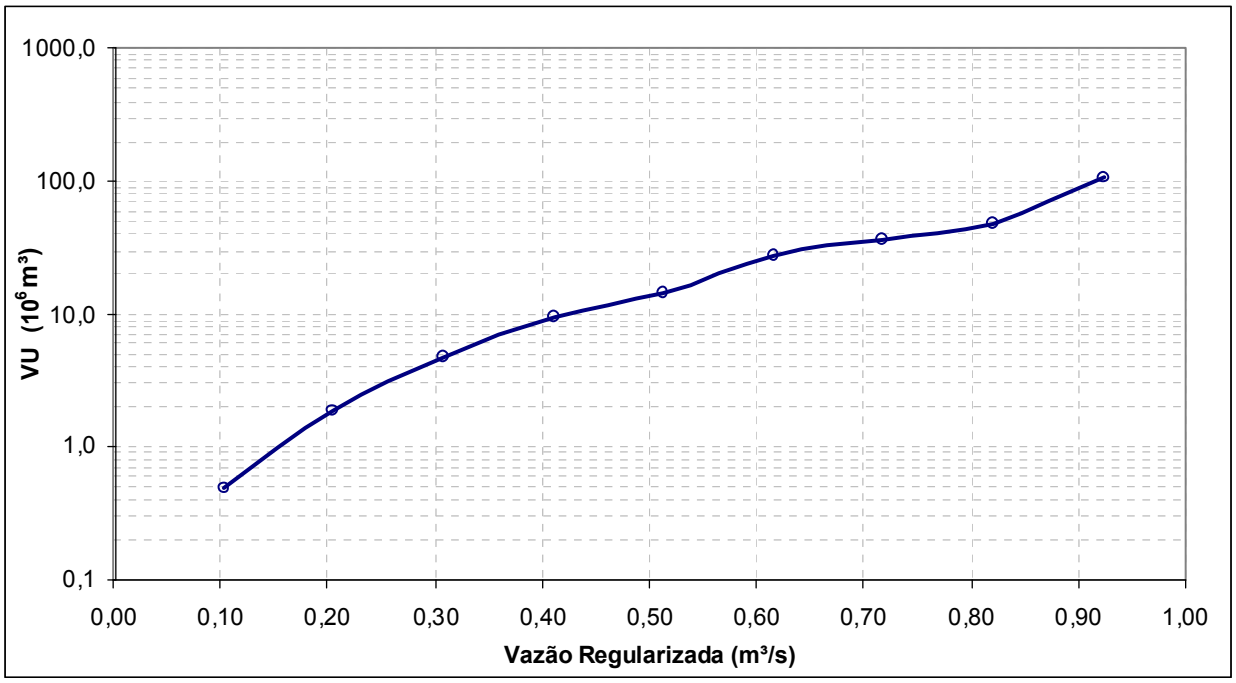


Figura 5.22 – Curva de regularização de vazões do rio Uberaba em seu afluente, o ribeirão da Saudade, a montante do córrego Borá.

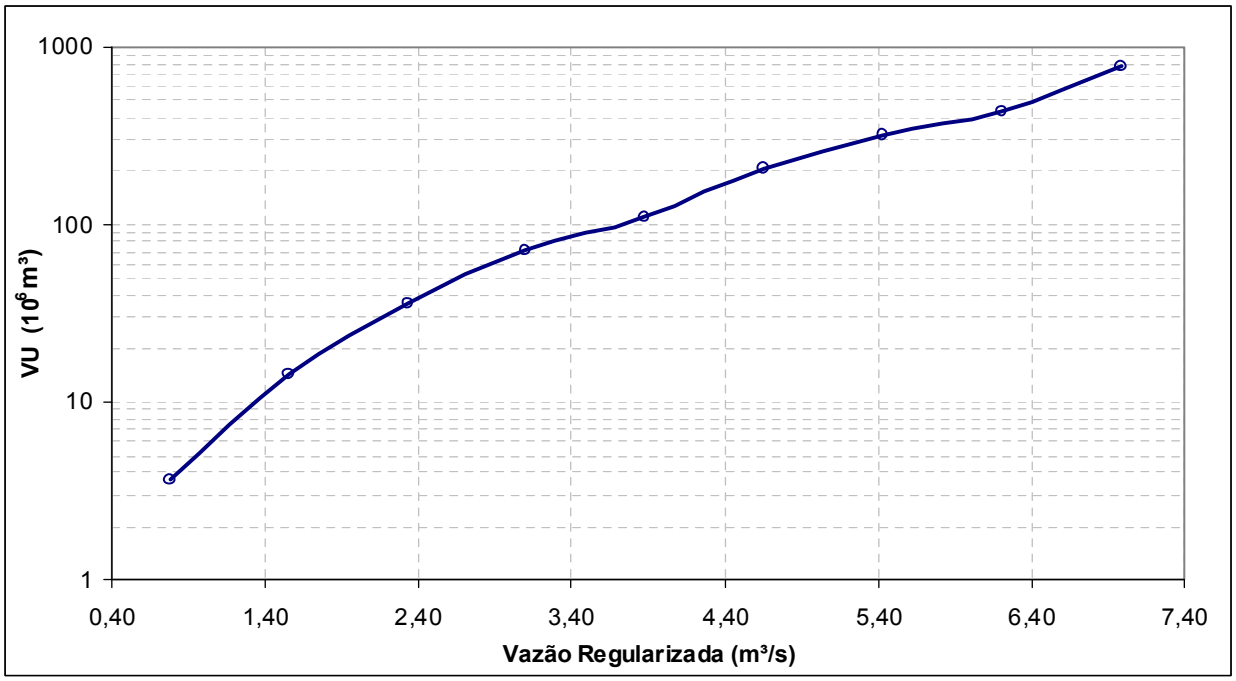


Figura 5.23 – Curva de regularização de vazões do rio Uberaba a montante do córrego Lajeado.

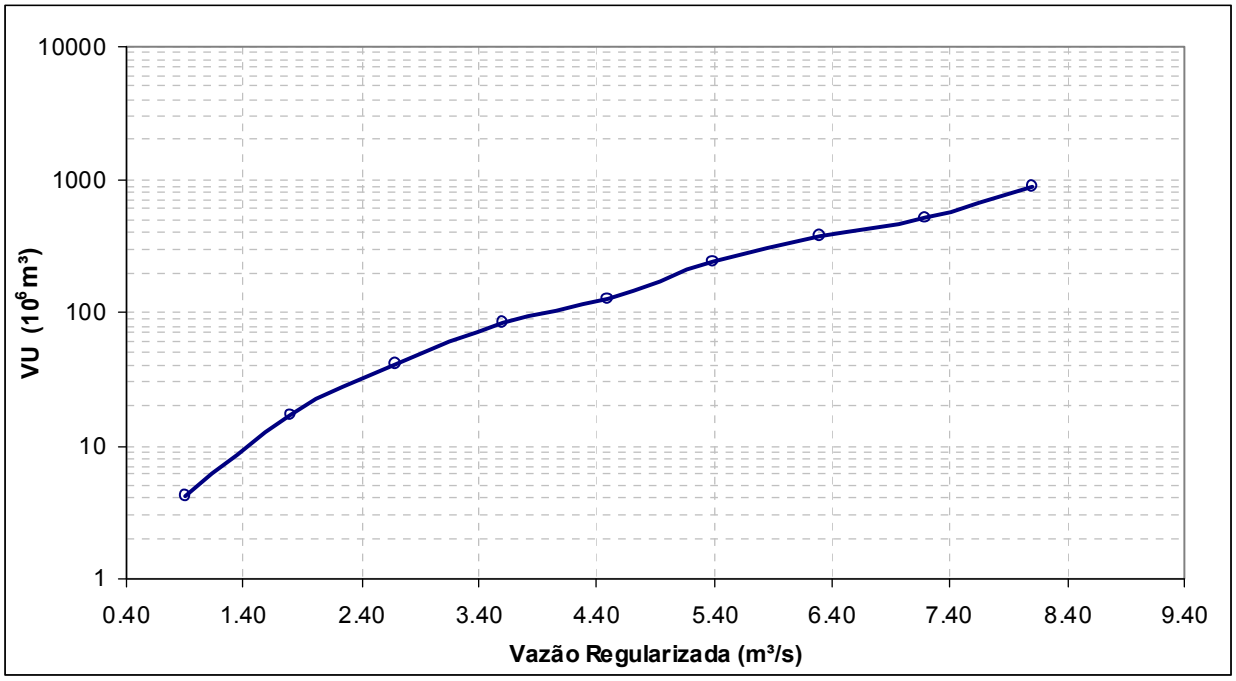


Figura 5.24 – Curva de regularização de vazões do rio Uberaba no local da captação CODAU.

Tabela 5.9 – Curvas de regularização de vazões na bacia do rio Uberaba.

% QMLT	Rio Uberaba Montante do cór. Lajeado		Ribeirão da Saudade Montante do cor. Borá		Rio Uberaba Captação CODAU	
	Q_{REG} (m^3/s)	VU ($10^6 m^3$)	Q_{REG} (m^3/s)	VU ($10^6 m^3$)	Q_{REG} (m^3/s)	VU ($10^6 m^3$)
10	0,776	3,66	0,103	0,48	0,899	4,25
20	1,55	14,4	0,205	1,90	1,80	16,7
30	2,33	35,5	0,308	4,70	2,70	41,1
40	3,10	72,1	0,411	9,54	3,60	83,5
50	3,88	110	0,513	14,5	4,50	127
60	4,65	208	0,616	27,6	5,40	242
70	5,43	321	0,103	0,48	6,30	372
80	6,20	436	0,205	1,90	7,19	506
90	6,98	770	0,308	4,70	8,09	893

6. COTEJO DAS DISPONIBILIDADES HÍDRICAS VERSUS DEMANDA

Inicialmente, as disponibilidades hídricas da região foram cotejadas com a demanda prevista para atendimento do suprimento de água adicional requerido pelo sistema de abastecimento de água do município de Uberaba, cujo valor foi estimado em 800 l/s. A demanda atual do sistema é de 1100 l/s, sendo que os 300 l/s restantes podem ser fornecidos pelo próprio rio Uberaba, em condições naturais.

Foi avaliada a disponibilidade hídrica de alguns cursos de água de bacias vizinhas, considerados potenciais para suprir a demanda adicional citada: os rios Claro, Araguari e Grande, considerando um determinado cenário de captações e/ou sistemas de regularização. A alternativa mais viável do ponto de vista técnico e econômico será implementada futuramente, garantindo o atendimento suficiente e seguro da demanda solicitada.

7. ALTERNATIVAS PARA O SUPRIMENTO DE ÁGUA BRUTA

Com base nas informações disponíveis foram pré-definidas 5 (cinco) alternativas para o suprimento da demanda complementar de água para o município de Uberaba, a saber:

Alternativa I - captação de água no rio Grande e transposição até a ETA em Uberaba;

Alternativa II - captação de água no rio Araguari e transposição até a ETA em Uberaba;

Alternativa III - captação das vazões naturais no rio Claro e transposição destas ao ribeirão da Saudade, afluente do rio Uberaba;

Alternativa IV - captação das vazões no rio Claro e transposição destas ao ribeirão da Saudade, afluente do rio Uberaba, levando em conta vazões transpostas do rio Araguari ao rio Claro;

Alternativa V - regularização das vazões do rio Uberaba.

A Figura 7.1 mostra, esquematicamente, as cinco alternativas dos sistemas de produção de água bruta complementares que, conforme resultado dos estudos hidrológicos e de demanda, foram dimensionadas para captar, elevar e aduzir vazões em torno de 800 l/s.

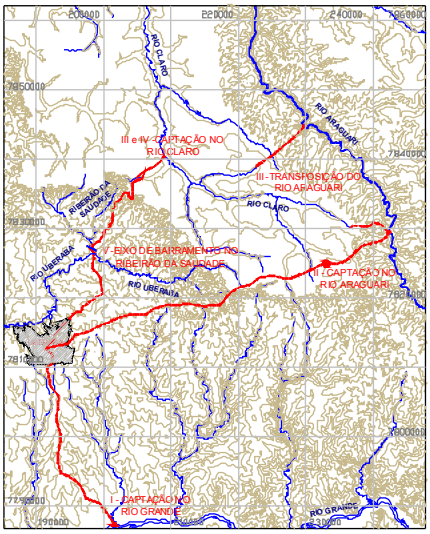


Figura 7.1 – Configuração esquemática das alternativas para complementação da produção de água do município de Uberaba.

A Alternativa III tem concepção idêntica à do sistema emergencial recentemente implantado no município. Após a captação e bombeamento de água, as vazões são encaminhadas até a tomada d'água do rio Uberaba, sendo a maior parte do percurso pela via fluvial.

Na Alternativa V, que se constitui em um reservatório de estiagem, o encaminhamento das vazões regularizadas se dá de forma semelhante à Alternativa III. Nas alternativas de suprimento I, II e IV, a água é aduzida diretamente à estação de tratamento de água existente (ETA).

Foram estudadas, também, duas sub-alternativas para incrementar as vazões do rio Claro com até 400 l/s provenientes do rio Araguari. Dessa forma, cada uma das duas alternativas que utilizam esse manancial (Alternativas III e IV), subdivide-se em duas, uma com e outra sem o referido reforço.

Os itens subseqüentes apresentam a descrição resumida de cada uma das alternativas citadas, incluindo as principais características de sua implantação, com identificação da origem e destino da água captada. Os Anexos 3 e 4 apresentam, respectivamente, o dimensionamento e os orçamentos detalhados das referidas alternativas.

7.1. Alternativa I – Rio Grande/ETA

Como o rio Grande se constitui no manancial de maior disponibilidade hídrica regional, a elaboração da alternativa de exploração deste foi eleita como a mais viável no "*Estudo de Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água de Uberaba*" (ETEP, abril/91). A necessidade de atendimento de um consumo doméstico máximo diário de 178 l/s no ano 2.017, estimado em projeções de crescimento demográfico, o qual se revelou superestimado, e de suprimento do Distrito Industrial de Uberaba Delta (208 l/s), cujas indústrias atualmente dispõem de sistemas de abastecimento próprio, justificaram a referida escolha.

A concepção do sistema em questão inclui os seguintes elementos principais:

Tomada de água no reservatório da UHE Volta Grande, a montante da foz do córrego Gameleira (NA igual a 494 m). O estudo da ETEP supracitado diagnostica que no local ideal para implantação da tomada de água já existe uma captação do tipo torre de propriedade da Fosfértil. Conseqüentemente, propõe-se que seja construída uma tomada de água a ela adjacente, o que permitiria, inclusive, a utilização do passadiço de acesso existente;

Estação elevatória (EE) com potência instalada em torno de 4.057 CV;

Linha de recalque em ferro fundido, com diâmetro nominal de 700 mm e comprimento de 34070 m, da EE até a ETA (cota 810 m);

Booster com potência instalada de 3720 CV, em torno da El. 690 m. Este equipamento torna-se necessário em virtude do significativo desnível topográfico local (320 m).

As Figuras 7.2 e 7.3 mostram a planta e o perfil dessa alternativa, que se constitui na única que não incorpora adução por gravidade.

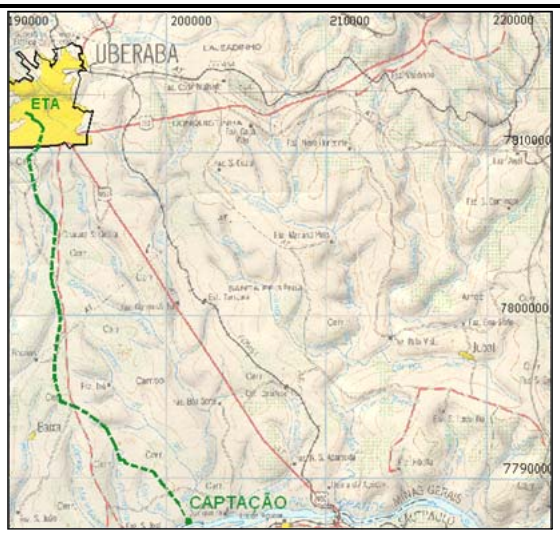
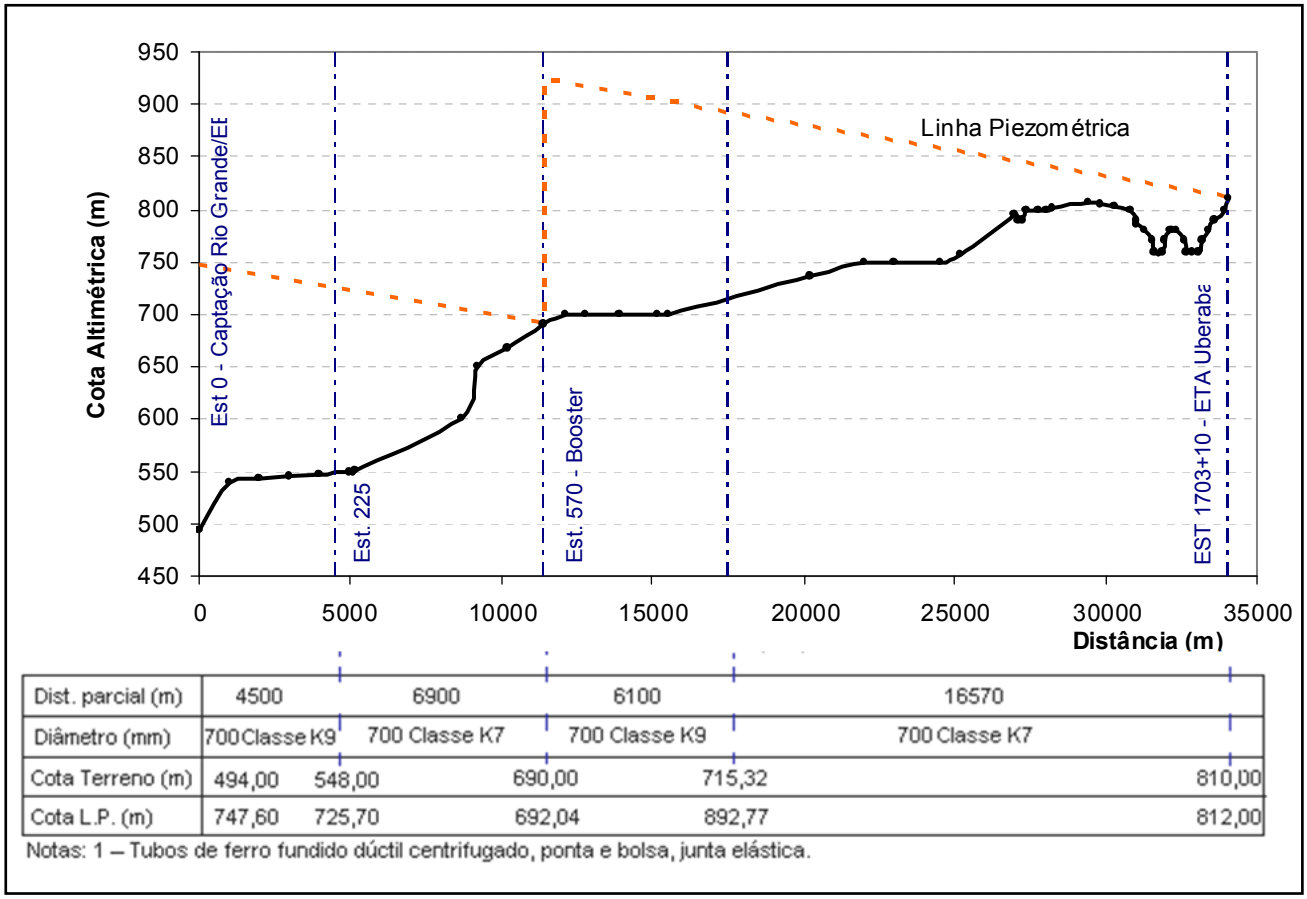


Figura 7.2 – Planta esquemática da Alternativa I: Rio Grande – ETA



Dist. parcial (m)	4500	6900	6100	16570
Diâmetro (mm)	700 Classe K9	700 Classe K7	700 Classe K9	700 Classe K7
Cota Terreno (m)	494,00	548,00	690,00	715,32	810,00
Cota L.P. (m)	747,60	725,70	692,04	892,77	812,00

Notas: 1 – Tubos de ferro fundido dúctil centrifugado, ponta e bolsa, junta elástica.

Figura 7.3 – Perfil da Alternativa I: Rio Grande - ETA

O valor presente para instalação e operação desse sistema é estimado em R$ 27,05 milhões, conforme discriminado na Figura 7.4.

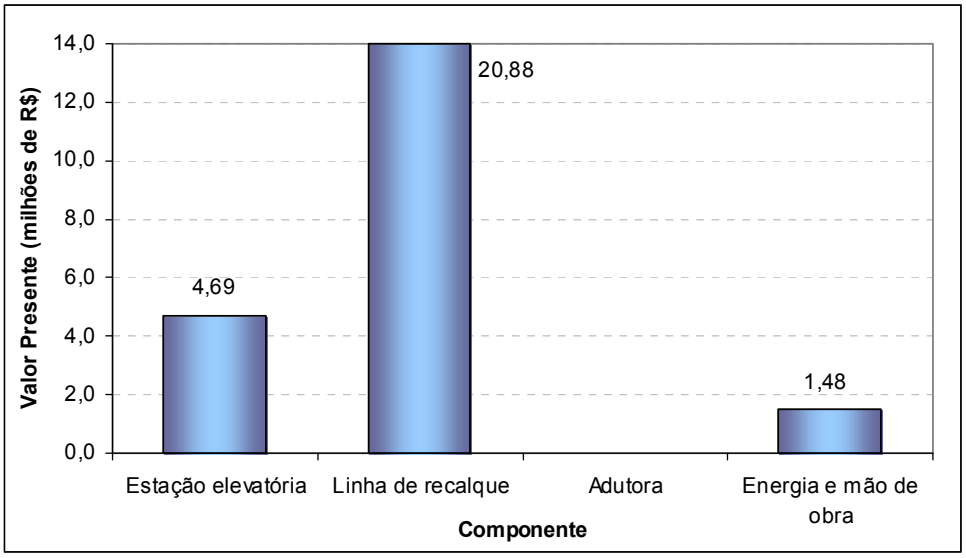


Figura 7.4 – Custos dos componentes da Alternativa I: Rio Grande – ETA

7.2. Alternativa II – Captação no Rio Araguari

Embora apresentando disponibilidade hídrica menor que a do rio Grande, o rio Araguari apresenta vazões muito superiores às demandadas, o que justifica a avaliação de um sistema de captação neste curso de água, com as seguintes características:

Tomada de água na região da ponte da rodovia BR-262 (NA ≅ 863 m);

Estação elevatória com potência instalada em torno de 3.607 CV;

Linha de recalque em ferro fundido, com diâmetro nominal de 700 mm e comprimento de 6240 m, da EE até o reservatório abaixo descrito;

Reservatório semi-enterrado com capacidade em torno de 32 m³, com NA mínimo na cota 1.056 m;

Adutora por gravidade em ferro fundido com 48300 m de comprimento e diâmetros variando entre 700 mm e 1.000 mm;

Caixa de quebra de pressão semi-enterrada com volume em torno de 32 m³, localizada nas proximidades da estaca 1603, com nível de água máximo em torno da cota 882 m.

As Figuras 7.5 e 7.6 caracterizam essa alternativa em planta e em perfil.

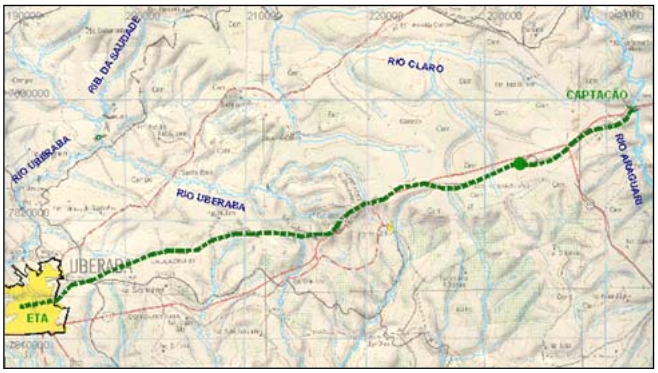


Figura 7.5 – Planta esquemática da Alternativa II: Rio Araguari – ETA

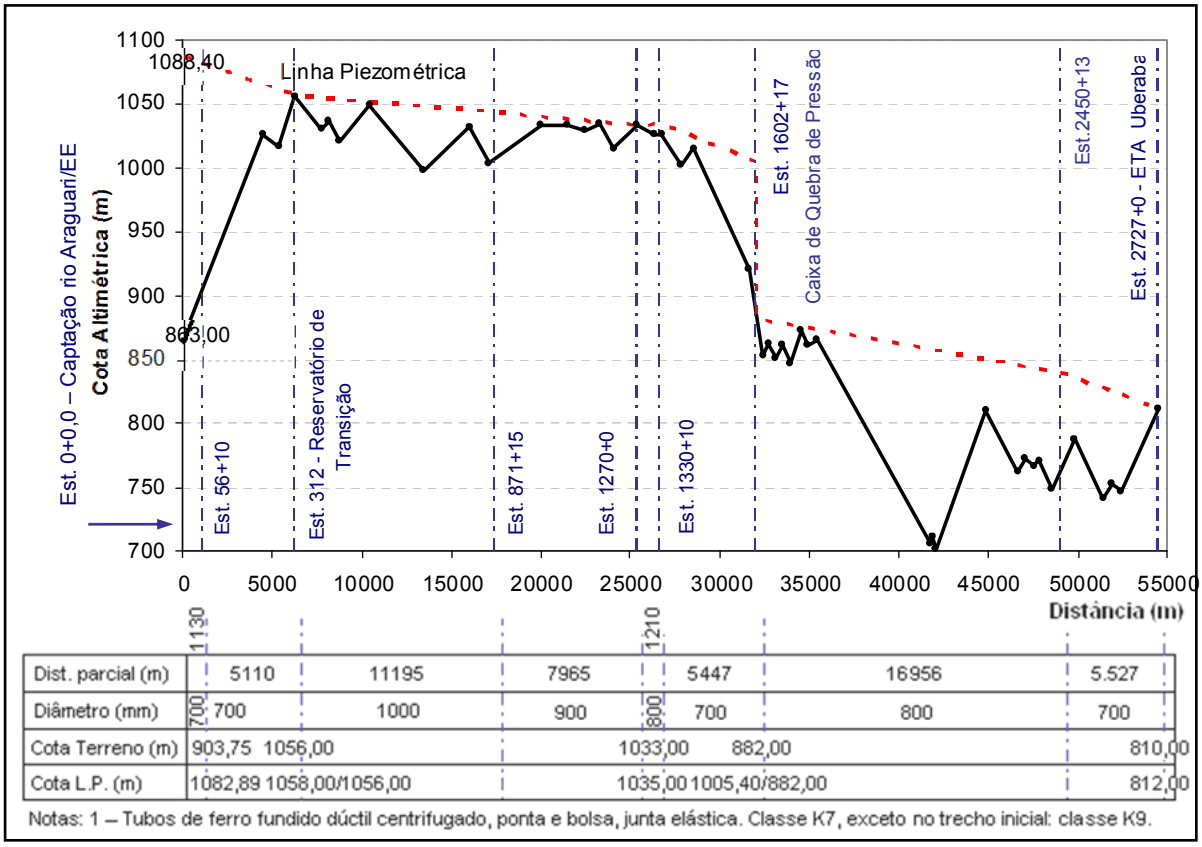


Figura 7.6 – Perfil da Alternativa II: Rio Araguari - ETA

O valor presente para implantação e operação desse sistema gira em torno de R$ 43,51 milhões, obtido pela soma dos custos de seus componentes, ilustrados pela Figura 7.7.

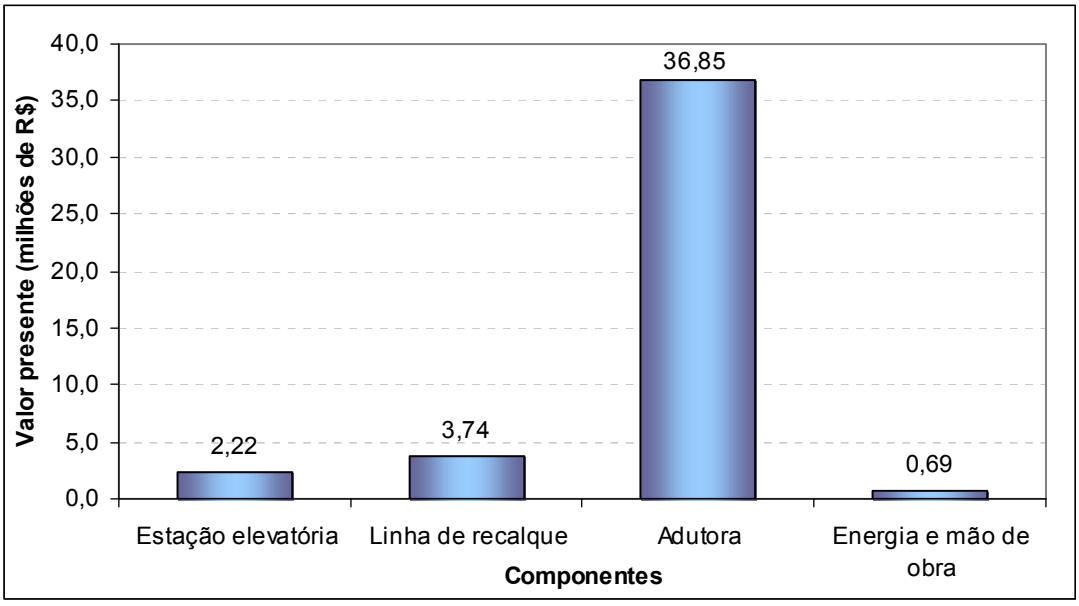


Figura 7.7 – Custos dos componentes da Alternativa II: Rio Araguari – ETA

7.3. Alternativa III - Captação no Rio Claro

Tal como descrito anteriormente, a alternativa de captação no rio Claro foi subdividida em duas outras alternativas: uma delas considerando o reforço de vazões em torno de 400 l/s, provenientes de um sistema de transposição das vazões do rio Araguari, e outra considerando apenas as vazões naturais captadas no rio Claro.

7.3.1. Rio Claro com Vazões Naturais

A alternativa de captação de parte das vazões que escoam pelo rio Claro e sua transposição para o rio Uberaba, mais especificamente para o seu afluente, o ribeirão da Saudade, já foi implantada na região e se encontra em condições de ser usada em situações emergenciais. Entretanto, esse sistema apresenta capacidade insuficiente e estação elevatória provisória.

Atualmente, o sistema permite a transposição de vazões da bacia do rio Claro para o rio Uberaba, via recalque e lançamento da água no ribeirão da Saudade, afluente do último, de onde a água flui naturalmente até a captação da CODAU. Para ter a capacidade requisitada, torna-se necessária a implantação, principalmente, de uma canalização paralela à existente e de uma estação elevatória com maior potência instalada. Desta forma obter-se-á a seguinte configuração final:

Tomada de água na região da existente (NA igual a 914,7 m);

Estação elevatória com potência instalada em torno de 1.489 CV;

Linha de recalque em ferro fundido, com diâmetro nominal de 500 mm e comprimento de 2313 m, da EE até a cota 991,54 m (existente);

Linha de recalque em ferro fundido, paralela à supracitada, com diâmetro nominal de 600 mm e comprimento de 2313 m, da EE até a cota 991,54 m;

Caixa de passagem na cota 991,54 m, para realizar a conexão das linhas de recalque com as adutoras de escoamento livre;

Adutora de escoamento livre em tubulação de concreto com 2187 m de comprimento e diâmetros de 600 mm e 800 mm (existente);

Adutora de escoamento livre em tubulação de concreto com 2187 m de comprimento e diâmetros de 400 mm e 500 mm, paralela à implantada.

As Figura 7.8 e 7.9 ilustram essa alternativa em planta e em perfil.

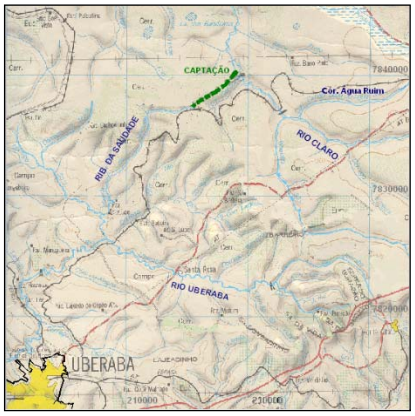
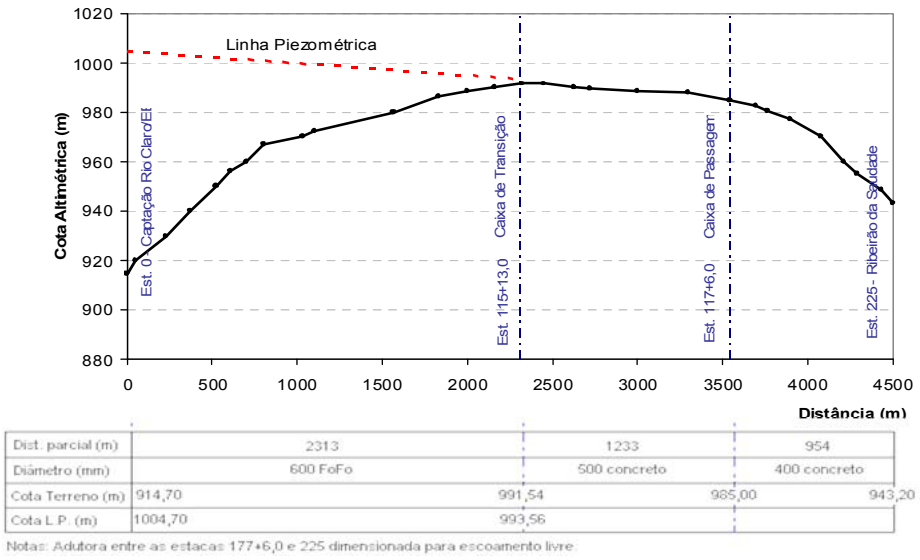


Figura 7.8 – Planta da Alternativa III: Rio Claro vazões naturais – Rio Uberaba



Dist. parcial (m)	2313		1233	954
Diâmetro (mm)	600 FoFo		500 concreto	400 concreto
Cota Terreno (m)	914,70	991,54	985,00	943,20
Cota L.P. (m)	1004,70	993,56		

Notas: Adutora entre as estacas 177+6,0 e 225 dimensionada para escoamento livre.

Figura 7.9 – Perfil da Alternativa III: Rio Claro: vazões naturais – Rio Uberaba

O valor presente dessa alternativa, que inclui o gasto com a energia consumida para elevação das vazões complementares do rio Uberaba para a ETA (R$ 280 mil), mas não incorpora o custo das canalizações existentes, é de R$ 3,77 milhões. Os valores dos respectivos componentes são ilustrados na Figura 7.10.

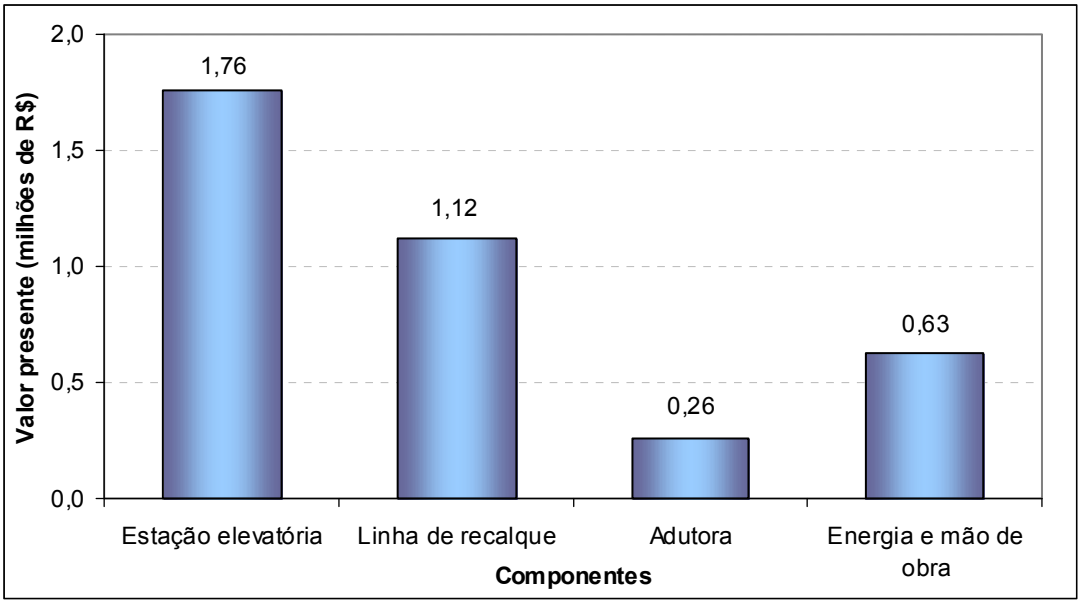


Figura 7.10 – Custos dos componentes da Alternativa III: Rio Claro Vazões Naturais – Rio Uberaba

7.3.2. Rio Claro com Vazões Transpostas do Rio Araguari

Tendo-se em mente que a implantação de sistemas de captação no rio Claro poderá implicar em conflitos de uso da água e dificuldades de obtenção de outorga a jusante dos referidos locais, foi prevista a possibilidade de implantação de um sub-sistema para incremento dos seus escoamentos naturais com uma vazão de até 400 l/s. Desta forma, fica estipulada a presente alternativa de captação, que constitui na obtenção de vazões do rio Claro, adicionadas ao reforço da captação de vazões complementares advindas do rio Araguari.

Há duas alternativas mais atraentes para realizar a transposição de vazões do rio Araguari, a qual é perfeitamente factível: transposição do rio Araguari para o córrego das Estacas e transposição do rio Araguari para o córrego Água Ruim, ambos afluentes do rio Claro.

A Figura 7.11 mostra a configuração em planta e as Figuras 7.12 e 7.13 os perfis dessas sub-alternativas. A Tabela 7.1 apresenta dados relativos a cada uma delas, de forma que se pode estabelecer uma comparação entre ambas.

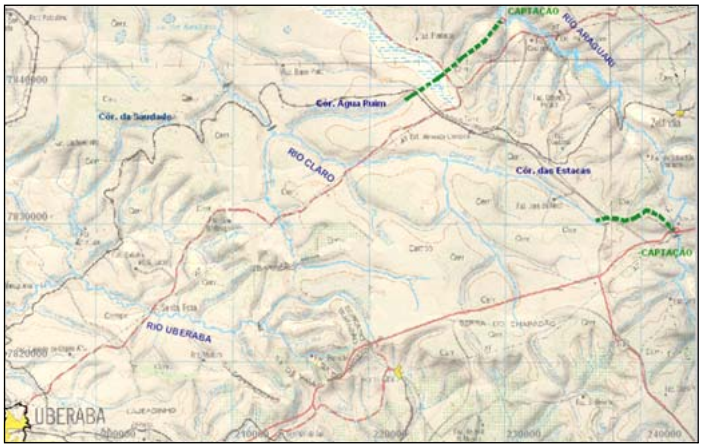
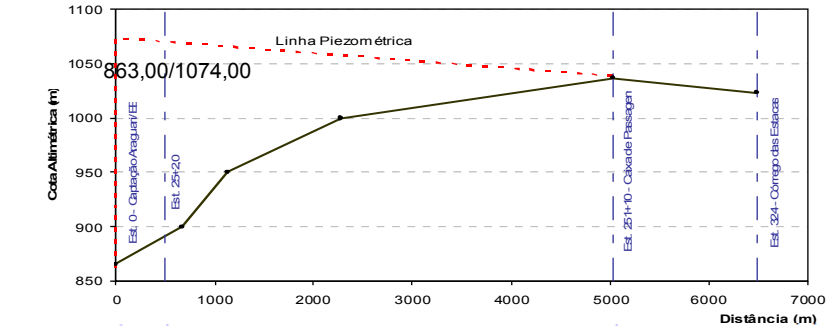


Figura 7.11 – Planta da Sub-alternativa III: Transposição de vazões rio Araguari – rio Claro via córrego das Estacas ou via córrego Água Ruim..



Dist. parcial (m)	502	4528	1450	
Diâmetro (mm)	500 FoFo - Classe K9	500 FoFo - Classe K7	600 concreto	
Cota Terreno (m)	865,0 891,25		1037,00	1023,00
Cota L.P. (m)	1070,51		1039,03	

Notas: Adutora entre as estacas 251 e 324 dimensionada para escoamento livre

Figura 7.12 – Perfil da Sub-alternativa III: Transposição rio Araguari – rio Claro via córrego Estacas.

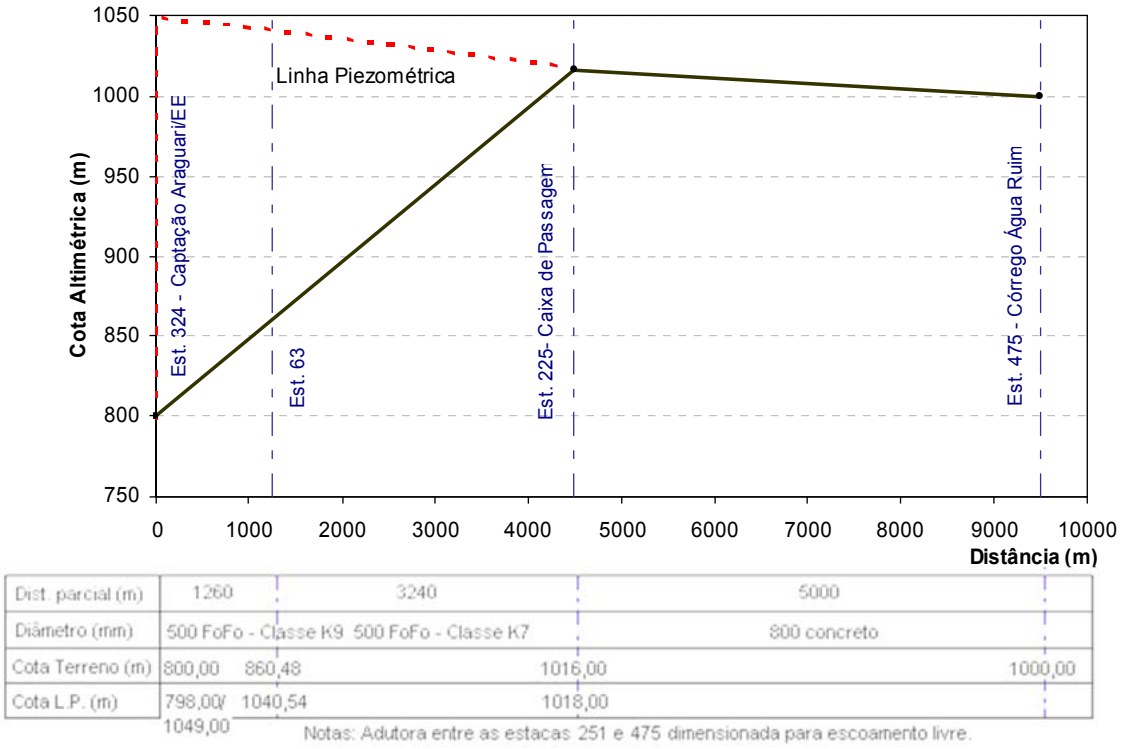


Figura 7.13 – Perfil da Sub-alternativa III: Transposição rio Araguari – rio Claro via córrego Água Ruim.

Tabela 7.1 – Comparação da Sub-alternativa III: Transposição de vazões do rio Araguari - rio Claro, via córrego das Estacas ou Água Ruim.

Local da captação/ Destino	Estação Elevatória		Linha de Recalque		Adutora Livre		Valor Presente
	H (m)	P (CV)	L (m)	Ø (mm)	L (m)	Ø (mm)	(mil R$)
Ponte da BR 262 – Córrego Estacas	176	1.688	5.030	500	1.450	600	3.861,00
Latitude 59° 32' – Córrego Água Ruim	220	2.010	4.500	500	5.000	800	4.601,00

Notas: H - altura geométrica; P - potência instalada; L - comprimento da tubulação; Ø - diâmetro da tubulação.

Com base nos dados apresentados e caracterizando-se a real necessidade de reforço das vazões do rio Claro, seria implantado o sub-sistema cuja captação localiza-se na ponte da rodovia BR 262 (córrego das Estacas), sendo a linha de recalque em ferro fundido e a adutora em tubulação de concreto, dimensionada para escoamento livre.

Assim sendo, o valor presente total da Alternativa III passaria a ser de R$ 7,62 milhões. Esse valor, que inclui o custo da energia consumida para o recalque das vazões complementares do rio Uberaba para a ETA (R$ 280 mil) e não incorpora os custos da canalização existente, é discriminado na Figura 7.14.

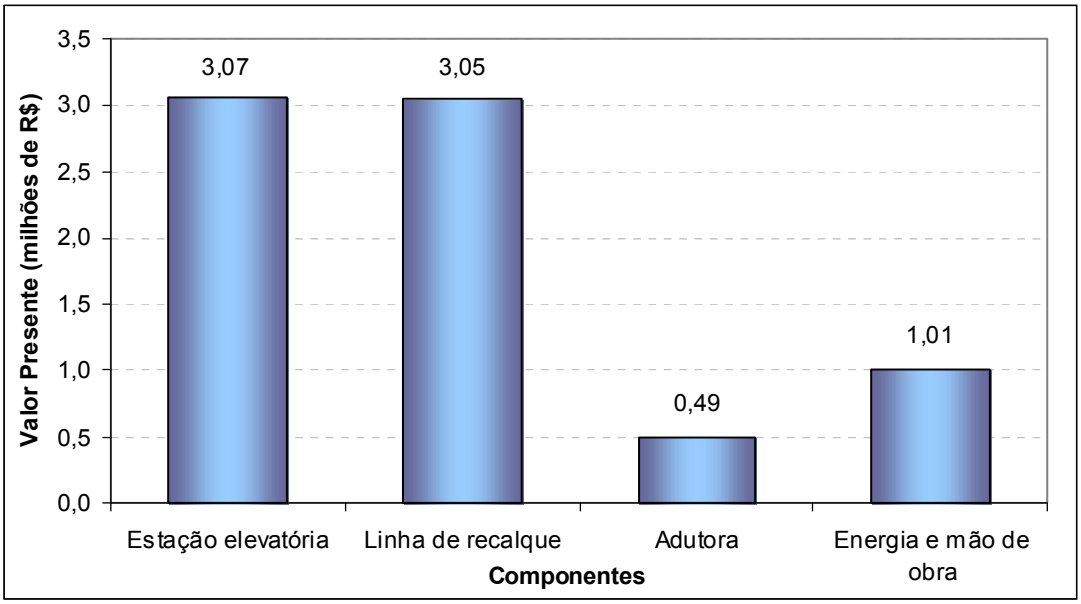


Figura 7.14 – Custos dos componentes da Alternativa III: Rio Claro – Rio Uberaba, com transposição de vazões do rio Araguari.

7.4. Alternativa IV – Rio Claro/ETA

7.4.1 Rio Claro com Vazões Naturais

A presente alternativa consiste, basicamente, em interligar uma adutora à linha de recalque da Alternativa III, descrita no item anterior, de forma a conduzir a água por gravidade diretamente para a estação de tratamento de água, conforme mostrado em planta e em perfil nas Figuras 7.15 e 7.16.

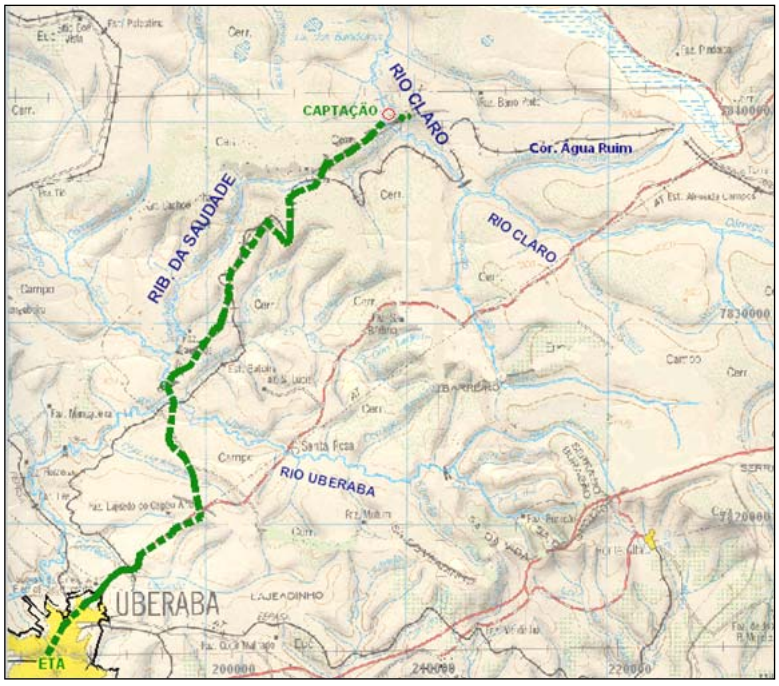
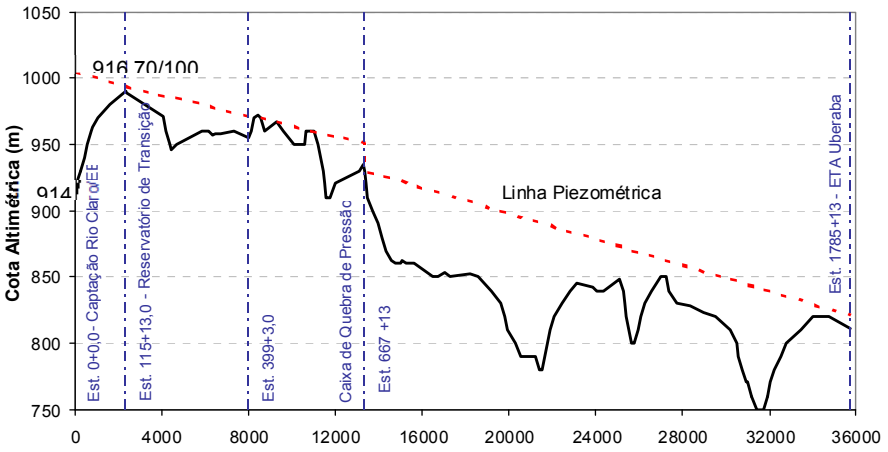


Figura 7.15 – Planta da Alternativa IV: Rio Claro - ETA



Dist. parcial (m)	2313	5670	5370	22350
Diâmetro (mm)	600	800	700	700
Cota Terreno (m)	991,54		930,00	810,00
Cota L.P. (m)	993,54/991,54		950,58/930,00	821,16

Notas: 1) Trecho entre as estacas 0 e 115+13 refere-se à linha de recalque paralela à existente;
2) Tubos de ferro fundido dúctil centrifugado, ponta e bolsa, junta elástica, classe K7.

Figura 7.16 – Perfil da Alternativa IV: Rio Claro - ETA

Dessa forma, os componentes dessa alternativa seriam:

Tomada de água na região da existente (NA = 914,7 m);

Estação elevatória com potência instalada de cerca de 1.489 CV;

Linha de recalque em ferro fundido, com diâmetro nominal de 500 mm e comprimento de 2.313 m, da EE até a cota 991,54 m (existente);

Linha de recalque em ferro fundido, paralela à supracitada, com diâmetro nominal de 600 mm e comprimento de 2.313 m, da EE até a cota 991,54 m;

Reservatório semi-enterrado com capacidade em torno de 32 m³, com NA mínimo na cota 991,54 m;

Adutora em ferro fundido com 33.390 m de comprimento e diâmetros de 700 mm e 800 mm;

Caixa de quebra de pressão com volume em torno de 32 m³ nas proximidades da estaca 668, com nível d'água máximo em torno da cota 930 m.

O valor presente para instalação e operação desse sistema, cuja composição é ilustrada pela Figura 7.17, é estimado em R$ 23,44 milhões.

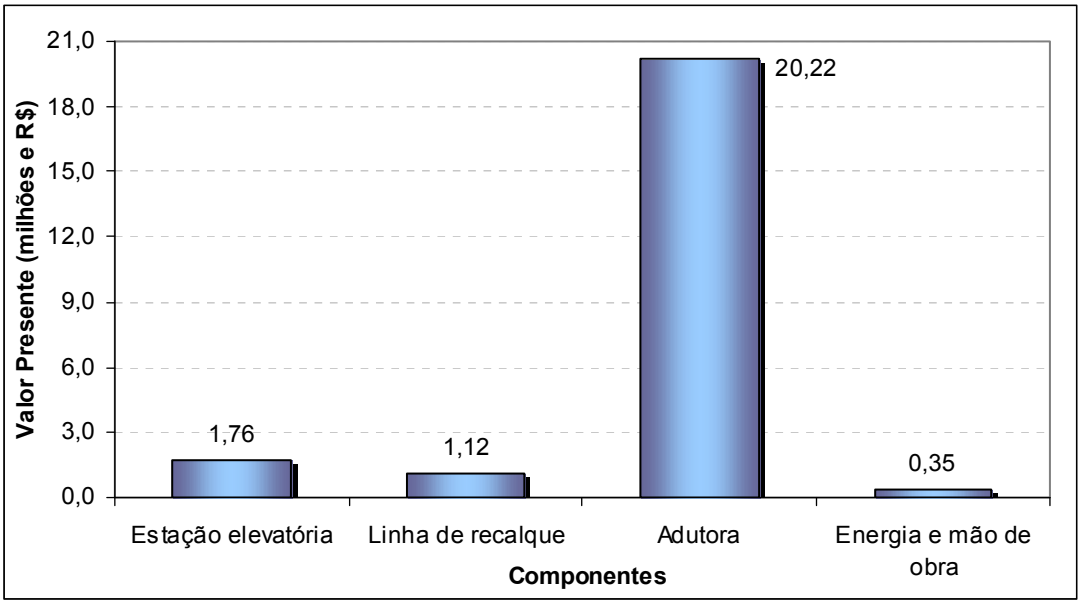


Figura 7.17 - Custos dos componentes da Alternativa IV: Rio Claro – ETA, com o rio Claro em condições naturais.

7.3.3 Rio Claro com Vazões Transpostas do Rio Araguari

A exemplo do explicado no item 7.3.2, pode ser necessário realizar a transposição de vazões Rio Araguari – Rio Claro, via córrego Estacas, para viabilizar a implantação do sistema em questão. Nesse caso, o valor presente da Alternativa IV é avaliado em R$ 27,08 milhões, conforme distribuição ilustrada pelo histograma da Figura 7.18.

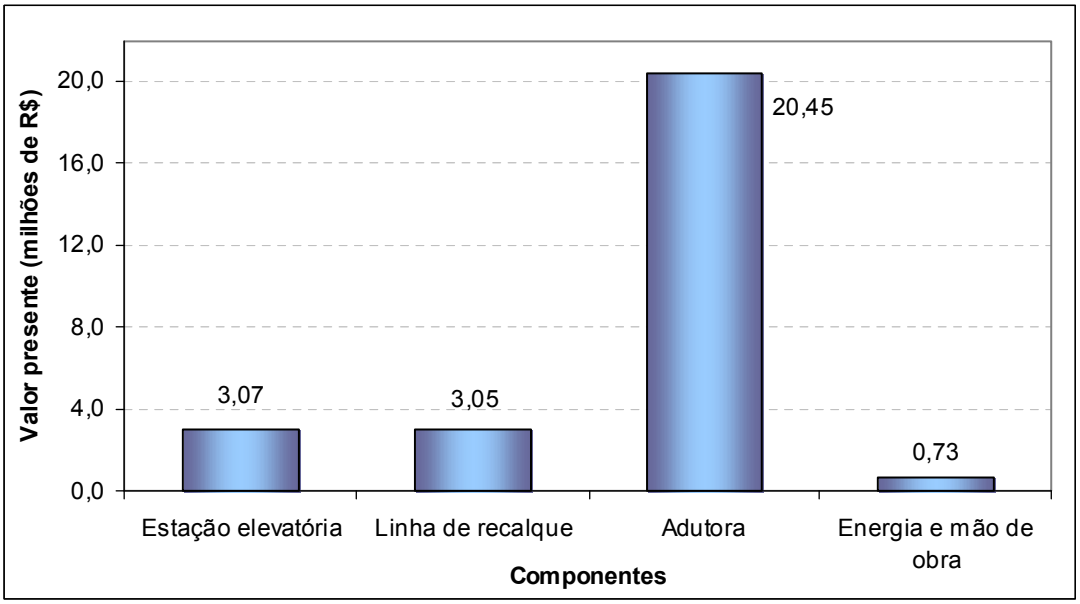


Figura 7.18 - Custos dos componentes da Alternativa IV: Rio Claro – ETA, com transposição de vazões do rio Araguari.

7.5. Alternativa V – Regularização do Rio Uberaba

Falar das barragens no Saudade e no Uberaba.

8. ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS

Seleção das Alternativas

Tabela xxx – Comparação de Custos

Alternativa / Componente	I Rio Grande	II Rio Araguari	Rio Claro - Rio Uberaba		Rio Claro – ETA CODAU	
			Com Transposição Araguari	Sem Transposição Araguari	Com Transposição Araguari	Sem Transposição Araguari
Estação Elevatória	5,62	2,62	3,07	1,76	3,07	1,76
Linha de Recalque	13,64	2,97	2,85	1,14	2,85	1,14
Adutora	0,00	36,85	1,24	0,65	20,81	20,23
Energia e Mão-de-obra	1,48	0,69	1,01	0,63	0,73	0,35
Total	20,74	43,14	8,17	4,18	27,47	23,48

9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Gestões Ambientais e Institucionais

Necessidade de ações junto ao Comitê da Bacia do Rio Araguari para viabilizar as alternativas de transposição do rio Araguari e do rio Claro;

Necessidade de ação junto ao IGAM para a manutenção do fluxo residual mínimo de 300 l/s a jusante da captação CODAU no rio Uberaba;

Efetuar ação junto ao Comitê da Bacia do Rio Araguari para desviar 800 l/s do rio Claro;

Possibilidade de conflitos com irrigantes e com o setor elétrico nas transposições dos rios Araguari e Claro;

Necessidade de negociação de compra de terras para a implantação da barragem de regularização;

Elaboração de EIA / RIMA para a implantação da barragem de regularização.

Possibilidade de compatibilizar com os irrigantes .... a utilização do rio Claro será em apenas 5% do tempo .... a possibilidade de previsão da curva de recessão

ANEXO 1

Séries de Vazões Médias Mensais Homogeneizadas

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Desemboque
Rio Araguari

Área de Drenagem: 1.205 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									13,0	10,8	24,9	22,5	17,8		
1942	29,5	38,4	45,8	43,1	24,3	19,4	16,8	13,7	14,7	15,8	17,1	34,8	26,1	45,8	13,7
1943	65,8	48,4	42,7	31,6	21,6	19,5	15,5	13,4	11,9	19,7	33,6	31,0	29,6	65,8	11,9
1944	26,5	41,1	43,7	32,5	21,1	18,1	15,8	13,8	11,8	16,1	22,0	22,9	23,8	43,7	11,8
1945	19,4	44,3	36,8	32,5	21,1	16,9	13,5	10,4	8,59	19,7	30,9	38,8	24,4	44,3	8,59
1946	41,9	36,3	46,8	30,9	23,3	19,9	20,9	15,2	13,1	19,7	19,7	26,1	26,2	46,8	13,1
1947	39,8	40,7	59,7	30,7	25,4	21,1	19,0	16,7	20,2	21,5	18,2	44,2	29,8	59,7	16,7
1948	34,6	48,2	41,1	29,6	23,4	20,1	17,9	14,0	11,9	14,5	32,1	33,8	26,8	48,2	11,9
1949	48,0	55,5	32,3	24,8	20,6	16,5	13,2	10,8	9,27	14,8	17,2	27,5	24,2	55,5	9,27
1950	29,8	52,6	43,5	32,8	21,7	17,6	14,3	11,8	10,1	14,2	36,6	50,8	28,0	52,6	10,1
1951	53,6	56,5	52,1	46,9	29,1	22,6	18,2	15,4	12,8	13,5	16,5	16,0	29,4	56,5	12,8
1952	31,7	46,3	45,6	33,0	23,4	20,0	16,2	13,3	12,0	14,2	27,3	19,5	25,2	46,3	12,0
1953	15,4	17,8	34,6	30,0	17,9	14,2	12,1	10,5	12,1	12,7	13,3	26,1	18,0	34,6	10,5
1954	12,1	40,9	16,1	14,0	13,5	10,8	8,74	7,75	6,95	6,78	11,6	17,6	13,9	40,9	6,78
1955	25,2	19,0	17,4	23,3	12,7	10,2	8,74	7,68	6,64	7,08	16,0	41,0	16,2	41,0	6,64
1956	25,2	26,0	29,4	22,9	26,6	21,4	16,9	15,8	16,0	13,8	19,6	49,5	23,6	49,5	13,8
1957	49,1	40,4	50,0	54,6	38,0	23,7	20,5	18,5	21,5	19,4	29,0	45,3	34,2	54,6	18,5
1958	43,9	32,9	27,2	22,3	29,4	21,1	18,7	14,8	16,4	23,2	24,6	28,9	25,3	43,9	14,8
1959	71,0	45,1	64,1	35,3	22,1	17,5	14,5	12,6	10,2	15,8	27,4	23,4	29,9	71,0	10,2
1960	65,3	47,6	64,1	31,8	24,5	20,1	16,6	13,5	17,4	19,1	33,1	45,8	33,2	65,3	13,5
1961	92,1	123,90	77,9	32,6	30,9	22,3	18,9	16,2	13,4	13,6	23,6	37,9	41,9	124	13,4
1962	69,4	73,7	43,2	27,9	21,6	18,5	16,0	13,0	16,0	26,7	26,7	80,7	36,1	80,7	13,0
1963	48,6	44,5	28,1	19,1	16,1	12,8	11,4	10,2	8,14	13,0	21,9	10,8	20,4	48,6	8,14
1964	39,6	58,3	25,9	17,5	16,3	11,3	10,1	8,58	7,09	14,6	14,9	27,3	20,9	58,3	7,09
1965	60,6	76,1	69,6	28,2	21,5	17,8	16,3	14,3	12,9	32,7	36,6	55,8	36,9	76,1	12,9
1966	73,3	62,8	96,0	38,7	26,3	20,6	17,4	14,1	13,5	22,3	38,8	73,9	41,5	96,0	13,5
1967	84,3	80,8	62,8	32,8	23,7	20,3	16,0	11,2	9,44	14,3	32,5	50,6	36,5	84,3	9,44
1968	53,1	52,3	42,1	25,9	18,3	14,7	12,50	13,4	11,3	18,9	23,8	56,9	28,6	56,9	11,3
1969	40,1	31,2	25,6	22,8	14,6	11,6	9,80	7,75	6,32	25,0	40,8	29,7	22,1	40,8	6,32
1970	38,4	33,6	35,0	22,8	15,3	12,9	11,1	8,83	10,8	13,0	16,5	14,6	19,4	38,4	8,83
1971	11,3	11,2	14,6	13,5	10,9	11,4	8,14	6,25	10,3	13,9	18,0	51,8	15,1	51,8	6,25
1972	40,4	60,3	41,7	31,9	18,2	13,8	14,5	11,5	11,2	21,5	58,0	35,8	29,9	60,3	11,2
1973	35,9	37,3	38,6	51,2	31,2	20,7	16,7	13,4	13,0	16,4	25,4	33,9	27,8	51,2	13,0
1974	44,0	26,2	53,2	31,8	21,4	17,1	13,5	11,4	9,68	12,0	9,76	31,9	23,5	53,2	9,68
1975	37,6	47,8	21,7	22,7	15,6	13,8	12,8	9,86	7,61	11,0	36,2	29,3	22,1	47,8	7,61
1976	25,9	30,9	35,1	24,4	18,5	14,6	12,7	11,5	19,7	19,6	42,7	61,6	26,4	61,6	11,5
1977	63,6	33,8	29,6	23,7	18,6	16,0	12,5	11,1	13,2	13,2	26,7	25,4	23,9	63,6	11,1
1978	49,8	27,7	22,5	18,5	16,7	14,4	12,5	9,91	9,32	18,0	30,0	33,8	21,9	49,8	9,32
1979	57,1	60,5	34,2	33,5	23,7	18,0	16,0	14,0	15,6	14,3	24,5	40,2	29,3	60,5	14,0
1980	73,1	59,3	30,8	34,3	22,0	20,2	16,1	13,4	11,2	10,9	18,0	30,6	28,3	73,1	10,9
1981	64,9	30,2	31,9	23,5	18,1	17,0	12,9	11,4	11,7	26,3	34,6	59,5	28,5	64,9	11,4
1982	97,4	46,8	83,0	40,8	24,9	20,9	17,3	15,2	13,6	19,6	23,7	40,6	37,0	97,4	13,6
1983	86,6	112,00	81,4	53,9	35,4	31,1	22,9	19,1	26,9	37,0	60,1	63,0	52,4	112	19,1
1984	42,7	31,8	26,1	26,2	26,4	17,5	14,2	13,1	14,2	14,1	15,1	43,8	23,8	43,8	13,1
1985	79,2	64,6	60,1	29,0	20,9	17,2	14,8	12,3	11,9	12,9	15,1	26,6	30,4	79,2	11,9
1986	38,8	35,9	40,9	22,5	18,1	14,1	14,2	13,3	10,5	9,31	13,3	55,2	23,8	55,2	9,31
1987	54,7	37,0	23,4	32,3	20,1	15,4	12,4	10,1	11,0	12,5	13,7	25,7	22,4	54,7	10,1
1988	27,9	55,1	24,5	23,4	18,6	13,3	10,1	8,33	6,61	12,4	12,3	27,9	20,0	55,1	6,61
1989	33,1	44,3	30,4	20,3	12,9	11,7	10,2	12,1	12,3	13,3	16,9	37,3	21,2	44,3	10,2
1990	30,3	18,7	28,4	24,3	21,6	14,7	12,8	12,9	12,9	15,5	17,1	17,5	18,9	30,3	12,8
1991	68,1	49,2	79,4	68,5	25,9	18,1	15,5	13,4	12,0	23,8	17,8	29,1	35,0	79,4	12,0
1992	102,6	102,45	29,0	25,9	28,2	19,4	16,8	14,2	19,8	25,2	33,5	32,3	37,4	103	14,2
1993	31,1	69,2	39,3	37,4	22,7	19,2	15,2	15,3	13,6	16,6	18,4	22,7	26,7	69,2	13,6
1994	87,7	27,9	37,9	27,0	24,7	17,9	15,5	12,3	10,1	16,7	18,2	28,2	27,0	87,7	10,1
1995	24,9	63,9	31,1	24,6	19,9	16,0	13,4	10,9	10,3	12,2	14,2	46,0	24,0	63,9	10,3
1996	43,8	39,0	42,8	25,8	17,5	13,1	11,0	9,10	15,8	15,6	27,4	52,5	26,1	52,5	9,10
1997	119,6	39,9	42,4	27,9	21,4	20,2	15,5	12,7	11,4	14,1	24,8	45,1	32,9	120	11,4
1998	36,6	62,3	38,7	25,4	22,2	17,8	13,9	13,0	10,2	17,9	24,1	30,4	26,0	62,3	10,2
1999	39,9	33,0	57,5	29,6	18,1	15,1	11,1	8,65	8,87	8,58	19,1	26,3	23,0	57,5	8,58
2000	88,4	73,8	55,1	31,5	20,7	15,8	13,2	10,8	16,3	11,0	22,2	43,0	33,5	88,4	10,8
2001	49,7	31,8	26,8	19,5	14,9	11,7	9,81	9,51	8,68	10,1	14,6	37,0	20,3	49,7	8,68
2002	31,6	56,2	31,8	19,7	15,4	11,2	9,44	7,28	7,56	5,72	14,1	34,2	20,3	56,2	5,72
2003	89,1	45,0	34,2	28,8	19,2	13,9	11,1	8,73	8,40	8,48	17,8	29,1	26,1	89,1	8,40
2004	56,4	90,8	56,8	39,5	24,5	18,8	15,7	11,5	11,4	15,7	25,0		33,3	90,8	11,4
Características do Período															
Mínima	11,3	11,2	14,6	13,5	10,9	10,2	8,14	6,25	6,32	5,72	9,76	10,8	QMLT (m^3/s)		
Máxima	120	124	96,0	68,5	38,0	31,1	22,9	19,1	26,9	37,0	60,1	80,7	**27,10**		
Média	50,6	48,7	42,1	29,9	21,5	17,1	14,3	12,1	12,2	16,1	24,2	36,7			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Ponte Santa Juliana
Rio Araguari

Área de Drenagem: 4.064 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									49,1	41,3	89,7	81,6	65,4		
1942	105	134	159	150	87,9	71,0	62,1	51,5	54,9	58,9	63,1	123	93,3	159	51,5
1943	222	167	148	112	78,6	71,3	57,7	50,2	45,2	72,3	119	110	104	222	45,2
1944	95,2	143	152	115	77,0	66,8	58,7	51,7	44,7	59,7	79,8	83,0	85,5	152	44,7
1945	71,2	154	129	115	76,9	62,6	50,7	39,7	33,3	72,1	110	136	87,5	154	33,3
1946	146	128	162	110	84,3	72,7	76,1	56,7	49,4	72,3	72,1	93,9	93,5	162	49,4
1947	139	142	203	109	91,3	76,9	69,7	61,9	74,0	78,1	67,1	153	105	203	61,9
1948	122	166	143	106	84,7	73,3	66,0	52,5	45,1	54,1	114	119	95,5	166	45,1
1949	166	189	114	89,3	75,4	61,2	49,5	41,3	35,7	55,2	63,7	98,3	86,6	189	35,7
1950	106	180	151	116	78,8	64,9	53,6	44,8	38,5	53,3	129	174	99,2	180	38,5
1951	184	193	179	162	104	82,0	67,2	57,4	48,3	50,8	61,2	59,3	104	193	48,3
1952	112	160	158	117	84,5	73,1	60,2	49,8	45,4	53,3	97,8	71,6	90,2	160	45,4
1953	57,4	65,6	122	107	65,9	53,3	45,7	40,1	45,7	47,9	49,8	93,7	66,1	122	40,1
1954	45,7	143	59,6	52,3	50,8	41,3	33,8	30,2	27,3	26,7	44,2	64,9	51,6	143	26,7
1955	90,8	69,7	64,3	84,2	47,9	39,1	33,8	30,0	26,2	27,8	59,4	143	59,7	143	26,2
1956	90,6	93,4	105	83,0	95,6	77,9	62,6	58,9	59,4	51,6	71,9	170	85,0	170	51,6
1957	169	141	172	187	133	85,6	74,8	68,0	78,4	71,0	103	157	120	187	68,0
1958	152	116	97,3	81,0	105	76,8	68,6	55,4	60,8	84,1	88,8	103	90,8	152	55,4
1959	238	156	217	124	80,2	64,5	54,1	47,5	39,1	58,9	98,1	84,7	105	238	39,1
1960	221	164	217	113	88,3	73,6	61,4	50,5	64,4	70,1	117	159	117	221	50,5
1961	304	401	260	115	110	80,9	69,3	60,1	50,4	51,2	85,3	133	143	401	50,4
1962	234	247	150	99,6	78,7	68,1	59,5	49,1	59,3	95,6	95,6	269	125	269	49,1
1963	167	154	100	70,0	59,8	48,2	43,3	39,0	31,6	49,0	79,6	41,3	73,7	167	31,6
1964	138	198	93,2	64,4	60,3	43,0	38,7	33,2	27,8	54,4	55,5	97,7	75,4	198	27,8
1965	206	254	234	101	78,3	65,6	60,5	53,6	48,5	116	129	191	128	254	48,5
1966	246	213	316	135	94,6	75,3	64,3	52,9	50,7	80,8	136	247	143	316	50,7
1967	280	269	212	116	85,5	74,0	59,3	42,7	36,3	53,5	115	174	126	280	36,3
1968	182	179	147	93,1	67,3	55,0	47,2	50,4	42,9	69,5	86,0	194	101	194	42,9
1969	140	111	92,2	82,7	54,4	44,1	37,6	30,2	25,0	90,0	142	106	79,6	142	25,0
1970	134	119	123	82,7	56,9	48,6	42,3	34,1	41,3	49,1	61,0	54,4	70,6	134	34,1
1971	42,9	42,6	54,5	50,8	41,6	43,4	31,6	24,7	39,4	51,9	66,3	178	55,6	178	24,7
1972	141	205	145	113	67,1	51,8	54,3	43,6	37,8	95,7	233	153	112	233	37,8
1973	150	145	144	169	110	78,7	61,9	52,3	46,7	54,9	90,9	117	102	169	46,7
1974	156	102	171	129	92,0	69,1	53,5	45,3	36,9	45,9	41,9	116	88,2	171	36,9
1975	145	161	94,6	76,7	58,1	47,4	47,5	37,0	33,9	44,8	104	98,8	79,1	161	33,9
1976	103	112	140	84,8	55,6	47,8	46,8	39,8	72,6	72,5	93,7	183	87,6	183	39,8
1977	261	119	100	97,5	75,2	59,3	49,0	42,0	41,9	50,2	78,3	102	89,6	261	41,9
1978	189	111	117	91,8	60,7	53,2	51,9	36,0	36,5	68,3	104	148	89,0	189	36,0
1979	161	220	143	120	91,7	69,9	63,2	52,6	56,2	51,8	80,3	102	101	220	51,8
1980	220	202	120	125	77,8	71,9	53,0	42,3	36,0	41,3	140	140	106	220	36,0
1981	189	113	89,9	79,5	59,4	59,8	42,3	30,6	39,7	94,7	97,4	188	90,3	189	30,6
1982	309	154	244	161	95,5	77,8	63,8	29,1	39,9	75,4	90,1	117	121	309	29,1
1983	347	366	242	206	129	103	79,5	46,2	82,1	104	156	218	173	366	46,2
1984	173	144	116	94,6	96,0	59,6	52,2	52,2	102	52,9	61,5	152	96,3	173	52,2
1985	264	218	204	103	76,2	63,7	55,4	46,6	45,1	48,7	56,1	95,3	106	264	45,1
1986	136	126	143	81,7	66,5	52,7	53,1	49,9	40,1	35,9	49,9	189	85,3	189	35,9
1987	187	130	84,7	114	73,4	57,2	46,9	38,7	42,0	47,2	51,3	92,5	80,4	187	38,7
1988	99,8	188	88,4	84,6	68,5	49,9	38,5	32,3	26,1	46,7	46,3	99,8	72,4	188	26,1
1989	117	154	108	74,1	48,7	44,5	38,9	45,6	46,3	49,9	62,4	131	76,7	154	38,9
1990	108	68,6	102	87,8	78,7	54,8	48,3	48,5	48,7	57,8	63,1	64,6	69,2	108	48,3
1991	229	169	265	230	93,0	66,6	57,6	50,2	45,4	85,9	65,6	104	122	265	45,4
1992	336	336	103	93,1	101	71,0	62,2	53,1	72,5	90,8	118	114	129	336	53,1
1993	110	233	137	131	82,2	70,6	56,7	56,8	51,1	61,6	67,6	82,5	95,1	233	51,1
1994	290	99,8	133	96,9	89,2	66,1	57,5	46,5	38,6	61,8	66,9	101	95,6	290	38,6
1995	89,7	216	110	88,8	72,7	59,5	50,5	41,4	39,5	46,3	53,3	159	85,6	216	39,5
1996	152	136	149	92,9	64,6	49,2	41,8	35,1	58,6	58,1	98,2	180	93,0	180	35,1
1997	388	139	148	99,9	77,7	73,7	57,5	48,0	43,3	52,6	89,5	156	114	388	43,3
1998	128	211	135	91,4	80,8	65,6	52,1	48,9	39,1	66,1	87,0	108	92,8	211	39,1
1999	139	117	196	105	66,7	56,2	42,1	33,5	34,3	33,2	70,1	94,4	82,3	196	33,2
2000	292	247	188	112	75,6	58,7	49,7	41,2	60,4	41,7	80,5	149	116	292	41,2
2001	171	113	96,2	71,3	55,7	44,2	37,6	36,6	33,6	38,5	54,7	130	73,5	171	33,6
2002	112	192	113	72,0	57,2	42,6	36,3	28,5	29,5	22,8	52,6	121	73,2	192	22,8
2003	295	156	121	103	70,4	52,1	42,1	33,8	32,6	32,9	65,5	104	92,2	295	32,6
2004	192	300	194	138	88,3	69,1	58,3	43,6	43,4	58,3	90,1		116	300	43,4
Características do Período															
Mínima	42,9	42,6	54,5	50,8	41,6	39,1	31,6	24,7	25,0	22,8	41,9	41,3	QMLT (m^3/s)		
Máxima	388	401	316	230	133	103	79,5	68,0	102	116	233	269	**96,13**		
Média	174	168	146	107	78,3	62,7	53,4	44,7	46,1	59,5	86,1	128			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Fazenda São Mateus
Rio São Domingos

Área de Drenagem: 1.231 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									16,7	14,4	28,3	26,0	21,3		
1942	32,4	40,2	46,5	44,1	27,8	23,1	20,5	17,4	18,4	19,6	20,8	37,2	29,0	46,5	17,4
1943	62,3	48,5	43,8	34,4	25,2	23,1	19,2	17,0	15,5	23,4	36,1	33,8	31,9	62,3	15,5
1944	29,8	42,5	44,6	35,1	24,7	21,9	19,5	17,5	15,4	19,8	25,5	26,4	26,9	44,6	15,4
1945	23,1	45,2	38,8	35,1	24,7	20,6	17,2	13,9	11,9	23,4	33,7	40,6	27,3	45,2	11,9
1946	43,2	38,4	47,3	33,7	26,8	23,5	24,5	18,9	16,8	23,4	23,4	29,4	29,1	47,3	16,8
1947	41,4	42,2	57,6	33,5	28,7	24,7	22,7	20,4	23,9	25,1	21,9	45,1	32,3	57,6	20,4
1948	36,9	48,4	42,5	32,6	26,9	23,7	21,6	17,7	15,5	18,2	34,7	36,2	29,6	48,4	15,5
1949	48,2	54,2	36,4	28,5	24,1	19,6	15,9	13,3	11,5	17,7	20,4	30,6	26,7	54,2	11,5
1950	32,7	57,2	48,0	37,0	25,2	20,8	17,2	14,4	12,4	17,1	38,7	55,3	31,3	57,2	12,4
1951	52,8	55,1	51,5	51,4	33,1	26,2	21,5	18,4	15,5	16,3	19,6	19,0	31,7	55,1	15,5
1952	35,8	50,8	46,3	37,2	27,0	23,4	19,3	16,0	14,6	17,1	31,2	22,9	28,5	50,8	14,6
1953	18,4	21,0	38,8	34,0	21,1	17,1	14,7	12,9	14,7	15,4	16,0	29,9	21,2	38,8	12,9
1954	14,7	45,3	19,1	16,8	16,3	13,3	10,9	9,75	8,82	8,62	14,2	20,8	16,5	45,3	8,62
1955	29,0	22,3	20,6	26,9	15,4	12,6	10,9	9,67	8,45	8,97	19,4	45,8	19,2	45,8	8,45
1956	28,5	30,1	36,1	24,9	26,7	23,3	20,2	19,9	16,1	17,6	23,1	41,2	25,6	41,2	16,1
1957	46,8	48,0	54,3	74,0	41,6	30,4	25,8	22,3	21,2	20,6	27,6	54,6	38,9	74,0	20,6
1958	49,0	45,0	36,4	29,0	26,3	20,8	20,8	15,9	17,8	26,0	19,5	36,9	28,6	49,0	15,9
1959	74,2	44,5	55,0	38,5	26,3	21,8	18,4	16,1	13,5	17,3	26,4	21,2	31,1	74,2	13,5
1960	49,5	43,2	53,0	34,0	25,6	22,1	18,5	15,9	15,0	17,3	24,0	41,6	30,0	53,0	15,0
1961	61,0	104	72,4	38,3	33,6	23,9	19,6	15,9	13,3	13,5	18,6	31,6	37,2	104	13,3
1962	66,4	41,4	69,1	29,2	22,6	18,2	15,8	14,4	16,1	18,8	17,7	63,9	32,8	69,1	14,4
1963	46,3	54,6	34,3	21,8	18,1	15,1	12,7	13,5	11,3	12,9	18,0	14,8	22,8	54,6	11,3
1964	31,3	48,4	29,2	21,2	20,0	14,9	13,6	11,9	10,3	20,5	27,1	57,5	25,5	57,5	10,3
1965	73,6	70,2	99,2	49,3	32,3	24,8	22,4	18,5	15,5	24,7	25,3	54,2	42,5	99,2	15,5
1966	68,1	78,1	84,8	50,3	35,0	27,1	22,9	19,4	16,5	24,5	37,4	68,5	44,4	84,8	16,5
1967	77,3	104	64,5	46,5	33,0	28,4	22,7	18,7	15,9	18,5	32,4	44,9	42,2	104	15,9
1968	45,6	51,7	43,4	33,1	25,1	21,0	18,0	15,9	14,0	23,3	27,2	35,8	29,5	51,7	14,0
1969	42,4	34,4	31,8	26,9	20,3	17,4	15,3	13,4	13,2	22,0	39,2	37,8	26,2	42,4	13,2
1970	58,1	38,4	38,4	27,6	20,7	17,3	15,3	13,6	14,5	17,2	18,8	13,4	24,4	58,1	13,4
1971	13,8	13,7	17,5	16,3	10,6	10,8	8,85	7,95	11,0	13,5	18,6	53,1	16,3	53,1	7,95
1972	27,1	43,9	37,8	34,0	22,8	18,5	17,0	15,1	14,7	25,2	45,8	33,6	28,0	45,8	14,7
1973	49,5	44,1	53,7	55,2	35,0	23,6	22,0	18,3	16,7	21,1	32,8	28,1	33,3	55,2	16,7
1974	37,9	26,7	60,4	31,2	26,2	21,3	18,1	15,1	12,3	15,6	13,2	50,6	27,4	60,4	12,3
1975	50,7	43,0	26,1	28,4	21,8	18,0	17,7	14,7	13,2	14,9	38,3	39,2	27,2	50,7	13,2
1976	30,9	31,8	30,9	24,8	19,7	16,2	15,7	13,7	17,3	16,6	38,4	61,0	26,4	61,0	13,7
1977	60,0	49,6	29,7	28,8	22,8	19,9	16,4	13,6	13,1	12,8	23,4	23,8	26,2	60,0	12,8
1978	55,7	31,8	28,0	25,8	21,3	19,5	18,4	14,5	14,2	24,6	26,9	44,5	27,1	55,7	14,2
1979	44,0	83,1	43,8	38,0	28,1	22,9	20,8	19,3	18,9	17,3	24,5	26,9	32,3	83,1	17,3
1980	103	64,6	38,8	36,8	26,8	24,7	21,5	17,9	16,5	14,5	20,0	29,1	34,5	103	14,5
1981	51,8	29,2	29,0	28,7	22,1	20,1	15,5	13,7	12,7	25,0	39,8	58,4	28,8	58,4	12,7
1982	91,8	74,1	111	61,3	38,9	30,8	24,8	20,6	18,9	26,6	27,0	36,9	46,9	111	18,9
1983	100	139	93,7	68,3	48,2	41,2	30,7	26,5	27,9	55,4	47,0	84,9	63,6	139	26,5
1984	60,1	49,2	38,9	30,5	27,8	21,1	18,8	15,9	18,7	17,6	25,3	58,7	31,9	60,1	15,9
1985	85,1	78,0	62,9	40,5	28,9	23,3	20,4	17,8	17,5	16,3	16,6	31,5	36,6	85,1	16,3
1986	58,9	40,1	46,1	29,7	23,2	19,1	17,8	16,4	14,0	13,4	15,9	59,0	29,5	59,0	13,4
1987	37,9	37,5	35,7	36,5	25,2	20,7	17,6	15,2	15,4	18,1	19,2	35,5	26,2	37,9	15,2
1988	22,9	58,5	31,8	27,5	20,4	17,7	15,0	13,3	11,8	19,6	18,2	23,0	23,3	58,5	11,8
1989	29,2	35,1	27,1	20,7	17,0	14,7	13,6	13,9	13,1	13,1	16,3	37,1	20,9	37,1	13,1
1990	34,4	24,3	26,5	23,3	21,3	17,6	16,1	14,8	14,9	19,5	18,3	22,3	21,1	34,4	14,8
1991	48,1	50,0	75,0	68,0	38,7	30,3	25,4	21,5	19,4	22,5	24,5	35,4	38,2	75,0	19,4
1992	51,7	73,6	66,9	50,9	44,2	31,5	26,7	22,8	27,0	29,0	39,2	32,8	41,4	73,6	22,8
1993	36,0	61,3	57,8	53,9	35,7	31,6	24,8	22,2	20,3	20,0	18,5	20,6	33,6	61,3	18,5
1994	74,7	39,8	39,7	31,3	30,9	23,9	21,3	18,3	17,0	21,0	23,8	25,1	30,6	74,7	17,0
1995	25,2	83,2	34,9	28,1	24,8	20,0	17,3	14,9	14,1	13,9	15,5	27,8	26,6	83,2	13,9
1996	33,4	26,6	32,3	24,6	18,8	16,0	14,0	13,6	14,2	14,1	25,6	41,1	22,9	41,1	13,6
1997	122	44,4	44,7	37,6	28,8	26,4	21,5	18,5	16,3	18,1	22,9	49,3	37,5	122	16,3
1998	41,7	46,9	39,2	30,7	26,8	22,6	18,4	17,0	13,9	15,2	21,7	22,1	26,4	46,9	13,9
1999	32,2	27,6	45,4	27,1	20,3	17,6	15,0	12,7	12,3	12,2	19,2	27,1	22,4	45,4	12,2
2000	49,0	82,9	80,8	45,5	31,5	24,7	20,6	17,5	19,6	15,3	24,1	31,5	36,9	82,9	15,3
2001	34,1	24,7	26,0	18,1	16,7	13,9	13,1	11,7	11,8	14,1	14,7	38,9	19,8	38,9	11,7
2002	39,4	56,8	38,4	27,8	21,9	17,5	15,2	12,8	12,5	11,0	13,8	28,0	24,6	56,8	11,0
2003	52,1	36,7	29,1	24,1	20,5	15,7	14,1	12,2	11,9	11,0	18,1	30,8	23,0	52,1	11,0
2004	40,5	64,4	68,2	46,4	32,8	25,7	21,6	17,1	14,0	19,4	28,4		34,4	68,2	14,0
Características do Período															
Mínima	13,8	13,7	17,5	16,3	10,6	10,8	8,85	7,95	8,45	8,62	13,2	13,4	QMLT (m^3/s)		
Máxima	122	139	111	74,0	48,2	41,2	30,7	26,5	27,9	55,4	47,0	84,9	**29,92**		
Média	48,3	50,2	46,5	35,3	26,3	21,6	18,6	16,1	15,3	18,8	25,0	37,5			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Gariroba
Rio Claro

Área de Drenagem: 1.000 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									9,72	8,45	15,9	14,7	12,2		
1942	18,0	22,0	25,2	24,0	15,6	13,1	11,8	10,1	10,6	11,3	11,9	20,5	16,2	25,2	10,1
1943	33,1	26,3	23,9	19,0	14,2	13,2	11,1	9,89	9,09	13,3	19,9	18,7	17,6	33,1	9,09
1944	16,6	23,2	24,3	19,4	14,0	12,5	11,2	10,1	9,01	11,4	14,4	14,9	15,1	24,3	9,01
1945	13,1	24,6	21,3	19,4	14,0	11,8	10,0	8,18	7,08	13,3	18,7	22,2	15,3	24,6	7,08
1946	23,5	21,1	25,6	18,7	15,1	13,4	13,9	10,9	9,76	13,3	13,3	16,5	16,3	25,6	9,76
1947	22,6	23,0	30,8	18,6	16,1	14,0	12,9	11,7	13,6	14,2	12,5	24,5	17,9	30,8	11,7
1948	20,3	26,2	23,2	18,1	15,1	13,5	12,4	10,3	9,07	10,5	19,2	20,0	16,5	26,2	9,07
1949	26,1	29,1	19,3	15,8	13,8	11,6	9,78	8,45	7,50	10,7	12,0	17,1	15,1	29,1	7,50
1950	18,2	28,0	24,2	19,6	14,3	12,2	10,4	9,02	7,98	10,4	21,2	27,2	16,9	28,0	7,98
1951	28,4	29,5	27,8	25,6	17,9	14,7	12,5	11,0	9,58	10,0	11,6	11,3	17,5	29,5	9,58
1952	19,1	25,4	25,1	19,7	15,1	13,4	11,5	9,83	9,12	10,4	17,0	13,2	15,7	25,4	9,12
1953	11,0	12,3	20,4	18,3	12,3	10,4	9,17	8,24	9,17	9,53	9,83	16,4	12,3	20,4	8,24
1954	9,17	23,1	11,4	10,2	10,0	8,45	7,18	6,55	6,03	5,92	8,92	12,2	9,93	23,1	5,92
1955	16,0	12,9	12,1	15,1	9,53	8,08	7,18	6,50	5,82	6,12	11,4	23,1	11,2	23,1	5,82
1956	16,0	16,4	18,0	14,9	16,7	14,1	11,8	11,3	11,3	10,1	13,2	26,7	15,0	26,7	10,1
1957	26,6	22,9	26,9	28,8	21,9	15,3	13,7	12,7	14,2	13,1	17,8	25,0	19,9	28,8	12,7
1958	24,4	19,6	17,0	14,6	18,0	14,0	12,8	10,7	11,6	15,1	15,7	17,8	15,9	24,4	10,7
1959	35,1	24,9	32,5	20,7	14,5	12,1	10,5	9,46	8,08	11,3	17,1	15,1	17,6	35,1	8,08
1960	33,0	25,9	32,5	19,1	15,7	13,5	11,7	9,95	12,1	13,0	19,7	25,2	19,3	33,0	9,95
1961	42,8	53,6	37,7	19,5	18,7	14,6	12,9	11,5	9,92	10,1	15,2	21,8	22,3	53,6	9,92
1962	34,5	36,1	24,1	17,3	14,3	12,7	11,4	9,72	11,3	16,7	16,7	38,7	20,3	38,7	9,72
1963	26,3	24,6	17,4	13,0	11,4	9,57	8,77	8,06	6,80	9,70	14,4	8,45	13,2	26,3	6,80
1964	22,5	30,2	16,4	12,1	11,5	8,73	8,01	7,07	6,12	10,6	10,7	17,0	13,4	30,2	6,12
1965	31,1	37,0	34,6	17,4	14,2	12,3	11,5	10,4	9,61	19,5	21,3	29,3	20,7	37,0	9,61
1966	36,0	32,0	44,1	22,2	16,6	13,8	12,1	10,3	10,0	14,6	22,2	36,2	22,5	44,1	10,0
1967	40,0	38,7	32,0	19,5	15,3	13,6	11,3	8,67	7,60	10,4	19,4	27,1	20,3	40,0	7,60
1968	28,2	27,9	23,6	16,3	12,6	10,7	9,41	9,92	8,71	12,9	15,3	29,7	17,1	29,7	8,71
1969	22,8	18,8	16,2	14,8	10,6	8,90	7,82	6,55	5,61	15,9	23,1	18,1	14,1	23,1	5,61
1970	22,0	19,9	20,5	14,8	11,0	9,63	8,60	7,23	8,45	9,71	11,6	10,6	12,8	22,0	7,23
1971	8,71	8,66	10,6	10,0	8,50	8,79	6,80	5,56	8,13	10,2	12,4	27,7	10,5	27,7	5,56
1972	22,9	31,0	23,5	19,2	12,5	10,2	10,5	8,83	8,65	14,2	30,1	20,9	17,7	31,0	8,65
1973	21,0	21,6	22,1	27,4	18,8	13,8	11,7	9,89	9,68	11,6	16,1	20,0	17,0	27,4	9,68
1974	24,4	16,5	28,2	19,1	14,1	12,0	9,95	8,78	7,75	9,12	7,80	19,2	14,7	28,2	7,75
1975	21,7	26,0	14,3	14,8	11,1	10,1	9,57	7,86	6,46	8,53	21,0	17,9	14,1	26,0	6,46
1976	16,3	18,7	20,6	15,6	12,7	10,6	9,49	8,80	13,3	13,2	23,9	31,5	16,2	31,5	8,80
1977	32,3	20,0	18,1	15,3	12,7	11,3	9,40	8,62	9,79	9,78	16,7	16,1	15,0	32,3	8,62
1978	26,8	17,2	14,7	12,6	11,7	10,4	9,43	7,89	7,53	12,4	18,3	20,0	14,1	26,8	7,53
1979	29,8	31,1	20,2	19,9	15,3	12,4	11,4	10,3	11,1	10,4	15,7	22,8	17,5	31,1	10,3
1980	35,9	30,6	18,6	20,2	14,4	13,5	11,4	9,90	8,63	8,47	12,4	18,5	16,9	35,9	8,47
1981	32,8	18,4	19,1	15,2	12,4	11,9	9,65	8,75	8,97	16,6	20,4	30,7	17,1	32,8	8,75
1982	44,6	25,6	39,5	23,1	15,9	13,9	12,0	10,9	10,0	13,2	15,3	23,0	20,6	44,6	10,0
1983	40,8	49,6	38,9	28,5	20,7	18,8	14,9	13,0	16,8	21,4	30,9	32,1	27,2	49,6	13,0
1984	23,9	19,1	16,4	16,5	16,6	12,1	10,4	9,73	10,4	10,3	10,9	24,4	15,1	24,4	9,73
1985	38,2	32,7	30,9	17,8	13,9	12,0	10,7	9,32	9,06	9,66	10,8	16,7	17,6	38,2	9,06
1986	22,2	20,9	23,1	14,7	12,4	10,3	10,4	9,84	8,25	7,53	9,85	29,0	14,9	29,0	7,53
1987	28,8	21,4	15,1	19,3	13,5	11,0	9,36	8,01	8,56	9,41	10,1	16,3	14,2	28,8	8,01
1988	17,3	29,0	15,7	15,1	12,7	9,85	7,97	6,92	5,80	9,33	9,27	17,3	13,0	29,0	5,80
1989	19,7	24,6	18,5	13,6	9,65	8,97	8,03	9,16	9,27	9,85	11,8	21,5	13,7	24,6	8,03
1990	18,4	12,7	17,5	15,6	14,3	10,6	9,59	9,61	9,65	11,1	11,9	12,1	12,8	18,4	9,59
1991	34,0	26,6	38,2	34,2	16,3	12,4	11,1	9,89	9,12	15,3	12,3	17,8	19,8	38,2	9,12
1992	46,4	46,4	17,8	16,4	17,4	13,1	11,8	10,4	13,3	16,0	19,9	19,3	20,7	46,4	10,4
1993	18,8	34,4	22,4	21,6	14,8	13,0	10,9	10,9	10,0	11,7	12,6	14,8	16,3	34,4	10,0
1994	41,2	17,3	21,8	16,9	15,8	12,4	11,0	9,30	7,99	11,7	12,5	17,4	16,3	41,2	7,99
1995	15,9	32,4	18,8	15,7	13,4	11,4	9,94	8,46	8,15	9,26	10,4	25,3	14,9	32,4	8,15
1996	24,3	22,3	23,9	16,3	12,1	9,74	8,53	7,40	11,2	11,1	17,1	27,9	16,0	27,9	7,40
1997	52,1	22,7	23,8	17,3	14,1	13,5	11,1	9,53	8,78	10,3	15,8	24,9	18,7	52,1	8,78
1998	21,2	31,8	22,2	16,1	14,6	12,3	10,2	9,69	8,07	12,4	15,5	18,5	16,0	31,8	8,07
1999	22,7	19,7	29,9	18,1	12,5	10,8	8,57	7,12	7,25	7,07	13,0	16,5	14,4	29,9	7,07
2000	41,5	36,2	29,0	19,0	13,8	11,2	9,81	8,43	11,5	8,52	14,5	24,0	18,9	41,5	8,43
2001	26,8	19,1	16,8	13,2	10,8	8,92	7,83	7,65	7,14	7,97	10,6	21,4	13,2	26,8	7,14
2002	19,0	29,4	19,1	13,3	9,16	7,75	7,24	6,17	6,72	6,25	12,2	22,3	13,2	29,4	6,17
2003	43,7	20,7	25,6	19,2	12,2	9,40	8,00	7,42	7,27	7,42	21,5	29,6	17,7	43,7	7,27
2004	41,4	32,9	26,5	21,3	13,6	12,0	10,5	8,16	6,46	9,72	10,2		17,5	41,4	6,46
Características do Período															
Mínima	8,71	8,66	10,59	9,99	8,50	7,75	6,80	5,56	5,61	5,92	7,80	8,45	QMLT (m^3/s)		
Máxima	52,1	53,6	44,1	34,2	21,9	18,8	14,9	13,0	16,8	21,4	30,9	38,7	**16,35**		
Média	26,9	25,8	23,3	18,1	14,0	11,8	10,4	9,15	9,15	11,3	15,4	21,2			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Fazenda Letreiro e Estação Sucupira — Área de Drenagem: 918 km²
Rio Uberabinha

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									6,13	5,03	12,3	11,0	8,60		
1942	14,7	19,5	23,6	22,1	12,0	9,37	8,02	6,48	6,97	7,55	8,18	17,6	13,0	23,6	6,48
1943	34,7	25,0	21,8	15,9	10,5	9,41	7,38	6,29	5,57	9,56	16,9	15,5	14,9	34,7	5,57
1944	13,1	21,0	22,4	16,3	10,3	8,73	7,53	6,50	5,51	7,67	10,7	11,2	11,7	22,4	5,51
1945	9,40	22,7	18,6	16,3	10,3	8,10	6,35	4,81	3,92	9,53	15,4	19,7	12,1	22,7	3,92
1946	21,4	18,4	24,1	15,5	11,4	9,63	10,1	7,23	6,17	9,56	9,53	12,9	13,0	24,1	6,17
1947	20,3	20,8	31,3	15,3	12,5	10,3	9,17	7,99	9,82	10,5	8,77	22,7	14,9	31,3	7,99
1948	17,4	24,9	21,0	14,8	11,5	9,72	8,61	6,62	5,56	6,85	16,1	17,0	13,3	24,9	5,56
1949	24,8	28,9	18,9	15,2	13,7	9,06	7,30	5,58	4,39	14,2	9,16	13,6	13,7	28,9	4,39
1950	33,1	44,8	30,7	15,0	7,56	6,22	5,79	4,41	3,54	6,17	33,2	23,1	17,8	44,8	3,54
1951	35,4	46,9	44,3	15,4	12,2	9,81	7,86	6,39	5,22	5,65	7,42	9,94	17,2	46,9	5,22
1952	29,0	39,3	60,2	13,2	7,65	6,35	6,32	5,50	4,59	8,69	12,9	11,6	17,1	60,2	4,59
1953	7,08	9,39	26,3	18,3	6,08	5,90	5,74	3,91	4,34	9,45	5,29	10,5	9,36	26,3	3,91
1954	8,59	17,6	6,45	5,96	6,65	4,22	3,28	2,68	2,15	2,00	4,34	5,69	5,80	17,6	2,00
1955	17,1	7,39	13,7	8,70	4,95	4,02	3,13	2,63	2,49	4,84	5,28	21,3	7,96	21,3	2,49
1956	11,0	10,9	14,9	7,29	10,3	11,4	5,99	6,08	4,31	3,81	6,12	11,6	8,64	14,9	3,81
1957	19,9	18,4	16,9	16,5	10,1	6,93	7,17	5,40	4,97	4,77	7,89	21,4	11,7	21,4	4,77
1958	31,2	18,7	16,8	12,0	10,6	7,99	7,79	5,35	8,44	8,38	7,05	7,85	11,8	31,2	5,35
1959	21,4	13,4	41,1	12,9	8,17	7,36	6,04	5,74	4,44	5,67	10,7	18,0	12,9	41,1	4,44
1960	33,1	24,2	18,2	11,3	11,0	8,01	6,61	5,29	4,15	5,22	11,7	21,5	13,4	33,1	4,15
1961	31,5	24,4	13,9	11,1	11,8	17,3	17,3	17,2	17,4	15,9	38,1	10,4	18,9	38,1	10,4
1962	39,9	29,1	26,8	19,5	10,3	10,8	9,51	6,88	5,75	9,05	8,71	51,4	19,0	51,4	5,75
1963	33,3	32,1	13,0	8,95	7,01	5,73	5,50	5,20	4,68	4,81	8,65	3,92	11,1	33,3	3,92
1964	15,4	29,8	16,5	11,3	6,47	4,83	3,96	3,24	2,81	4,11	10,6	19,1	10,7	29,8	2,81
1965	20,9	37,0	34,4	21,7	10,4	8,53	8,16	7,73	6,72	8,07	9,31	12,9	15,5	37,0	6,72
1966	17,6	12,9	18,7	12,7	14,2	8,79	7,51	6,99	6,17	11,5	16,0	17,0	12,5	18,7	6,17
1967	19,9	23,2	17,1	16,7	19,5	16,7	8,51	7,19	9,84	11,0	20,5	31,7	16,8	31,7	7,19
1968	22,8	24,5	29,4	14,9	11,6	8,31	7,55	6,41	6,26	9,84	9,25	20,1	14,2	29,4	6,26
1969	17,9	18,6	13,8	10,0	7,04	5,97	5,27	4,45	3,55	7,04	12,4	13,6	10,0	18,6	3,55
1970	13,3	21,0	13,9	11,1	10,9	8,31	6,68	5,16	5,29	7,86	7,58	6,89	9,84	21,0	5,16
1971	6,16	10,9	10,0	11,1	4,63	4,15	3,14	2,95	3,05	7,76	7,04	18,8	7,48	18,8	2,95
1972	15,8	29,1	18,0	14,1	8,61	6,52	6,88	4,93	5,78	24,4	23,1	18,5	14,6	29,1	4,93
1973	21,2	18,5	23,9	21,2	12,5	10,7	9,74	7,30	5,99	11,5	12,0	18,8	14,4	23,9	5,99
1974	21,5	15,1	23,8	16,8	13,5	10,1	8,11	8,01	5,66	7,80	8,06	19,0	13,1	23,8	5,66
1975	16,9	13,7	13,2	17,1	11,7	6,62	9,11	5,20	3,60	11,0	12,9	20,3	11,8	20,3	3,60
1976	19,0	17,9	21,8	13,0	8,36	7,20	7,64	6,64	6,77	7,93	10,8	27,9	12,9	27,9	6,64
1977	24,4	13,5	11,3	13,3	8,47	7,00	5,26	4,23	4,70	5,49	34,6	22,4	12,9	34,6	4,23
1978	9,50	16,4	14,6	10,1	9,53	10,1	8,14	4,31	5,47	6,73	15,7	19,3	10,8	19,3	4,31
1979	19,7	29,8	14,8	11,2	10,6	10,6	8,86	7,52	8,97	6,61	10,8	9,70	12,4	29,8	6,61
1980	18,1	26,4	12,5	14,4	9,62	7,13	6,53	5,47	5,69	5,69	8,50	21,7	11,8	26,4	5,47
1981	24,2	14,3	11,0	11,1	7,14	8,00	5,63	5,48	3,74	10,8	14,8	23,9	11,7	24,2	3,74
1982	45,4	22,1	35,2	18,0	15,2	13,5	10,8	9,68	7,24	9,50	11,4	26,9	18,7	45,4	7,24
1983	43,9	46,6	35,0	31,7	19,5	16,7	14,5	11,1	15,2	23,8	24,9	35,2	26,5	46,6	11,1
1984	20,7	17,5	17,6	16,6	14,4	10,4	8,58	7,75	8,99	7,92	8,17	21,4	13,3	21,4	7,75
1985	44,2	20,7	29,8	15,6	10,5	9,20	8,27	7,39	7,52	4,92	7,94	9,49	14,6	44,2	4,92
1986	13,9	16,8	21,3	11,8	11,5	7,94	7,59	9,06	7,66	7,79	5,76	21,7	11,9	21,7	5,76
1987	18,8	21,2	20,6	17,3	13,5	9,94	6,81	5,81	5,93	5,57	14,3	19,4	13,3	21,2	5,57
1988	17,8	34,2	20,4	22,6	14,1	10,8	8,11	6,62	5,37	8,11	11,4	15,7	14,6	34,2	5,37
1989	16,6	20,2	15,2	8,75	7,24	6,00	5,74	5,64	5,14	3,90	7,43	23,7	10,5	23,7	3,90
1990	12,6	8,34	11,5	9,22	7,10	5,01	6,01	4,75	5,78	5,15	4,39	7,57	7,28	12,6	4,39
1991	16,1	29,5	33,1	36,6	11,5	8,70	8,28	6,37	4,99	6,35	7,39	15,4	15,3	36,6	4,99
1992	30,2	41,5	26,5	20,1	13,7	9,90	9,36	7,53	9,49	12,4	34,1	21,5	19,7	41,5	7,53
1993	15,9	31,3	23,1	26,1	12,9	14,6	9,65	8,17	9,08	10,6	11,9	16,2	15,8	31,3	8,17
1994	34,8	15,5	26,5	16,4	12,6	9,15	7,96	7,42	6,25	6,90	9,04	18,8	14,3	34,8	6,25
1995	12,4	41,6	18,2	13,6	15,4	8,60	7,15	5,59	5,11	5,47	7,40	15,4	13,0	41,6	5,11
1996	23,9	12,8	16,0	9,87	7,65	6,47	5,85	5,40	6,68	3,68	12,2	13,2	10,3	23,9	3,68
1997	28,9	15,8	15,9	13,8	8,97	10,9	6,97	5,56	4,77	6,30	7,57	23,0	12,4	28,9	4,77
1998	23,3	19,2	15,4	11,3	9,24	8,07	5,76	5,70	4,03	6,20	9,39	14,3	11,0	23,3	4,03
1999	23,3	11,9	23,8	12,5	7,43	7,09	6,03	4,50	6,45	4,14	7,44	9,00	10,3	23,8	4,14
2000	32,2	38,2	38,6	19,5	11,1	9,56	8,80	7,21	11,2	6,03	9,52	17,8	17,5	38,6	6,03
2001	13,9	10,3	11,8	7,76	6,22	5,69	2,83	3,41	4,08	8,10	11,1	16,5	8,46	16,5	2,83
2002	42,4	35,1	21,2	10,9	8,47	6,78	6,18	5,61	5,76	4,78	11,4	25,1	15,3	42,4	4,78
2003	50,1	35,8	29,1	18,1	14,6	10,7	9,01	8,63	9,07	8,80	23,7	23,4	20,1	50,1	8,63
2004	16,4	22,6	16,0	18,5	12,2	11,6	9,33	6,99	4,65	7,37	12,7		12,6	22,6	4,65
Características do Período															
Mínima	6,16	7,39	6,45	5,96	4,63	4,02	2,83	2,63	2,15	2,00	4,34	3,92	QMLT (m^3/s)		
Máxima	50,1	46,9	60,2	36,6	19,5	17,3	17,3	17,2	17,4	24,4	38,1	51,4	**13,30**		
Média	22,7	23,2	21,7	15,0	10,6	8,78	7,44	6,24	6,11	8,03	12,3	17,8			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Fazenda Paraíso
Rio Tijuco

Área de Drenagem: 1.469 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									9,86	7,81	22,3	19,6	14,9		
1942	27,5	38,5	48,1	44,4	21,6	16,2	13,5	10,5	11,5	12,6	13,8	34,0	24,4	48,1	10,5
1943	75,8	51,5	43,9	30,1	18,6	16,3	12,3	10,2	8,82	16,6	32,5	29,4	28,8	75,8	8,82
1944	24,1	41,8	45,2	31,2	18,1	14,9	12,6	10,6	8,69	12,8	19,0	20,0	21,6	45,2	8,69
1945	16,3	46,0	36,4	31,2	18,1	13,7	10,3	7,41	5,82	16,6	29,2	39,0	22,5	46,0	5,82
1946	42,9	35,8	49,4	29,3	20,5	16,8	17,8	12,0	9,93	16,6	16,6	23,7	24,3	49,4	9,93
1947	40,2	41,4	67,1	29,0	22,8	18,1	15,8	13,5	17,2	18,5	15,0	45,9	28,7	67,1	13,5
1948	33,7	51,2	41,9	27,7	20,6	17,0	14,7	10,8	8,79	11,2	30,6	32,7	25,1	51,2	8,79
1949	51,0	61,1	37,1	28,6	25,4	15,6	12,1	8,82	6,66	26,5	15,8	25,2	26,2	61,1	6,66
1950	27,9	52,9	49,4	25,6	18,3	14,5	10,8	7,59	6,43	10,4	36,2	35,4	24,6	52,9	6,43
1951	58,6	62,6	56,5	29,1	21,8	17,7	13,4	10,3	8,07	11,2	12,7	17,1	26,6	62,6	8,07
1952	33,3	39,5	47,8	24,1	14,1	13,1	9,61	7,53	9,83	14,2	22,2	14,4	20,8	47,8	7,53
1953	15,6	21,1	33,9	22,5	10,9	8,34	7,38	5,82	6,57	16,4	15,2	20,8	15,4	33,9	5,82
1954	18,6	32,7	15,5	9,47	16,2	8,89	5,73	3,46	2,52	3,36	6,94	12,2	11,3	32,7	2,52
1955	27,4	15,9	19,3	14,9	6,83	5,52	3,53	2,47	1,61	5,34	13,7	27,1	12,0	27,4	1,61
1956	13,9	20,2	30,1	14,7	17,9	18,9	10,2	11,4	7,36	6,39	15,7	27,0	16,1	30,1	6,39
1957	32,8	40,3	33,4	38,8	21,2	14,1	14,1	9,72	10,5	8,53	15,0	27,8	22,2	40,3	8,53
1958	40,4	53,1	42,7	34,9	30,4	22,7	15,9	11,6	13,2	13,5	12,5	21,2	26,0	53,1	11,6
1959	45,5	41,8	63,2	29,9	18,6	15,9	12,2	11,6	8,48	10,4	17,5	23,3	24,9	63,2	8,48
1960	35,8	40,0	27,3	25,6	13,2	8,95	9,20	7,69	6,56	15,5	23,8	56,4	22,5	56,4	6,56
1961	28,6	43,1	25,7	19,8	21,3	8,33	13,7	10,8	8,10	9,66	13,8	18,4	18,4	43,1	8,10
1962	40,8	45,5	41,4	24,3	18,7	16,1	9,18	9,14	10,6	22,5	16,9	64,6	26,6	64,6	9,14
1963	46,0	46,7	18,2	6,94	14,4	12,6	11,8	10,3	7,96	12,6	10,5	6,49	17,0	46,7	6,49
1964	17,6	59,5	28,5	17,5	11,2	6,68	6,52	4,53	3,27	9,52	16,8	31,1	17,7	59,5	3,27
1965	47,1	54,5	57,2	37,1	18,6	15,4	14,8	14,0	11,0	14,6	16,7	23,6	27,0	57,2	11,0
1966	34,0	23,6	36,6	23,2	26,4	15,1	12,5	11,5	9,94	20,6	30,5	32,8	23,1	36,6	9,94
1967	39,3	47,1	32,9	32,1	38,4	32,1	14,5	11,9	17,2	19,7	40,8	68,1	32,8	68,1	11,9
1968	46,1	50,3	62,3	28,0	20,8	14,1	12,6	10,4	10,1	17,2	16,0	39,8	27,3	62,3	10,1
1969	34,8	36,4	25,7	17,6	11,6	9,56	8,25	6,76	5,19	11,6	22,5	25,2	17,9	36,4	5,19
1970	24,5	42,0	25,8	19,9	19,4	14,1	10,9	8,05	8,30	13,2	12,7	11,3	17,5	42,0	8,05
1971	9,92	19,5	17,6	19,8	7,08	6,24	4,49	4,17	4,34	13,0	11,6	36,8	12,9	36,8	4,17
1972	29,9	61,5	34,9	26,3	14,7	10,6	11,3	7,63	9,20	50,1	46,9	36,2	28,3	61,5	7,63
1973	42,5	36,1	48,7	42,5	22,7	18,9	17,0	12,1	9,59	20,7	21,7	36,9	27,4	48,7	9,59
1974	43,0	28,4	48,5	32,3	25,0	17,7	13,7	13,5	8,98	13,1	13,6	37,3	24,6	48,5	8,98
1975	32,5	25,4	24,2	33,0	21,1	10,8	15,7	8,13	5,27	19,6	23,7	40,3	21,6	40,3	5,27
1976	41,9	45,2	38,8	23,3	13,4	12,1	10,7	10,4	15,2	15,1	23,8	53,0	25,2	53,0	10,4
1977	44,8	26,9	20,5	25,5	14,2	13,1	8,82	6,32	7,37	8,96	22,3	42,3	20,1	44,8	6,32
1978	64,4	39,4	29,0	21,8	16,2	17,5	11,3	7,87	8,96	11,0	29,8	37,9	24,6	64,4	7,87
1979	47,5	54,6	33,8	21,8	16,7	15,7	12,2	9,45	12,9	14,1	21,9	34,8	24,6	54,6	9,45
1980	64,8	81,0	32,2	25,8	16,5	13,6	11,1	8,92	9,08	10,0	19,7	39,4	27,7	81,0	8,92
1981	59,7	33,8	23,4	17,9	15,0	13,4	9,34	8,36	6,30	19,0	27,9	50,0	23,7	59,7	6,30
1982	74,2	63,3	69,6	42,7	28,5	23,7	19,8	18,2	13,9	24,1	26,4	55,0	38,3	74,2	13,9
1983	82,7	75,1	70,7	65,2	40,3	34,1	27,0	19,1	26,7	40,8	34,6	63,8	48,3	82,7	19,1
1984	45,6	35,6	33,3	34,5	29,0	16,8	13,0	12,7	17,6	14,7	13,1	42,2	25,7	45,6	12,7
1985	78,7	69,5	72,0	41,2	25,4	19,8	16,6	13,1	10,8	9,21	14,6	19,4	32,5	78,7	9,21
1986	40,8	39,8	40,2	24,5	24,0	13,9	14,3	14,6	9,24	11,1	10,7	38,5	23,5	40,8	9,24
1987	46,6	57,0	53,4	30,5	25,0	17,4	13,0	10,2	9,48	8,81	26,6	38,2	28,0	57,0	8,81
1988	34,6	74,3	40,6	45,6	26,2	19,1	13,7	10,8	8,44	17,3	23,3	32,6	28,9	74,3	8,44
1989	38,1	63,4	45,0	23,4	17,6	14,5	12,0	14,0	12,6	8,47	14,2	30,2	24,5	63,4	8,47
1990	34,1	18,2	21,3	24,7	16,8	10,5	9,35	8,64	11,8	13,9	16,8	18,1	17,0	34,1	8,64
1991	41,6	65,1	64,5	66,6	27,5	20,6	16,5	12,0	12,7	15,2	15,3	20,6	31,5	66,6	12,0
1992	29,1	35,8	31,1	31,3	23,9	18,1	15,0	12,0	14,1	31,9	44,2	32,5	26,6	44,2	12,0
1993	24,1	52,8	37,4	33,5	21,7	21,7	16,4	15,6	17,4	19,4	18,8	33,0	26,0	52,8	15,6
1994	72,6	33,8	36,9	28,9	22,1	18,3	18,3	15,1	12,1	13,0	19,2	35,8	27,2	72,6	12,1
1995	26,6	56,1	47,5	29,1	12,9	17,4	21,8	12,8	10,1	15,7	14,6	22,6	23,9	56,1	10,1
1996	32,9	30,0	40,9	26,3	18,4	17,2	14,0	12,1	15,7	10,6	23,9	22,5	22,0	40,9	10,6
1997	89,4	33,6	50,9	27,2	18,9	24,9	15,0	11,4	10,1	13,6	18,8	44,9	29,9	89,4	10,1
1998	37,6	49,6	33,3	21,7	24,3	14,5	10,1	11,6	6,58	13,4	20,1	30,7	22,8	49,6	6,58
1999	70,9	34,3	44,3	22,1	14,0	12,4	9,81	7,46	10,2	6,48	8,0	16,2	21,3	70,9	6,48
2000	59,4	82,9	72,8	32,9	19,5	15,2	13,3	10,8	17,5	8,63	21,9	26,4	31,8	82,9	8,63
2001	16,4	14,4	21,1	14,2	9,77	7,59	5,80	5,29	5,21	9,50	10,3	16,9	11,4	21,1	5,21
2002	51,0	68,0	41,3	17,4	14,5	10,4	8,71	6,55	6,69	4,64	15,3	23,8	22,4	68,0	4,64
2003	61,3	63,6	61,5	43,5	24,9	18,4	14,2	12,0	9,79	13,4	15,9	17,0	29,6	63,6	9,79
2004	38,6	60,4	39,8	32,9	21,0	17,3	14,5	10,8	8,41	12,2	22,4		25,3	60,4	8,41
Características do Período															
Mínima	9,92	14,4	15,5	6,94	6,83	5,52	3,53	2,47	1,61	3,36	6,94	6,49	QMLT (m^3/s)		
Máxima	89,4	82,9	72,8	66,6	40,3	34,1	27,0	19,1	26,7	50,1	46,9	68,1	**24,21**		
Média	41,7	45,5	40,7	28,5	19,8	15,5	12,6	10,2	9,91	14,6	20,2	31,7			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Ponte da BR-153
Rio Tijuco

Área de Drenagem: 3.780 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MíNIMA
1941									27,9	23,0	54,7	49,2	38,7		
1942	65,2	85,9	103	96,8	53,4	42,1	36,2	29,4	31,6	34,2	36,9	77,6	57,7	103	29,4
1943	150	109	95,8	70,2	47,2	42,3	33,4	28,6	25,5	43,0	74,7	68,7	65,7	150	25,5
1944	58,4	92,1	98,2	72,2	46,1	39,4	34,1	29,6	25,1	34,7	48,0	50,1	52,3	98,2	25,1
1945	42,3	99,6	82,1	72,2	46,0	36,6	28,9	22,0	18,1	42,8	68,5	86,9	53,8	99,6	18,1
1946	94,1	81,0	106	68,6	51,0	43,3	45,5	32,7	28,1	43,0	42,8	57,5	57,8	106	28,1
1947	89,0	91,3	136	68,0	55,7	46,0	41,3	36,1	44,1	46,9	39,5	99,4	66,1	136	36,1
1948	77,0	109	92,2	65,6	51,3	43,7	38,8	30,1	25,4	31,1	71,2	75,2	59,2	109	25,4
1949	108	126	83,5	67,2	61,0	40,8	33,1	25,5	20,2	63,1	41,2	60,6	60,9	126	20,2
1950	65,9	112	106	61,4	46,5	38,4	30,1	22,5	19,6	29,2	81,7	80,2	57,7	112	19,6
1951	122	128	118	68,2	53,7	45,2	36,0	28,9	23,7	31,0	34,4	44,0	61,1	128	23,7
1952	76,2	87,8	103	58,4	37,5	35,3	27,3	22,3	27,8	37,7	54,6	38,2	50,5	103	22,3
1953	40,8	52,3	77,4	55,2	30,3	24,3	22,0	18,1	20,0	42,5	39,9	51,7	39,5	77,4	18,1
1954	47,1	75,1	40,5	27,0	42,1	25,6	17,8	11,8	9,05	11,5	20,9	33,3	30,1	75,1	9,05
1955	64,9	41,4	48,6	39,2	20,6	17,3	12,0	8,90	6,25	16,8	36,6	64,3	31,4	64,9	6,25
1956	37,1	50,5	70,1	38,8	45,7	47,8	28,7	31,5	21,9	19,5	41,0	64,1	41,4	70,1	19,5
1957	75,3	89,3	76,4	86,5	52,5	37,5	37,5	27,6	29,4	24,8	39,5	65,7	53,5	89,3	24,8
1958	89,5	112	93,6	79,3	70,7	55,5	41,5	32,0	35,6	36,2	33,9	52,5	61,0	112	32,0
1959	98,6	92,1	129	69,7	47,1	41,5	33,4	31,9	24,7	29,2	44,9	56,8	58,3	129	24,7
1960	81,0	88,7	64,7	61,3	35,4	25,8	26,4	22,7	19,9	40,6	57,8	118	53,5	118	19,9
1961	67,2	94,4	61,6	49,7	52,8	24,3	36,7	30,1	23,7	27,4	36,7	46,6	45,9	94,4	23,7
1962	90,1	98,7	91,2	58,8	47,5	41,9	26,3	26,2	29,6	55,2	43,6	132	61,7	132	26,2
1963	99,6	101	46,4	20,9	38,1	34,1	32,3	28,9	23,4	34,1	29,4	19,8	42,3	101	19,8
1964	45,1	123	67,0	44,8	31,0	20,2	19,8	14,7	11,2	27,1	43,3	72,1	43,3	123	11,2
1965	101	114	119	83,3	47,1	40,4	39,0	37,4	30,5	38,7	43,2	57,3	62,7	119	30,5
1966	77,6	57,3	82,5	56,5	63,0	39,6	34,0	31,7	28,1	51,3	70,9	75,3	55,7	82,5	28,1
1967	87,4	102	75,5	74,0	85,8	74,0	38,4	32,6	44,2	49,4	90,2	138	74,2	138	32,6
1968	99,7	107	128	66,1	51,7	37,5	34,2	29,2	28,5	44,2	41,6	88,3	63,0	128	28,5
1969	79,1	82,0	61,5	45,0	31,9	27,2	24,1	20,4	16,4	31,9	55,2	60,6	44,6	82,0	16,4
1970	59,2	92,4	61,8	49,8	48,8	37,5	30,3	23,6	24,2	35,5	34,3	31,3	44,1	92,4	23,6
1971	28,1	49,0	45,0	49,6	21,2	19,1	14,6	13,7	14,2	35,1	31,9	82,8	33,7	82,8	13,7
1972	69,8	127	79,3	62,7	38,8	29,6	31,2	22,6	26,4	107	101	81,7	64,7	127	22,6
1973	93,3	81,5	104	93,3	55,6	47,8	43,8	33,1	27,3	51,5	53,5	83,0	64,0	104	27,3
1974	94,2	66,9	104	74,4	60,2	45,2	36,6	36,2	25,8	35,3	36,4	83,7	58,2	104	25,8
1975	74,7	61,0	58,6	75,7	52,3	30,1	41,0	23,8	16,6	49,2	57,6	89,2	52,5	89,2	16,6
1976	92,2	98,1	86,5	56,8	36,0	33,1	29,9	29,2	39,9	39,7	57,8	112	59,2	112	29,2
1977	97,4	63,9	51,1	61,2	37,7	35,3	25,5	19,3	21,9	25,8	54,8	92,9	48,9	97,4	19,3
1978	131	87,6	68,0	53,7	42,1	44,8	31,2	23,2	25,8	30,5	69,6	84,8	57,7	131	23,2
1979	102	115	77,2	53,7	43,1	41,0	33,3	26,9	34,8	37,5	53,9	79,1	58,1	115	26,9
1980	132	159	74,2	61,8	42,7	36,4	30,8	25,7	26,1	28,2	49,4	87,6	62,8	159	25,7
1981	123	77,2	57,0	45,7	39,5	36,0	26,7	24,4	19,3	48,0	65,9	107	55,8	123	19,3
1982	148	130	140	93,6	67,0	57,6	49,6	46,3	37,1	58,4	62,9	115	83,8	148	37,1
1983	162	149	142	133	89,3	77,8	64,1	48,2	63,5	90,2	78,7	130	102	162	48,2
1984	98,8	80,6	76,2	78,5	68,0	43,3	35,1	34,4	45,0	38,8	35,3	92,7	60,6	98,8	34,4
1985	155	140	144	90,9	61,0	49,6	42,9	35,3	30,1	26,4	38,6	48,8	71,9	155	26,4
1986	90,2	88,3	89,1	59,2	58,2	37,1	37,9	38,6	26,5	30,8	29,9	86,0	56,0	90,2	26,5
1987	101	119	113	70,9	60,2	44,6	35,1	28,7	27,0	25,4	63,3	85,4	64,4	119	25,4
1988	78,7	148	89,8	98,8	62,5	48,2	36,6	30,1	24,5	44,4	56,8	74,9	66,1	148	24,5
1989	85,2	130	97,8	57,0	45,0	38,4	32,8	37,3	34,2	24,6	37,7	70,3	57,5	130	24,6
1990	77,8	46,3	52,7	59,6	43,3	29,4	26,7	25,0	32,3	37,2	43,2	46,0	43,3	77,8	25,0
1991	91,6	133	132	135	65,2	51,3	42,7	32,8	34,3	40,0	40,1	51,3	70,7	135	32,8
1992	68,2	80,9	72,0	72,5	58,0	46,0	39,5	32,9	37,6	73,7	96,3	74,7	62,7	96,3	32,9
1993	58,5	112	83,9	76,6	53,5	53,5	42,6	40,8	44,6	48,9	47,6	75,7	61,5	112	40,8
1994	145	77,2	83,0	67,9	54,4	46,5	46,5	39,7	33,0	35,0	48,4	81,0	63,2	145	33,0
1995	63,3	117	102	68,2	34,8	44,6	53,7	34,6	29,4	40,2	45,8	59,2	57,8	117	29,4
1996	88,4	80,7	102	61,4	47,5	45,5	34,5	30,4	36,4	27,9	54,6	63,6	56,1	102	27,9
1997	146	77,0	98,8	62,1	47,3	61,2	37,8	30,2	25,6	36,6	50,5	99,0	64,3	146	25,6
1998	79,7	103	83,5	56,6	53,3	43,3	30,2	30,8	19,7	31,2	43,7	61,3	53,0	103	19,7
1999	109	80,2	106	68,2	37,7	34,5	29,0	22,5	26,7	18,4	21,1	38,7	49,4	109	18,4
2000	117	158	153	75,5	47,5	38,2	34,3	29,0	45,6	22,9	50,7	74,0	70,5	158	22,9
2001	51,0	43,1	53,3	45,3	31,2	25,0	19,9	17,4	18,2	31,0	35,2	50,1	35,0	53,3	17,4
2002	104	135	96,6	43,5	36,9	28,0	24,2	18,7	19,3	13,8	33,2	54,6	50,6	135	13,8
2003	133	136	128	97,6	56,0	42,0	34,6	29,4	24,8	27,9	41,1	58,3	67,4	136	24,8
2004	79,1	138	93,2	77,7	51,6	43,3	38,4	30,0	24,5	33,4	55,0		60,4	138	24,5
Características do Período															
Mínima	28,1	41,4	40,5	20,9	20,6	17,3	12,0	8,90	6,25	11,5	20,9	19,8	QMLT (m^3/s)		
Máxima	162	159	153	135	89,3	77,8	64,1	48,2	63,5	107	101	138	**56,93**		
Média	89,8	98,1	89,8	66,9	49,0	40,2	33,8	28,4	27,5	37,8	49,9	72,8			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Ituiutaba
Rio Tijuco

Área de Drenagem: 6.154 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									40,6	32,8	85,9	76,3	58,9		
1942	107	149	186	172	84,3	63,4	52,9	41,2	44,9	49,3	54,1	132	94,7	186	41,2
1943	292	199	170	117	72,6	63,7	48,0	39,8	34,6	65,7	126	114	112	292	34,6
1944	93,8	162	175	121	70,6	58,4	49,1	41,4	34,1	50,2	74,1	78,1	84,0	175	34,1
1945	64,5	167	135	117	70,9	54,9	42,3	31,3	25,1	65,4	110	144	85,7	167	25,1
1946	157	133	179	110	79,6	66,2	70,0	48,5	40,9	65,7	65,4	90,9	92,2	179	40,9
1947	148	152	237	109	87,7	70,9	62,8	54,1	67,6	72,3	59,9	167	107	237	54,1
1948	126	185	153	105	80,0	66,9	58,6	42,3	34,5	44,0	119	127	95,1	185	34,5
1949	197	236	144	111	89,9	53,6	43,0	34,0	27,3	88,7	51,7	86,2	96,9	236	27,3
1950	114	174	153	88,1	52,9	42,5	34,3	26,7	21,0	37,6	133	120	83,1	174	21,0
1951	200	225	206	114	84,0	64,9	51,4	42,0	33,1	41,7	49,8	61,4	97,8	225	33,1
1952	125	157	182	100	59,7	53,6	40,6	31,6	29,9	49,0	75,1	54,9	79,9	182	29,9
1953	52,8	79,2	124	89,6	45,0	34,5	30,6	24,4	26,0	50,9	53,2	83,2	57,8	124	24,4
1954	59,3	127	54,6	39,6	53,3	31,2	21,3	13,7	10,0	12,6	28,6	47,8	41,6	127	10,0
1955	115	63,2	75,7	60,0	28,5	23,0	14,4	9,76	6,77	18,9	28,6	115	46,6	115	6,77
1956	53,0	67,9	104	58,0	69,4	72,3	41,9	39,3	30,5	25,4	48,2	96,0	58,8	104	25,4
1957	133	151	128	159	83,7	57,2	57,7	40,4	38,6	32,6	54,5	113	87,4	159	32,6
1958	149	191	156	130	114	87,3	62,2	45,5	51,8	52,9	48,8	82,5	97,6	191	45,5
1959	176	162	244	116	72,4	62,2	47,9	45,3	33,3	40,8	68,4	90,7	96,6	244	33,3
1960	139	155	106	99,4	51,5	35,1	36,1	30,2	25,8	60,6	92,7	218	87,5	218	25,8
1961	111	167	100	77,3	83,1	32,7	55,1	44,2	34,0	39,9	55,2	72,0	72,6	167	32,7
1962	150	166	152	93,0	73,4	62,9	36,0	30,4	36,8	85,9	50,7	243	98,3	243	30,4
1963	103	146	71,1	27,3	57,4	50,9	47,8	42,3	33,4	50,9	43,1	27,7	58,4	146	27,3
1964	69,3	212	108	68,9	45,7	28,4	27,8	19,9	14,8	39,4	66,3	117	68,1	212	14,8
1965	171	195	204	137	72,7	61,3	59,0	56,3	44,9	58,4	66,1	91,7	101	204	44,9
1966	132	91,7	142	90,2	101	60,0	50,6	43,5	39,6	71,5	126	136	90,3	142	39,6
1967	164	199	123	120	142	120	57,1	49,5	63,0	76,8	167	243	127	243	49,5
1968	168	182	221	106	80,7	56,5	50,9	42,7	39,4	59,4	61,4	154	102	221	39,4
1969	135	141	100	68,6	45,4	37,5	32,4	26,6	21,0	43,7	76,3	63,4	65,9	141	21,0
1970	101	174	98,6	77,5	40,5	33,6	32,9	29,0	27,8	48,6	49,5	44,3	63,1	174	27,8
1971	38,9	71,5	67,6	48,3	24,1	22,8	15,7	13,1	12,4	34,2	41,1	120	42,5	120	12,4
1972	102	254	130	111	57,3	35,1	34,4	32,1	38,1	181	170	134	107	254	32,1
1973	153	151	181	135	71,2	57,0	48,4	37,5	34,8	64,5	85,6	153	97,7	181	34,8
1974	163	111	168	126	89,1	65,9	50,0	43,8	31,8	51,2	44,2	136	90,0	168	31,8
1975	133	106	79,5	128	107	91,5	93,3	34,1	22,9	76,3	134	156	96,8	156	22,9
1976	153	189	154	107	69,3	55,1	48,3	41,4	55,4	67,2	85,8	160	98,8	189	41,4
1977	172	114	102	133	95,5	87,3	63,5	48,4	62,3	74,2	132	159	104	172	48,4
1978	235	86,2	108	83,5	67,0	64,2	47,3	35,9	40,5	48,5	97,4	134	87,3	235	35,9
1979	146	199	124	80,8	75,7	60,3	54,1	40,4	57,2	42,0	79,3	125	90,3	199	40,4
1980	203	227	103	98,3	83,5	87,2	88,0	77,4	37,7	73,7	107	167	113	227	37,7
1981	169	119	114	72,0	60,2	58,4	40,6	40,6	26,2	83,5	95,1	159	86,5	169	26,2
1982	302	213	294	173	130	92,1	75,8	72,2	58,4	83,7	116	180	149	302	58,4
1983	348	312	255	222	150	126	82,7	65,8	97,3	191	165	221	186	348	65,8
1984	201	157	106	147	99,7	69,8	62,4	62,6	70,5	67,5	85,0	153	107	201	62,4
1985	231	175	218	133	79,5	73,6	63,6	60,6	55,0	53,8	72,5	93,5	109	231	53,8
1986	151	140	145	87,3	84,2	56,1	53,4	57,5	44,0	46,3	47,7	132	87,0	151	44,0
1987	153	202	217	132	101	78,4	57,2	50,9	48,3	52,9	109	200	117	217	48,3
1988	173	210	171	150	93,9	73,3	59,9	54,8	43,6	73,3	97,3	145	112	210	43,6
1989	159	214	147	112	71,3	61,9	60,2	57,1	62,7	48,4	56,8	114	97,0	214	48,4
1990	136	71,4	82,5	94,5	66,3	43,1	38,7	36,0	46,0	54,5	65,4	70,5	67,1	136	36,0
1991	161	251	249	257	107	78,3	65,6	57,1	49,5	59,5	59,8	80,2	123	257	49,5
1992	110	133	117	117	91,8	70,9	59,9	48,8	55,2	124	171	126	102	171	48,8
1993	93,9	204	145	130	84,4	84,4	64,2	61,0	67,8	75,8	73,4	128	101	204	61,0
1994	280	126	137	109	85,5	71,6	71,4	59,0	47,3	50,8	74,8	139	104	280	47,3
1995	160	311	180	126	122	82,5	68,0	51,7	43,0	61,0	62,3	78,7	112	311	43,0
1996	154	136	160	87,5	67,1	54,7	49,0	42,3	50,3	38,9	86,5	94,8	85,1	160	38,9
1997	224	129	148	96,3	68,6	89,4	55,8	45,5	37,4	55,0	77,8	149	98,1	224	37,4
1998	131	170	154	105	86,0	64,0	50,0	50,3	32,9	54,2	71,3	99,4	89,0	170	32,9
1999	155	128	174	92,5	63,3	55,3	46,3	36,3	41,2	31,4	36,0	54,4	76,1	174	31,4
2000	143	205	194	106	68,0	54,9	48,5	41,0	59,8	31,9	65,2	112	94,1	205	31,9
2001	91,1	73,2	94,3	82,6	53,9	42,2	33,2	27,0	27,1	42,5	52,7	78,7	58,2	94,3	27,0
2002	135	179	124	65,3	55,4	42,0	36,4	26,8	28,7	20,1	46,8	93,2	71,0	179	20,1
2003	416	210	191	129	73,7	60,7	49,7	42,6	36,5	40,5	58,6	104	118	416	36,5
2004	117	225	142	134	75,0	64,7	56,8	42,2	35,1	49,6	86,4		93,4	225	35,1
Características do Período															
Mínima	38,9	63,2	54,6	27,3	24,1	22,8	14,4	9,76	6,77	12,6	28,6	27,7	QMLT (m^3/s)		
Máxima	416	312	294	257	150	126	93,3	77,4	97,3	191	171	243	**92,18**		
Média	154	165	149	109	77,3	61,6	50,9	42,2	40,1	58,3	79,7	120			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Ponte da BR-153
Rio Prata

Área de Drenagem: 853 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									4,28	3,27	11,1	9,51	7,03		
1942	8,92	12,8	19,3	12,8	8,08	5,29	3,74	2,67	2,92	2,59	4,35	11,6	7,92	19,3	2,59
1943	25,6	19,9	17,7	11,9	7,46	6,05	4,17	3,10	2,50	7,86	11,8	10,1	10,7	25,6	2,50
1944	9,11	13,5	17,5	11,5	5,72	4,17	3,06	2,27	1,84	4,35	8,19	8,16	7,44	17,5	1,84
1945	7,68	25,7	19,6	16,4	8,67	6,26	4,50	3,07	2,32	7,83	15,2	21,2	11,5	25,7	2,32
1946	23,7	19,2	27,9	15,2	10,0	7,94	8,52	5,36	4,32	7,86	7,83	11,9	12,5	27,9	4,32
1947	22,0	22,8	39,9	15,0	11,4	8,67	7,43	6,16	8,16	8,89	6,99	25,7	15,3	39,9	6,16
1948	17,9	29,2	23,1	14,3	10,1	8,05	6,81	5,58	4,53	5,32	15,3	11,7	12,6	29,2	4,53
1949	17,0	29,2	18,7	10,3	10,5	5,87	4,57	3,19	2,15	3,46	4,93	12,3	10,2	29,2	2,15
1950	16,8	26,0	19,9	12,1	7,45	5,68	4,36	3,13	2,14	6,49	16,4	16,3	11,4	26,0	2,14
1951	29,7	30,4	26,5	14,6	11,4	8,88	7,04	5,55	4,12	4,71	6,90	8,28	13,2	30,4	4,12
1952	13,2	23,6	30,0	14,0	9,13	8,07	5,96	4,22	3,76	7,68	10,2	7,15	11,4	30,0	3,76
1953	6,39	8,82	14,0	11,6	5,74	4,10	3,57	2,60	2,52	5,43	7,62	9,85	6,85	14,0	2,52
1954	7,76	15,9	6,71	4,36	7,94	4,36	2,81	1,70	1,23	1,65	3,40	5,98	5,31	15,9	1,23
1955	12,5	7,10	10,2	8,27	3,99	3,53	1,73	1,21	0,91	3,64	9,62	15,2	6,49	15,2	0,91
1956	7,14	10,1	12,2	7,90	11,1	9,47	5,68	6,30	4,89	4,07	7,76	13,9	8,38	13,9	4,07
1957	23,3	28,2	21,3	21,4	12,7	8,41	7,21	5,32	5,94	3,71	6,52	16,8	13,4	28,2	3,71
1958	22,1	30,4	23,6	18,7	15,9	11,3	10,4	6,55	7,17	7,57	7,10	15,2	14,7	30,4	6,55
1959	26,5	19,5	28,2	16,7	10,1	8,32	6,35	5,94	3,89	6,34	11,9	12,1	13,0	28,2	3,89
1960	16,7	20,3	15,4	9,80	6,81	6,52	4,42	3,04	2,26	6,37	9,67	18,2	10,0	20,3	2,26
1961	26,2	19,9	25,4	15,7	11,3	8,13	6,25	4,75	3,41	4,18	6,27	8,75	11,7	26,2	3,41
1962	21,9	24,9	22,3	12,1	8,96	8,77	6,37	5,47	5,22	8,34	7,06	31,7	13,6	31,7	5,22
1963	21,6	34,5	16,9	9,62	6,63	5,68	5,25	4,50	3,34	5,68	4,60	2,63	10,1	34,5	2,63
1964	8,41	34,7	17,3	30,9	11,3	5,40	4,71	3,85	3,24	5,97	9,80	19,8	12,9	34,7	3,24
1965	26,4	31,3	28,0	18,2	9,10	7,55	7,24	6,88	5,38	7,17	8,20	11,5	13,9	31,3	5,38
1966	25,6	20,8	25,4	14,9	13,3	6,96	5,65	6,08	5,43	10,8	23,4	25,9	15,3	25,9	5,43
1967	31,5	26,7	33,0	17,1	13,7	12,4	9,00	6,70	8,12	7,83	13,5	22,6	16,8	33,0	6,70
1968	19,5	22,1	20,6	9,80	8,45	6,66	5,40	5,54	4,28	6,92	9,07	16,8	11,3	22,1	4,28
1969	10,0	11,5	9,94	7,10	4,10	3,32	2,79	2,26	1,92	4,86	10,9	10,9	6,64	11,5	1,92
1970	16,5	23,2	18,7	10,3	5,83	4,39	3,99	2,89	2,59	6,99	5,72	5,22	8,86	23,2	2,59
1971	8,01	6,63	9,80	6,08	3,38	2,89	2,34	1,97	1,61	3,64	3,33	14,5	5,34	14,5	1,61
1972	12,2	24,3	18,3	12,8	6,74	4,75	4,93	3,32	3,23	17,2	21,9	18,5	12,3	24,3	3,23
1973	30,6	28,8	25,1	30,8	15,2	12,3	9,22	6,45	5,43	9,03	17,1	29,5	18,3	30,8	5,43
1974	21,1	17,5	24,3	19,8	11,6	8,96	6,81	5,65	3,99	6,99	6,30	16,6	12,5	24,3	3,99
1975	16,4	16,7	11,3	17,1	7,57	5,36	5,32	3,71	3,04	4,24	11,2	14,2	9,68	17,1	3,04
1976	12,3	21,6	20,8	15,1	9,66	7,24	5,90	4,96	8,38	10,5	12,4	19,8	12,4	21,6	4,96
1977	21,3	14,2	14,3	16,5	8,52	8,41	5,32	4,10	5,40	5,11	9,14	19,4	11,0	21,3	4,10
1978	21,0	16,4	12,7	10,5	8,81	8,92	6,37	4,71	5,04	6,81	11,8	14,2	10,6	21,0	4,71
1979	15,4	18,5	10,1	6,88	5,43	4,57	4,14	3,20	5,58	5,40	7,83	24,4	9,29	24,4	3,20
1980	22,5	30,9	15,7	18,2	10,1	8,28	6,72	5,23	4,03	4,68	12,3	17,7	13,0	30,9	4,03
1981	21,1	21,8	14,9	9,40	6,92	6,16	4,64	4,21	3,38	8,16	8,96	15,8	10,5	21,8	3,38
1982	35,7	29,3	42,0	22,2	15,4	12,8	10,1	9,80	7,79	14,3	14,2	35,0	20,7	42,0	7,79
1983	54,3	62,9	37,1	30,1	19,2	16,5	12,8	8,71	11,5	18,4	14,9	27,3	26,1	62,9	8,71
1984	21,0	18,2	15,2	23,0	17,1	9,40	7,24	7,06	6,48	8,01	6,01	15,3	12,8	23,0	6,01
1985	31,7	27,0	44,3	24,0	13,8	10,7	8,67	6,74	5,47	5,32	8,52	11,6	16,5	44,3	5,32
1986	15,9	16,3	19,2	10,4	11,8	6,74	6,16	6,81	4,64	5,07	5,36	21,0	10,8	21,0	4,64
1987	26,7	37,4	37,4	17,4	12,9	8,53	7,43	5,94	5,79	6,88	18,3	27,5	17,7	37,4	5,79
1988	19,6	25,7	33,8	15,7	13,1	9,36	6,71	5,87	4,50	10,3	14,8	13,6	14,4	33,8	4,50
1989	32,2	39,7	27,1	16,2	10,6	8,41	6,70	6,99	7,17	4,96	6,63	26,2	16,1	39,7	4,96
1990	39,5	18,6	16,8	13,1	9,73	8,30	7,21	6,95	5,94	7,43	6,92	7,86	12,4	39,5	5,94
1991	20,4	31,9	52,6	44,2	21,7	12,6	10,5	8,27	7,03	8,71	6,77	10,1	19,6	52,6	6,77
1992	15,1	19,2	16,3	16,4	12,0	8,67	6,99	5,40	7,17	12,9	17,1	14,9	12,7	19,2	5,40
1993	12,2	27,6	19,7	20,4	12,4	12,6	9,07	8,05	9,18	9,62	9,18	12,6	13,6	27,6	8,05
1994	29,6	18,0	19,9	15,0	11,0	8,78	8,27	6,59	4,46	5,07	8,89	15,4	12,6	29,6	4,46
1995	16,8	31,7	17,7	14,2	12,6	9,22	7,39	4,93	3,53	4,89	6,00	10,9	11,7	31,7	3,53
1996	17,5	12,3	18,3	11,5	7,51	6,01	5,67	4,79	6,48	4,91	10,5	12,7	9,85	18,3	4,79
1997	27,3	16,4	19,8	10,1	7,68	11,1	6,50	4,98	3,97	5,08	7,02	14,4	11,2	27,3	3,97
1998	14,5	24,6	22,6	10,7	9,89	6,88	4,57	5,07	3,06	6,06	9,19	15,5	11,1	24,6	3,06
1999	24,2	21,2	24,5	11,2	7,62	5,96	4,65	3,48	4,72	2,90	3,75	6,30	10,0	24,5	2,90
2000	33,0	47,8	33,5	15,6	8,63	6,55	5,80	5,02	7,78	3,72	8,28	19,9	16,3	47,8	3,72
2001	10,0	9,10	15,0	11,2	5,35	4,25	3,23	2,63	2,56	4,87	5,23	11,5	7,08	15,0	2,56
2002	22,0	34,5	16,5	7,04	5,37	4,03	3,42	2,63	3,12	2,06	4,70	16,6	10,2	34,5	2,06
2003	29,5	35,6	36,7	28,7	14,9	10,1	7,83	6,24	5,14	5,12	12,8	13,3	17,1	36,7	5,12
2004	24,2	30,8	25,1	21,2	13,3	10,1	7,48	5,49	3,72	5,49	11,0		14,3	30,8	3,72
Características do Período															
Mínima	6,39	6,63	6,71	4,36	3,38	2,89	1,73	1,21	0,91	1,65	3,33	2,63	QMLT (m^3/s)		
Máxima	54,3	62,9	52,6	44,2	21,7	16,5	12,8	9,80	11,5	18,4	23,4	35,0	**12,24**		
Média	20,6	23,7	22,2	15,3	10,1	7,71	6,11	4,95	4,61	6,59	9,68	15,6			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Fazenda Buriti do Prata
Rio Prata

Área de Drenagem: 2.526 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									12,3	9,50	30,9	26,7	19,9		
1942	25,1	35,5	53,0	35,7	22,8	15,1	10,8	7,78	8,48	7,55	12,5	32,3	22,2	53,0	7,55
1943	69,6	54,4	48,7	33,3	21,1	17,2	12,0	8,99	7,29	22,2	32,9	28,3	29,7	69,6	7,29
1944	25,6	37,4	48,2	32,0	16,3	12,0	8,88	6,64	5,41	12,5	23,1	23,0	20,9	48,2	5,41
1945	21,7	70,2	53,9	45,2	24,4	17,8	12,9	8,90	6,78	22,1	42,0	58,2	32,0	70,2	6,78
1946	64,9	52,9	76,0	42,1	28,1	22,4	24,0	15,3	12,4	22,2	22,1	33,1	34,6	76,0	12,4
1947	60,2	62,3	108	41,6	31,7	24,4	21,0	17,5	23,0	25,0	19,8	70,0	42,0	108	17,5
1948	49,3	79,2	63,1	39,6	28,3	22,7	19,3	15,9	13,0	15,2	42,4	32,6	35,1	79,2	13,0
1949	46,8	79,2	51,5	28,8	29,4	16,7	13,1	9,25	6,29	10,0	14,1	34,2	28,3	79,2	6,29
1950	46,5	70,6	54,4	33,7	21,1	16,2	12,5	9,11	6,30	18,4	45,1	44,9	31,6	70,6	6,30
1951	80,2	82,1	72,0	40,5	31,8	25,0	19,9	15,8	11,9	13,5	19,6	23,4	36,3	82,1	11,9
1952	36,7	64,3	81,2	38,9	25,7	22,8	17,0	12,1	10,9	21,7	28,6	20,3	31,7	81,2	10,9
1953	18,2	24,8	38,8	32,4	16,4	11,8	10,4	7,61	7,38	15,5	21,5	27,6	19,4	38,8	7,38
1954	21,9	43,9	19,0	12,5	22,4	12,6	8,26	5,09	3,75	4,95	9,94	17,1	15,1	43,9	3,75
1955	34,8	20,1	28,6	23,3	11,5	10,2	5,19	3,68	2,74	10,5	27,0	42,1	18,3	42,1	2,74
1956	20,2	28,3	34,0	22,3	31,0	26,6	16,2	17,9	14,0	11,7	21,9	38,7	23,6	38,7	11,7
1957	63,8	76,8	58,4	58,8	35,4	23,7	20,4	15,2	16,9	10,7	18,5	46,3	37,1	76,8	10,7
1958	60,6	82,5	64,5	51,4	43,9	31,5	29,2	18,6	20,3	21,4	20,1	42,1	40,5	82,5	18,6
1959	72,2	53,6	76,4	46,1	28,3	23,5	18,1	16,9	11,2	18,0	33,2	33,6	35,9	76,4	11,2
1960	46,2	55,7	42,5	27,5	19,3	18,5	12,7	8,82	6,62	18,1	27,1	50,1	27,8	55,7	6,62
1961	71,1	54,4	69,1	43,4	31,7	22,9	17,8	13,6	9,90	12,0	17,8	24,6	32,4	71,1	9,90
1962	59,9	67,7	60,8	33,6	25,2	24,7	18,1	15,6	14,9	23,5	20,0	84,8	37,4	84,8	14,9
1963	59,2	93,3	46,7	27,0	18,8	16,2	15,0	12,9	9,66	16,2	13,2	7,67	28,0	93,3	7,67
1964	23,7	93,8	47,8	83,9	31,5	15,4	13,5	11,1	9,39	17,0	27,5	54,3	35,7	93,8	9,39
1965	72,0	84,9	75,5	49,7	25,6	21,4	20,5	19,6	15,4	20,3	23,1	32,2	38,4	84,9	15,4
1966	69,7	57,0	69,2	41,1	36,9	19,7	16,1	17,3	15,5	30,2	63,9	70,7	42,3	70,7	15,5
1967	85,4	72,6	89,4	47,3	38,0	34,5	25,3	19,0	22,9	22,1	37,6	61,8	46,3	89,4	19,0
1968	53,6	60,4	56,6	27,5	23,8	18,9	15,4	15,8	12,3	19,6	25,5	46,4	31,3	60,4	12,3
1969	28,0	32,1	27,9	20,1	11,8	9,60	8,13	6,63	5,65	13,9	30,5	30,6	18,7	32,1	5,65
1970	45,6	63,5	51,6	28,8	16,6	12,6	11,5	8,39	7,55	19,8	16,3	14,9	24,8	63,5	7,55
1971	22,6	18,8	27,5	17,3	9,79	8,40	6,83	5,78	4,76	10,5	9,64	40,1	15,2	40,1	4,76
1972	34,0	66,3	50,3	35,7	19,1	13,6	14,1	9,60	9,36	47,4	60,1	50,9	34,2	66,3	9,36
1973	82,9	78,3	68,5	83,6	42,1	34,2	25,9	18,3	15,5	25,4	47,3	80,1	50,2	83,6	15,5
1974	57,3	48,2	66,4	54,3	32,4	25,2	19,3	16,1	11,5	19,8	17,9	45,9	34,5	66,4	11,5
1975	45,3	46,1	31,6	47,3	21,4	15,3	15,2	10,7	8,81	12,2	31,2	39,5	27,1	47,3	8,81
1976	34,3	59,1	57,2	41,8	27,1	20,5	16,8	14,2	23,6	29,3	34,5	54,5	34,4	59,1	14,2
1977	58,3	39,4	39,7	45,5	24,0	23,7	15,2	11,8	15,4	14,6	25,7	53,3	30,6	58,3	11,8
1978	57,6	45,2	35,4	29,5	24,8	25,1	18,1	13,5	14,4	19,3	32,8	39,4	29,6	57,6	13,5
1979	42,7	51,0	28,2	19,5	15,5	13,1	11,9	9,27	15,9	15,4	22,1	66,7	25,9	66,7	9,27
1980	61,6	83,7	43,3	50,0	28,3	23,4	19,1	15,0	11,6	13,4	34,2	48,8	36,0	83,7	11,6
1981	57,8	59,8	41,4	26,4	19,6	17,5	13,3	12,1	9,78	23,0	25,2	43,7	29,1	59,8	9,78
1982	96,5	79,7	113	60,9	42,6	35,5	28,2	27,5	22,0	39,7	39,3	94,6	56,6	113	22,0
1983	145	167	100	81,7	52,7	45,6	35,6	24,5	32,1	50,6	41,3	74,2	70,9	167	24,5
1984	57,7	50,1	42,2	63,0	47,3	26,4	20,5	20,0	18,4	22,6	17,1	42,4	35,6	63,0	17,1
1985	86,0	73,5	119	65,6	38,3	29,9	24,4	19,1	15,6	15,2	24,0	32,3	45,2	119	15,2
1986	44,0	45,1	52,7	29,2	32,8	19,1	17,5	19,3	13,3	14,5	15,3	57,6	30,0	57,6	13,3
1987	72,7	101	101	48,0	35,9	24,0	21,0	16,9	16,5	19,5	50,3	74,5	48,4	101	16,5
1988	53,9	70,0	91,4	43,3	36,5	26,3	19,1	16,7	12,9	28,9	41,1	37,9	39,8	91,4	12,9
1989	86,9	107	73,7	44,9	29,6	23,7	19,0	19,8	20,3	14,2	18,8	71,3	44,1	107	14,2
1990	106	51,1	46,5	36,3	27,3	23,4	20,4	19,7	16,9	21,0	19,6	22,2	34,2	106	16,9
1991	55,5	85,4	140	118	59,4	35,0	29,5	23,3	19,9	24,5	19,2	28,4	53,1	140	19,2
1992	41,8	52,8	45,0	45,4	33,5	24,4	19,8	15,4	20,3	35,9	47,2	41,3	35,2	52,8	15,4
1993	34,1	75,0	54,1	56,0	34,5	35,2	25,5	22,7	25,8	27,0	25,8	35,1	37,6	75,0	22,7
1994	80,4	49,5	54,7	41,5	30,7	24,7	23,3	18,7	12,8	14,5	25,0	42,6	34,9	80,4	12,8
1995	46,5	85,9	48,8	39,5	35,0	25,9	20,9	14,1	10,2	14,0	13,8	26,0	31,7	85,9	10,2
1996	43,8	40,7	44,6	28,5	19,4	14,5	13,1	10,9	15,3	10,2	21,6	28,6	24,3	44,6	10,2
1997	62,5	41,6	49,3	26,9	18,7	27,8	15,4	11,7	10,3	14,3	23,5	46,0	29,0	62,5	10,3
1998	49,6	82,5	81,7	44,3	33,2	22,7	15,7	17,1	9,88	18,6	30,1	51,9	38,1	82,5	9,88
1999	59,1	61,1	97,6	38,1	28,4	22,4	18,0	13,9	15,7	11,2	12,1	20,7	33,2	97,6	11,2
2000	59,3	140	76,7	42,4	27,3	21,4	18,4	15,1	21,2	11,5	20,5	43,0	41,4	140	11,5
2001	34,3	30,4	32,6	33,4	17,9	14,3	10,7	8,28	7,90	14,5	16,1	28,8	20,8	34,3	7,90
2002	62,2	76,6	41,3	21,8	16,6	12,3	10,2	7,65	8,32	6,54	13,8	40,5	26,5	76,6	6,54
2003	78,4	98,0	87,3	63,5	36,3	26,7	20,6	16,0	13,3	12,7	23,6	31,2	42,3	98,0	12,7
2004	65,5	76,9	58,4	51,4	34,3	26,0	22,6	16,4	10,8	15,7	30,7		37,2	76,9	10,8
Características do Período															
Mínima	18,2	18,8	19,0	12,5	9,79	8,40	5,19	3,68	2,74	4,95	9,64	7,67	QMLT (m^3/s)		
Máxima	145	167	140	118	59,4	45,6	35,6	27,5	32,1	50,6	63,9	94,6	**33,80**		
Média	55,7	64,9	60,4	42,3	28,3	21,8	17,4	14,2	13,1	18,6	26,9	42,6			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Ponte do Prata
Rio Prata

Área de Drenagem: 5.174 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									20,5	15,5	60,4	50,8	36,8		
1942	44,9	64,7	106	68,5	42,0	28,0	21,8	15,6	16,9	14,8	22,5	62,2	42,3	106	14,8
1943	133	102	90,4	53,1	32,2	27,1	19,7	14,5	11,3	30,5	59,6	49,4	51,9	133	11,3
1944	48,4	73,4	89,1	59,3	31,7	23,9	17,8	13,0	10,6	22,7	45,9	41,1	39,7	89,1	10,6
1945	39,0	123	105	89,4	49,4	35,7	26,0	18,0	12,1	40,7	77,5	106	60,2	123	12,1
1946	113	98,7	141	80,5	50,5	41,4	42,4	26,6	21,4	39,1	38,9	59,1	62,7	141	21,4
1947	110	114	200	74,8	56,5	43,1	36,9	30,6	40,6	44,2	34,8	128	76,0	200	30,6
1948	89,2	146	115	71,1	50,3	40,0	29,3	22,1	16,0	20,2	63,4	68,0	60,9	146	16,0
1949	87,4	152	101	55,2	55,2	31,5	23,6	17,2	11,9	19,4	28,8	70,4	54,5	152	11,9
1950	89,9	135	102	60,8	36,6	27,6	20,9	14,8	10,0	31,7	83,3	82,9	58,0	135	10,0
1951	155	159	138	74,2	57,0	44,0	34,5	26,9	19,7	22,7	33,8	40,9	67,1	159	19,7
1952	66,6	122	157	70,9	45,3	39,8	29,0	20,2	17,9	37,8	51,0	35,1	57,7	157	17,9
1953	31,2	43,7	70,7	58,2	27,9	19,6	17,0	12,2	11,8	26,3	37,5	49,0	33,8	70,7	11,8
1954	38,2	80,8	32,8	20,9	39,6	21,8	14,1	8,55	6,23	8,30	17,0	29,9	26,5	80,8	6,23
1955	59,4	37,2	49,9	41,1	19,8	17,5	8,71	6,11	4,51	18,0	37,4	71,8	31,0	71,8	4,51
1956	37,4	50,8	63,8	35,6	50,1	45,8	24,1	25,9	18,9	14,1	35,6	70,0	39,3	70,0	14,1
1957	107	135	117	113	65,6	44,9	38,5	28,0	29,9	21,1	36,3	63,3	66,6	135	21,1
1958	91,5	107	106	84,8	74,5	54,0	49,7	35,0	34,0	39,7	37,3	67,8	65,1	107	34,0
1959	126	73,1	147	85,2	50,4	41,1	31,0	28,9	20,1	26,9	46,4	51,0	60,6	147	20,1
1960	78,8	92,0	78,9	48,0	38,6	32,9	24,8	16,1	10,9	31,1	48,1	93,2	49,5	93,2	10,9
1961	136	102	132	79,8	56,8	40,1	30,5	22,9	16,2	20,0	30,6	43,3	59,2	136	16,2
1962	113	129	115	60,6	44,4	43,4	31,1	26,5	23,4	40,6	35,1	156	68,2	156	23,4
1963	108	172	84,3	47,9	32,9	28,2	26,1	22,3	16,6	28,2	22,9	13,0	50,2	172	13,0
1964	41,8	173	86,4	154	56,1	26,8	23,4	19,1	16,1	29,7	48,8	98,5	64,5	173	16,1
1965	132	156	138	90,0	45,3	37,6	36,1	34,3	26,9	35,7	40,8	57,4	69,2	156	26,9
1966	128	104	110	75,3	67,1	34,1	23,8	26,3	29,9	48,9	80,3	94,1	68,4	128	23,8
1967	125	110	109	75,6	52,5	48,3	36,6	28,3	33,6	29,2	49,2	73,8	64,3	125	28,3
1968	75,7	88,9	81,5	40,9	35,4	28,0	22,8	25,6	17,4	30,3	39,6	72,7	46,6	88,9	17,4
1969	49,7	57,7	49,5	31,2	17,4	16,5	13,9	11,2	9,51	18,2	37,5	41,8	29,5	57,7	9,51
1970	62,1	101	92,3	51,0	22,6	16,4	16,3	14,9	15,3	33,2	20,9	23,3	39,1	101	14,9
1971	32,4	31,1	49,2	30,2	17,1	15,5	9,3	8,2	6,6	17,0	16,9	67,5	25,1	67,5	6,58
1972	59,3	88,7	73,8	52,3	30,4	21,2	21,8	13,6	13,6	62,1	91,3	79,3	50,6	91,3	13,6
1973	143	157	106	127	60,6	47,0	38,6	27,9	24,6	45,0	85,4	147	84,1	157	24,6
1974	104	87,1	121	91,8	52,0	44,0	34,6	29,0	20,8	36,2	29,6	77,4	60,7	121	20,8
1975	75,0	68,9	50,3	82,6	39,1	27,5	26,1	18,2	13,3	19,3	46,8	57,2	43,7	82,6	13,3
1976	80,8	161	128	82,3	49,9	37,6	28,2	24,0	41,5	48,5	77,5	106	72,1	161	24,0
1977	144	85,7	66,9	85,5	43,3	41,6	26,2	20,4	24,8	28,9	55,2	111	61,1	144	20,4
1978	145	85,1	68,0	50,2	44,1	42,6	29,2	22,0	22,8	29,6	56,9	74,6	55,8	145	22,0
1979	85,9	104	65,3	44,8	32,5	26,6	24,3	18,7	24,9	23,9	46,4	105	50,2	105	18,7
1980	134	191	91,1	97,3	50,3	40,9	32,9	25,3	24,0	25,6	54,6	113	73,3	191	24,0
1981	106	94,7	88,3	50,1	35,2	31,4	23,0	21,5	16,1	41,9	50,2	80,5	53,2	106	16,1
1982	170	152	205	100	68,6	57,9	47,0	42,4	33,7	57,3	66,9	127	94,0	205	33,7
1983	282	278	169	148	89,5	82,1	61,1	45,9	64,6	64,0	77,3	155	126	282	45,9
1984	123	97,6	86,7	96,9	77,6	43,6	33,0	33,3	35,5	35,2	36,8	73,3	64,4	123	33,0
1985	169	122	210	111	63,1	50,1	41,6	36,0	30,1	28,8	41,7	53,8	79,8	210	28,8
1986	76,9	78,5	102	56,6	63,2	35,0	29,0	31,7	24,4	26,8	22,2	74,5	51,7	102	22,2
1987	120	174	187	84,9	60,4	42,5	36,9	27,8	27,7	40,3	79,7	143	85,3	187	27,7
1988	102	185	244	150	65,4	46,6	33,5	27,0	20,4	51,5	75,2	83,1	90,3	244	20,4
1989	169	295	166	110	60,7	53,6	41,9	47,3	36,0	28,7	38,0	263	109	295	28,7
1990	209	95,2	131	77,5	65,4	29,1	29,5	34,6	31,9	36,5	33,9	38,7	67,7	209	29,1
1991	101	157	282	235	112	64,2	49,4	39,9	34,1	43,2	33,1	50,5	100	282	33,1
1992	109	139	112	95,7	62,6	42,3	34,9	29,1	35,7	66,9	86,7	75,7	74,1	139	29,1
1993	61,5	186	113	116	53,1	59,1	39,2	34,4	38,4	42,0	39,8	72,9	71,3	186	34,4
1994	249	118	138	78,9	50,7	40,4	38,5	31,4	22,5	25,0	48,3	99,0	78,3	249	22,5
1995	120	364	106	98,5	70,1	47,1	38,2	28,2	22,2	27,0	25,7	44,9	82,7	364	22,2
1996	82,0	80,4	84,9	54,7	41,6	32,2	28,7	22,4	28,1	19,4	39,9	57,6	47,7	84,9	19,4
1997	140	86,6	84,7	56,1	40,6	56,6	34,1	25,7	22,6	32,6	48,8	75,3	58,6	140	22,6
1998	72,7	123	169	74,8	54,8	41,1	29,6	30,1	18,3	36,9	52,0	93,4	66,3	169	18,3
1999	113	119	164	71,1	48,3	39,2	31,3	23,3	28,6	18,7	20,8	36,6	59,6	164	18,7
2000	96,0	250	155	79,9	46,2	37,5	32,5	27,2	37,0	19,4	37,9	83,9	75,1	250	19,4
2001	63,6	50,4	54,1	50,0	30,9	24,9	17,7	13,1	12,9	21,8	28,7	54,0	35,2	63,6	12,9
2002	94,6	148	75,0	42,0	31,5	24,4	20,9	15,6	17,0	12,5	25,1	59,8	47,2	148	12,5
2003	130	152	144	103	57,7	43,7	35,1	27,7	22,7	21,3	42,4	55,8	69,7	152	21,3
2004	101	148	110	91,5	62,7	47,1	39,5	27,9	18,6	26,6	54,6		66,1	148	18,6
Características do Período															
Mínima	31,20	31,10	32,80	20,90	17,10	15,50	8,71	6,11	4,51	8,30	16,90	13,05	QMLT (m^3/s)		
Máxima	282,00	364,00	282,00	235,00	112,00	82,10	61,10	47,30	64,60	66,90	91,30	263,00	**61,66**		
Média	104,45	124,71	114,43	78,21	49,76	38,02	29,96	24,48	22,60	31,24	46,37	77,03			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Uberaba
Rio Uberaba

Área de Drenagem: 574 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									2,46	1,79	7,52	6,30	4,52		
1942	10,0	15,9	21,6	19,4	7,23	4,88	3,80	2,69	3,03	3,45	3,92	13,4	9,10	21,6	2,69
1943	40,2	23,7	19,0	11,4	5,88	4,91	3,32	2,56	2,11	5,04	12,6	11,0	11,8	40,2	2,11
1944	8,38	17,8	19,8	11,9	5,66	4,35	3,43	2,71	2,07	3,53	6,05	6,51	7,69	19,8	2,07
1945	4,90	20,3	14,7	11,9	5,65	3,85	2,61	1,66	1,20	5,01	10,9	16,2	8,25	20,3	1,20
1946	18,5	14,4	22,4	10,9	6,70	5,09	5,54	3,21	2,49	5,04	5,01	8,17	8,95	22,4	2,49
1947	16,9	17,6	34,0	10,8	7,75	5,65	4,71	3,78	5,26	5,82	4,39	20,2	11,4	34,0	3,78
1948	13,2	23,5	17,8	10,2	6,76	5,17	4,25	2,79	2,11	2,95	11,6	12,7	9,43	23,5	2,11
1949	23,3	30,0	15,1	10,6	9,00	4,62	3,26	2,11	1,44	9,53	4,70	8,90	10,2	30,0	1,44
1950	10,2	24,6	22,4	9,09	5,74	4,18	2,79	1,72	1,37	2,65	14,6	14,2	9,46	24,6	1,37
1951	28,3	30,9	26,9	10,8	7,30	5,49	3,75	2,61	1,87	2,93	3,48	5,23	10,8	30,9	1,87
1952	13,0	16,5	21,4	8,37	4,02	3,63	2,38	1,70	2,45	4,06	7,48	4,14	7,43	21,4	1,70
1953	4,62	6,98	13,4	7,62	2,83	1,96	1,66	1,20	1,41	4,94	4,45	6,84	4,82	13,4	1,20
1954	5,87	12,7	4,58	2,33	4,86	2,14	1,17	0,59	0,38	0,56	1,52	3,30	3,34	12,7	0,38
1955	9,98	4,74	6,18	4,33	1,49	1,11	0,60	0,37	0,21	1,06	3,86	9,83	3,65	9,98	0,21
1956	3,94	6,58	11,4	4,26	5,57	6,00	2,58	3,00	1,65	1,36	4,66	9,78	5,06	11,4	1,36
1957	12,8	16,9	13,1	16,1	7,02	4,02	4,02	2,42	2,68	2,02	4,37	10,2	7,97	16,9	2,02
1958	17,0	24,7	18,3	13,9	11,5	7,69	4,75	3,08	3,69	3,80	3,40	7,02	9,91	24,7	3,08
1959	20,0	17,8	31,4	11,2	5,86	4,75	3,31	3,07	2,00	2,65	5,42	8,00	9,62	31,4	2,00
1960	14,4	16,8	9,92	9,08	3,66	2,16	2,24	1,75	1,41	4,58	8,24	26,8	8,42	26,8	1,41
1961	10,6	18,6	9,15	6,41	7,09	1,95	3,87	2,79	1,88	2,39	3,89	5,77	6,20	18,6	1,88
1962	17,2	20,0	17,6	8,46	5,94	4,82	2,23	2,22	2,72	7,62	5,15	32,3	10,5	32,3	2,22
1963	20,3	20,7	5,71	1,52	4,12	3,44	3,13	2,61	1,84	3,44	2,68	1,39	5,91	20,7	1,39
1964	5,45	28,8	10,5	5,40	2,93	1,45	1,40	0,85	0,54	2,35	5,11	11,9	6,39	28,8	0,54
1965	20,9	25,6	27,3	15,1	5,86	4,54	4,29	4,00	2,85	4,23	5,08	8,12	10,7	27,3	2,85
1966	13,4	8,12	14,9	7,94	9,50	4,40	3,41	3,04	2,49	6,75	11,6	12,8	8,19	14,9	2,49
1967	16,4	21,0	12,8	12,4	15,8	12,4	4,18	3,19	5,28	6,35	17,2	27,0	12,8	27,0	3,19
1968	24,9	18,8	21,3	9,83	6,32	3,18	2,36	2,53	2,21	4,99	5,11	20,6	10,2	24,9	2,21
1969	15,6	14,7	11,9	10,8	6,01	2,15	1,27	1,00	0,73	3,24	5,59	6,12	6,60	15,6	0,73
1970	7,58	23,9	19,6	8,36	4,69	2,99	2,41	1,56	1,57	2,56	3,07	2,70	6,75	23,9	1,56
1971	2,72	2,92	3,18	2,39	1,28	1,21	0,85	0,67	0,67	1,50	1,48	12,1	2,58	12,1	0,67
1972	12,0	28,3	20,3	15,1	7,31	4,48	3,56	2,13	2,32	22,0	33,8	19,0	14,2	33,8	2,13
1973	22,3	22,3	19,4	29,7	14,4	8,53	5,54	3,50	2,98	3,79	8,02	14,7	12,9	29,7	2,98
1974	26,4	15,2	28,1	22,5	10,7	7,37	4,81	3,20	1,99	2,64	1,78	9,77	11,2	28,1	1,78
1975	12,8	14,1	7,16	6,36	3,74	2,18	2,06	1,14	0,71	1,32	6,13	8,78	5,55	14,1	0,71
1976	10,1	19,6	25,2	13,8	7,68	4,73	3,89	2,77	5,46	5,35	7,17	32,1	11,5	32,1	2,77
1977	30,0	13,5	10,6	11,8	7,11	4,01	2,18	2,02	1,83	3,06	11,2	20,2	9,80	30,0	1,83
1978	32,6	15,6	14,9	8,70	7,67	7,24	4,42	2,57	2,68	5,91	21,5	38,0	13,5	38,0	2,57
1979	31,6	29,8	18,0	11,3	7,87	5,58	4,37	2,86	4,37	4,72	6,06	12,8	11,6	31,6	2,86
1980	29,5	23,6	9,99	10,2	5,62	4,14	2,62	2,10	2,06	1,41	3,13	12,8	8,94	29,5	1,41
1981	23,2	11,4	10,3	10,6	5,75	4,57	3,05	2,54	1,79	5,07	11,0	25,6	9,57	25,6	1,79
1982	41,5	28,0	37,2	21,2	11,7	8,12	5,97	4,25	4,80	7,04	8,46	37,5	18,0	41,5	4,25
1983	43,1	30,9	26,9	26,0	14,9	11,6	8,38	5,93	5,88	7,26	9,15	17,0	17,3	43,1	5,88
1984	28,6	16,5	9,92	11,4	12,3	5,76	3,83	2,81	2,88	3,66	3,37	19,5	10,0	28,6	2,81
1985	43,6	37,8	54,6	24,5	13,8	9,19	4,60	3,61	2,38	1,89	3,24	5,83	17,1	54,6	1,89
1986	25,0	22,3	19,8	9,8	9,10	4,73	4,22	4,05	2,33	1,73	6,15	19,3	10,7	25,0	1,73
1987	25,0	21,6	16,8	16,2	9,49	4,32	2,56	1,75	2,33	2,33	7,26	12,0	10,1	25,0	1,75
1988	14,2	17,4	16,4	26,9	11,4	5,73	2,65	2,05	1,27	3,17	10,7	8,93	10,1	26,9	1,27
1989	22,9	19,2	18,8	8,97	5,44	4,18	3,22	3,98	3,45	2,00	4,06	11,4	8,96	22,9	2,00
1990	12,3	4,23	6,85	12,3	6,25	3,28	2,30	1,54	0,71	2,26	2,79	2,75	4,79	12,3	0,71
1991	32,1	35,0	76,1	34,2	11,2	4,51	4,15	2,62	1,85	1,92	1,13	7,04	17,6	76,1	1,13
1992	12,2	15,5	12,7	9,45	7,67	3,98	2,70	1,59	5,31	19,0	19,6	11,3	10,1	19,6	1,59
1993	9,90	17,6	15,3	20,1	10,8	5,28	4,91	1,50	7,20	6,11	3,93	13,6	9,68	20,1	1,50
1994	33,9	21,3	29,2	17,0	9,11	5,88	4,70	3,37	2,10	2,18	2,62	7,61	11,6	33,9	2,10
1995	12,4	32,0	16,0	10,3	8,57	4,41	3,05	3,52	1,71	2,11	2,95	6,00	8,58	32,0	1,71
1996	14,8	12,0	18,4	10,5	6,09	3,87	2,92	2,32	3,19	2,29	7,52	18,8	8,57	18,8	2,29
1997	46,1	19,0	19,2	9,76	6,24	6,09	3,28	1,92	1,30	2,44	5,01	25,4	12,1	46,1	1,30
1998	23,1	27,8	19,9	11,4	12,5	5,08	3,02	3,35	1,45	4,15	6,48	9,33	10,6	27,8	1,45
1999	32,6	21,1	22,1	8,32	4,91	3,42	2,20	1,13	2,29	1,68	5,05	8,72	9,46	32,6	1,13
2000	41,8	43,1	49,2	18,11	7,17	4,52	3,56	2,51	7,52	2,16	6,58	13,3	16,6	49,2	2,16
2001	9,02	10,4	9,20	6,03	3,73	1,84	1,80	1,47	1,00	2,60	5,34	9,89	5,19	10,4	1,00
2002	17,8	48,1	17,6	6,46	5,52	2,58	1,80	0,98	1,73	2,12	8,17	5,76	9,88	48,1	0,98
2003	32,7	26,3	27,1	20,3	9,76	4,30	2,61	1,71	2,44	1,70	3,77	17,8	12,5	32,7	1,70
2004	23,3	36,9	24,3	13,2	8,07	5,82	4,19	2,78	1,98	3,31	7,58		12,0	36,9	1,98
Características do Período															
Mínima	2,72	2,92	3,18	1,52	1,28	1,11	0,60	0,37	0,21	0,56	1,13	1,39	QMLT (m^3/s)		
Máxima	46,1	48,1	76,1	34,2	15,8	12,4	8,38	5,93	7,52	22,0	33,8	38,0	**9,72**		
Média	20,0	20,7	19,4	12,3	7,43	4,69	3,31	2,43	2,46	4,04	6,95	13,2			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Estação Conceição das Alagoas
Rio Uberaba

Área de Drenagem: 1.973 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									12,4	9,8	28,7	25,1	19,0		
1942	35,7	50,3	63,3	58,4	27,9	20,7	17,2	13,3	14,5	16,0	17,6	44,4	31,6	63,3	13,3
1943	101	67,9	57,7	39,1	23,9	20,8	15,5	12,8	11,1	21,2	42,3	38,1	37,6	101,1	11,1
1944	31,1	54,8	59,4	40,5	23,2	19,0	15,9	13,3	10,9	16,3	24,4	25,7	27,9	59,4	10,9
1945	20,8	60,5	47,6	40,5	23,1	17,4	13,0	9,2	7,2	21,1	37,9	51,0	29,1	60,5	7,22
1946	56,3	46,8	65,0	38,0	26,3	21,4	22,8	15,1	12,5	21,2	21,1	30,5	31,4	65,0	12,5
1947	52,6	54,3	89,2	37,6	29,4	23,1	20,2	17,1	21,9	23,7	19,1	60,4	37,4	89,2	17,1
1948	43,9	67,5	54,9	36,0	26,5	21,7	18,7	13,6	11,0	14,2	39,8	42,6	32,5	67,5	11,0
1949	67,2	81,0	48,5	37,1	32,8	19,9	15,3	11,1	8,3	34,3	20,2	32,6	34,0	81,0	8,29
1950	36,2	69,8	65,1	33,1	23,4	18,4	13,6	9,5	8,0	13,1	47,3	46,2	32,0	69,8	7,99
1951	77,6	83,0	74,7	37,8	28,1	22,6	17,0	13,0	10,1	14,1	16,1	21,9	34,7	83,0	10,1
1952	43,4	51,7	62,9	31,1	17,9	16,6	12,1	9,4	12,4	18,1	28,6	18,3	26,9	62,9	9,40
1953	19,9	27,1	44,2	29,0	13,8	10,4	9,2	7,2	8,2	20,9	19,4	26,7	19,7	44,2	7,22
1954	23,8	42,6	19,8	11,9	20,7	11,2	7,1	4,2	3,1	4,1	8,6	15,5	14,4	42,6	3,05
1955	35,5	20,3	24,8	19,0	8,5	6,8	4,3	3,0	1,9	6,6	17,4	35,1	15,3	35,5	1,92
1956	17,7	25,9	39,1	18,7	22,9	24,2	12,8	14,4	9,2	7,9	20,0	35,0	20,7	39,1	7,94
1957	42,7	52,8	43,5	50,8	27,3	17,9	17,9	12,2	13,2	10,7	19,1	36,0	28,7	52,8	10,7
1958	52,9	70,1	56,0	45,6	39,5	29,2	20,3	14,7	16,8	17,2	15,8	27,2	33,8	70,1	14,7
1959	59,8	54,8	83,9	38,8	23,8	20,3	15,5	14,6	10,6	13,1	22,4	30,1	32,3	83,9	10,6
1960	46,8	52,4	35,3	33,0	16,7	11,2	11,6	9,6	8,2	19,8	30,7	74,6	29,2	74,6	8,16
1961	37,1	56,6	33,3	25,5	27,4	10,4	17,4	13,6	10,1	12,1	17,5	23,5	23,7	56,6	10,1
1962	53,4	59,8	54,2	31,4	24,0	20,6	11,5	11,5	13,4	29,0	21,6	85,7	34,7	85,7	11,5
1963	60,5	61,4	23,3	8,7	18,3	15,9	14,9	13,0	10,0	15,9	13,2	8,1	21,9	61,4	8,08
1964	22,5	78,8	37,0	22,4	14,1	8,3	8,1	5,6	4,0	12,0	21,5	40,4	22,9	78,8	3,99
1965	61,9	71,9	75,7	48,5	23,8	19,6	18,8	17,9	13,9	18,6	21,4	30,4	35,2	75,7	13,9
1966	44,4	30,4	47,8	29,9	34,2	19,2	15,9	14,5	12,5	26,5	39,6	42,7	29,8	47,8	12,5
1967	51,4	62,0	42,8	41,8	50,2	41,8	18,4	15,1	22,0	25,3	53,5	75,0	41,6	75,0	15,1
1968	70,5	57,0	62,7	35,1	25,2	15,1	12,0	12,7	11,4	21,1	21,5	61,3	33,8	70,5	11,4
1969	49,7	47,5	40,6	37,7	24,3	11,2	7,6	6,3	5,0	15,2	23,0	24,6	24,4	49,7	4,97
1970	28,9	68,4	58,9	31,1	20,1	14,4	12,2	8,82	8,83	12,8	14,7	13,3	24,4	68,4	8,82
1971	13,4	14,1	15,0	12,1	7,60	7,27	5,58	4,66	4,65	8,56	8,45	40,9	11,9	40,9	4,65
1972	40,7	77,6	60,5	48,4	28,1	19,5	16,4	11,1	11,9	64,2	88,6	57,7	43,7	88,6	11,1
1973	64,9	64,9	58,5	80,4	46,7	31,5	22,8	16,2	14,3	17,2	30,1	47,4	41,2	80,4	14,3
1974	73,6	48,7	77,3	65,5	37,5	28,3	20,5	15,1	10,6	13,1	9,73	34,9	36,2	77,3	9,73
1975	42,9	46,1	27,7	25,3	17,0	11,3	10,9	6,98	4,86	7,77	24,6	32,2	21,5	46,1	4,86
1976	35,7	58,9	71,2	45,3	29,2	20,3	17,5	13,6	22,6	22,2	27,7	54,9	34,9	71,2	13,6
1977	60,6	37,6	27,8	36,9	21,5	17,9	11,3	8,13	8,60	9,01	26,2	49,0	26,2	60,6	8,13
1978	76,2	49,5	43,1	27,6	23,9	21,9	15,0	10,6	10,9	14,3	41,2	70,0	33,7	76,2	10,6
1979	72,8	73,4	51,1	33,4	25,7	18,3	15,2	11,4	14,7	14,1	21,9	36,5	32,4	73,4	11,4
1980	67,1	67,7	39,5	41,6	25,1	18,2	13,6	10,8	9,57	9,19	16,7	41,4	30,0	67,7	9,19
1981	65,7	44,3	38,8	33,6	21,8	18,6	12,8	11,0	9,09	21,4	27,7	68,6	31,1	68,6	9,09
1982	105	83,6	105	64,6	41,6	31,0	25,2	23,9	18,3	28,6	31,0	81,0	53,3	105	18,3
1983	108	104	87,2	87,6	55,7	43,7	32,5	24,1	32,2	48,8	50,7	82,6	63,1	108	24,1
1984	68,9	52,6	47,7	52,7	43,4	25,8	18,6	16,4	16,5	16,7	15,7	58,8	36,1	68,9	15,7
1985	107	96,5	127,2	69,7	45,4	33,4	23,3	18,1	15,1	14,4	21,2	22,3	49,5	127	14,4
1986	70,8	61,3	67,6	43,8	41,0	25,8	20,6	19,6	15,0	13,8	12,8	38,5	35,9	70,8	12,8
1987	59,9	76,7	60,5	47,6	30,8	21,6	15,3	12,0	11,9	11,1	24,8	42,1	34,5	76,7	11,1
1988	46,3	59,1	52,7	53,6	36,1	24,1	16,1	12,2	9,4	16,0	29,7	25,8	31,8	59,1	9,37
1989	49,2	73,2	60,5	37,0	27,6	18,4	15,2	17,8	16,0	10,6	18,1	39,2	31,9	73,2	10,6
1990	46,2	33,6	45,0	40,1	26,3	16,3	13,9	12,6	11,6	12,5	10,9	15,2	23,7	46,2	10,9
1991	62,4	80,9	113	89,4	51,1	32,7	24,0	17,2	14,8	15,1	14,8	22,6	44,9	113	14,8
1992	48,0	70,1	61,7	55,2	48,2	27,1	19,6	15,7	17,4	32,0	48,6	37,0	40,0	70,1	15,7
1993	37,3	67,2	62,7	68,1	38,0	32,2	20,8	17,1	20,3	19,5	22,3	38,1	37,0	68,1	17,1
1994	88,8	62,8	79,5	52,9	33,2	23,9	20,2	15,7	11,0	11,3	13,0	29,0	36,8	88,8	11,0
1995	41,8	85,1	50,6	36,3	31,7	19,2	14,6	16,2	9,43	11,1	14,2	24,2	29,5	85,1	9,43
1996	47,8	40,7	56,3	37,0	24,5	17,4	14,1	11,9	15,1	11,8	28,7	57,1	30,2	57,1	11,8
1997	112,1	57,5	58,1	34,9	25,0	27,3	16,8	12,4	10,2	11,1	17,0	60,3	36,9	112	10,2
1998	50,7	72,7	63,1	41,8	37,0	25,3	17,2	18,4	10,9	18,4	25,7	33,7	34,6	72,7	10,9
1999	75,3	65,8	66,7	40,0	26,7	20,2	14,9	11,1	14,2	9,3	13,2	23,8	31,8	75,3	9,29
2000	41,7	71,3	95,7	49,2	30,7	22,7	18,4	14,2	19,6	10,3	18,5	33,7	35,5	95,7	10,3
2001	26,0	26,8	25,7	22,4	14,7	10,7	7,67	6,48	5,16	7,04	7,80	13,8	14,5	26,8	5,16
2002	49,9	94,8	49,5	25,9	23,4	14,3	11,4	7,67	11,1	12,6	30,2	24,1	29,6	94,8	7,67
2003	69,0	65,6	69,6	59,5	37,7	25,9	19,3	14,9	12,5	11,8	18,1	26,6	35,9	69,6	11,8
2004	39,1	56,0	49,6	43,8	30,3	23,7	18,5	13,6	10,5	15,5	28,9		29,9	56,0	10,5
Características do Período															
Mínima	13,4	14,1	15,0	8,65	7,60	6,83	4,31	2,99	1,92	4,10	7,80	8,08	QMLT (m^3/s)		
Máxima	112	104	127	89,4	55,7	43,7	32,5	24,1	32,2	64,2	88,6	85,7	**31,85**		
Média	54,1	59,8	56,8	41,1	28,6	20,7	15,8	12,8	12,1	16,9	24,7	39,4			

ANEXO 2

Séries de Vazões Médias Mensais dos Pontos de Captação e Regularização

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Local Captação Araguari-Jusante — Área de Drenagem: 3.728 km²
Rio Araguari

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									42,3	35,2	80,7	72,9	57,8		
1942	95,5	124	149	140	78,9	62,8	54,4	44,5	47,7	51,4	55,4	113	84,7	149	44,5
1943	213	157	138	103	70,0	63,1	50,3	43,3	38,7	64,0	109	100	95,8	213	38,7
1944	86,0	133	142	105	68,5	58,8	51,2	44,7	38,3	52,1	71,2	74,3	77,1	142	38,3
1945	63,0	144	119	105	68,4	54,8	43,7	33,7	27,9	63,8	100	126	79,2	144	27,9
1946	136	118	152	100	75,5	64,4	67,6	49,3	42,6	64,0	63,8	84,7	84,8	152	42,6
1947	129	132	194	99,5	82,2	68,4	61,6	54,2	65,6	69,6	59,1	143	96,5	194	54,2
1948	112	156	133	96,1	75,9	65,0	58,0	45,5	38,6	46,9	104	110	86,8	156	38,6
1949	156	180	105	80,3	66,9	53,5	42,7	35,2	30,0	47,9	55,9	89,0	78,5	180	30,0
1950	96,5	171	141	106	70,3	57,1	46,5	38,3	32,6	46,2	119	165	90,8	171	32,6
1951	174	183	169	152	94,4	73,3	59,2	50,0	41,5	43,8	53,5	51,8	95,5	183	41,5
1952	103	150	148	107	75,7	64,8	52,6	43,0	38,9	46,2	88,5	63,3	81,8	150	38,9
1953	50,0	57,7	112	97,2	58,0	46,2	39,2	34,0	39,2	41,2	43,0	84,6	58,5	112	34,0
1954	39,2	133	52,0	45,3	43,8	35,2	28,4	25,1	22,5	22,0	37,8	57,1	45,1	133	22,0
1955	81,8	61,6	56,5	75,4	41,2	33,2	28,4	24,9	21,5	23,0	51,9	133	52,7	133	21,5
1956	81,6	84,2	95,2	74,3	86,4	69,4	54,9	51,4	51,9	44,6	63,6	160	76,5	160	44,6
1957	159	131	162	177	123	76,8	66,4	60,0	69,8	62,8	94,0	147	111	177	60,0
1958	142	107	88,1	72,3	95,3	68,3	60,6	48,1	53,2	75,4	79,8	93,7	82,0	142	48,1
1959	230	146	208	115	71,5	56,7	46,9	40,8	33,1	51,4	88,8	75,9	97,0	230	33,1
1960	212	154	208	103	79,3	65,3	53,8	43,6	56,5	62,0	107	149	108	212	43,6
1961	299	402	253	106	100	72,3	61,2	52,6	43,5	44,2	76,4	123	136	402	43,5
1962	225	239	140	90,3	70,2	60,1	52,0	42,3	51,8	86,4	86,4	262	117	262	42,3
1963	157	144	91,1	61,8	52,2	41,4	36,9	33,1	26,4	42,2	71,0	35,1	66,1	157	26,4
1964	128	189	84,1	56,6	52,8	36,7	32,8	27,8	23,0	47,2	48,2	88,5	67,9	189	23,0
1965	196	247	226	91,4	69,8	57,7	52,9	46,5	41,7	106,0	119	181	120	247	41,7
1966	238	204	311	125	85,4	66,9	56,5	45,8	43,8	72,1	126	240	134	311	43,8
1967	273	262	203	106	76,7	65,7	51,7	36,4	30,6	46,4	105	164	119	273	30,6
1968	172	170	137	84,0	59,3	47,7	40,5	43,4	36,6	61,4	77,1	184	92,8	184	36,6
1969	130	101	83,1	74,0	47,2	37,7	31,8	25,1	20,5	81,0	132	96,2	71,7	132	20,5
1970	124	109	114	73,9	49,6	41,8	36,0	28,6	35,1	42,2	53,4	47,2	62,9	124	28,6
1971	36,6	36,3	47,3	43,8	35,4	37,1	26,4	20,3	33,4	44,9	58,3	168	49,0	168	20,3
1972	131	195	135	103	59,1	44,8	47,1	37,3	36,3	69,6	188	116	97,0	195	36,3
1973	117	121	125	166	101,2	67,2	54,3	43,3	42,1	53,3	82,4	110	90,2	166	42,1
1974	143	85,0	172	103	69,3	55,6	43,6	37,0	31,4	38,9	31,6	103	76,2	172	31,4
1975	122	155	70,4	73,6	50,5	44,6	41,5	32,0	24,7	35,6	117	94,9	71,8	155	24,7
1976	83,9	100	114	79,2	59,9	47,2	41,0	37,1	64,0	63,5	138	200	85,7	200	37,1
1977	206	110	96,0	76,7	60,3	51,8	40,5	36,1	42,7	42,7	86,7	82,4	77,6	206	36,1
1978	161	89,9	73,1	59,9	54,1	46,5	40,7	32,1	30,2	58,5	97,3	109	71,1	161	30,2
1979	185	196	111	109	76,9	58,4	51,9	45,4	50,7	46,4	79,5	130	95,0	196	45,4
1980	237	192	99,8	111	71,2	65,4	52,2	43,3	36,2	35,3	58,2	99,1	91,8	237	35,3
1981	210	97,8	103	76,3	58,6	55,1	41,9	36,8	38,0	85,4	112,2	193	92,4	210	36,8
1982	316	152	269	132	80,9	67,8	56,0	49,3	43,9	63,5	76,9	132	120	316	43,9
1983	281	363	264	175	115	101	74,3	61,8	87,4	120	195	204	170	363	61,8
1984	138	103	84,5	85,0	85,6	56,7	46,2	42,3	46,2	45,8	49,0	142	77,1	142	42,3
1985	257	210	195	93,9	67,7	55,9	48,1	40,0	38,6	42,0	48,8	86,1	98,5	257	38,6
1986	126	116	133	73,0	58,6	45,7	46,0	43,0	34,1	30,2	43,0	179	77,3	179	30,2
1987	177	120	75,9	105	65,1	49,8	40,2	32,8	35,8	40,5	44,3	83,4	72,5	177	32,8
1988	90,5	179	79,4	75,8	60,4	43,0	32,6	27,0	21,4	40,1	39,8	90,5	64,9	179	21,4
1989	107	144	98,6	65,8	41,9	38,0	32,9	39,1	39,8	43,1	54,7	121	68,8	144	32,9
1990	98,4	60,5	92,2	78,9	70,1	47,5	41,5	41,7	41,9	50,4	55,3	56,8	61,3	98,4	41,5
1991	221	159	258	222	83,8	58,6	50,2	43,3	38,9	77,0	57,7	94,2	114	258	38,9
1992	333	332	93,9	84,0	91,4	62,8	54,5	46,0	64,2	81,8	108,6	105	121	333	46,0
1993	101	224	128	121	73,5	62,4	49,4	49,5	44,1	54,0	59,6	73,7	86,7	224	44,1
1994	284	90,5	123	87,7	80,2	58,1	50,1	39,9	32,7	54,1	58,9	91,3	87,6	284	32,7
1995	80,7	207	101	79,8	64,4	52,0	43,6	35,2	33,5	39,7	46,2	149	77,7	207	33,5
1996	142	126	139	83,8	56,7	42,4	35,6	29,5	51,2	50,7	89,0	170	84,7	170	29,5
1997	388	129	138	90,6	69,2	65,4	50,1	41,2	37,0	45,6	80,5	146	107	388	37,0
1998	119	202	125	82,4	72,1	57,7	45,0	42,1	33,1	58,1	78,1	98,5	84,4	202	33,1
1999	129	107	186	95,9	58,7	48,9	35,8	28,0	28,8	27,8	62,0	85,2	74,5	186	27,8
2000	287	239	179	102	67,2	51,2	42,8	35,1	52,8	35,5	71,9	139	109	287	35,1
2001	161	103	87,0	63,1	48,4	37,8	31,8	30,8	28,1	32,6	47,5	120	66,0	161	28,1
2002	103	182	103	63,8	49,8	36,3	30,6	23,6	24,5	18,5	45,6	111	66,0	182	18,5
2003	289	146	111	93,4	62,2	45,1	35,9	28,3	27,2	27,5	57,6	94,4	84,8	289	27,2
2004	183	294	184	128	79,3	61,0	50,9	37,2	37,0	50,9	81,1		108	294	37,0
Características do Período															
Mínima	36,6	36,3	47,3	43,8	35,4	33,2	26,4	20,3	20,5	18,5	31,6	35,1	QMLT (m^3/s)		
Máxima	388	402	311	222	123	101	74,3	61,8	87,4	120	195	262	**87,86**		
Média	164	158	137	96,9	69,7	55,3	46,4	39,3	39,6	52,3	78,5	119			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Local Captaçao
Rio Claro

Área de Drenagem: 375,5 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MíNIMA
1941									3,65	3,17	5,96	5,51	4,57		
1942	6,77	8,27	9,46	9,03	5,86	4,93	4,41	3,79	4,00	4,23	4,48	7,69	6,08	9,46	3,79
1943	12,4	9,86	8,96	7,14	5,35	4,94	4,16	3,71	3,41	5,00	7,47	7,03	6,62	12,4	3,41
1944	6,25	8,70	9,12	7,29	5,26	4,69	4,22	3,80	3,38	4,28	5,42	5,59	5,67	9,12	3,38
1945	4,94	9,22	8,01	7,29	5,25	4,44	3,74	3,07	2,66	4,99	7,01	8,34	5,75	9,22	2,66
1946	8,84	7,93	9,62	7,02	5,66	5,02	5,21	4,10	3,67	5,00	4,99	6,18	6,10	9,62	3,67
1947	8,50	8,65	11,6	6,98	6,04	5,25	4,85	4,40	5,09	5,32	4,70	9,20	6,71	11,6	4,40
1948	7,64	9,83	8,71	6,80	5,69	5,06	4,64	3,85	3,41	3,95	7,22	7,51	6,19	9,83	3,41
1949	9,80	10,9	7,25	5,93	5,17	4,36	3,67	3,17	2,82	4,01	4,51	6,42	5,67	10,9	2,82
1950	6,82	10,5	9,10	7,35	5,36	4,58	3,92	3,39	3,00	3,90	7,98	10,22	6,34	10,5	3,00
1951	10,7	11,1	10,4	9,63	6,71	5,54	4,71	4,14	3,60	3,75	4,36	4,25	6,57	11,1	3,60
1952	7,15	9,53	9,43	7,38	5,67	5,05	4,31	3,69	3,43	3,90	6,39	4,96	5,91	9,53	3,43
1953	4,14	4,62	7,64	6,86	4,63	3,90	3,44	3,09	3,44	3,58	3,69	6,17	4,60	7,64	3,09
1954	3,44	8,68	4,27	3,84	3,75	3,17	2,69	2,46	2,26	2,22	3,35	4,58	3,73	8,68	2,22
1955	6,02	4,85	4,54	5,66	3,58	3,04	2,69	2,44	2,19	2,30	4,26	8,69	4,19	8,69	2,19
1956	6,01	6,15	6,75	5,59	6,27	5,31	4,45	4,23	4,26	3,80	4,97	10,0	5,65	10,0	3,80
1957	9,97	8,60	10,1	10,8	8,21	5,73	5,14	4,76	5,34	4,92	6,69	9,38	7,47	10,8	4,76
1958	9,16	7,36	6,37	5,48	6,76	5,25	4,79	4,02	4,34	5,65	5,91	6,67	5,98	9,16	4,02
1959	13,2	9,35	12,2	7,77	5,43	4,56	3,95	3,55	3,03	4,23	6,41	5,68	6,61	13,2	3,03
1960	12,4	9,74	12,2	7,17	5,88	5,07	4,38	3,73	4,55	4,87	7,39	9,46	7,24	12,4	3,73
1961	16,1	20,1	14,1	7,31	7,01	5,48	4,83	4,30	3,73	3,77	5,71	8,20	8,39	20,1	3,73
1962	13,0	13,6	9,05	6,49	5,36	4,76	4,27	3,65	4,25	6,27	6,27	14,5	7,62	14,5	3,65
1963	9,89	9,25	6,53	4,87	4,28	3,59	3,29	3,03	2,55	3,64	5,41	3,17	4,96	9,89	2,55
1964	8,46	11,4	6,14	4,55	4,31	3,28	3,01	2,66	2,30	3,97	4,03	6,38	5,04	11,4	2,30
1965	11,7	13,9	13,0	6,54	5,33	4,62	4,32	3,92	3,61	7,32	7,98	11,0	7,77	13,9	3,61
1966	13,5	12,0	16,6	8,32	6,22	5,17	4,54	3,88	3,75	5,47	8,34	13,6	8,45	16,6	3,75
1967	15,0	14,5	12,0	7,34	5,73	5,10	4,25	3,26	2,86	3,91	7,29	10,2	7,62	15,0	2,86
1968	10,6	10,5	8,88	6,14	4,72	4,00	3,53	3,72	3,27	4,84	5,75	11,1	6,42	11,1	3,27
1969	8,55	7,07	6,09	5,57	3,96	3,34	2,94	2,46	2,11	5,97	8,67	6,80	5,3	8,67	2,11
1970	8,27	7,48	7,72	5,57	4,12	3,62	3,23	2,71	3,17	3,65	4,35	3,97	4,82	8,27	2,71
1971	3,27	3,25	3,97	3,75	3,19	3,30	2,55	2,09	3,05	3,82	4,66	10,38	3,94	10,4	2,09
1972	8,60	11,6	8,81	7,19	4,70	3,81	3,96	3,31	3,25	5,32	11,31	7,85	6,65	11,6	3,25
1973	7,87	8,10	8,30	10,3	7,07	5,18	4,41	3,71	3,64	4,35	6,05	7,52	6,37	10,3	3,64
1974	9,18	6,20	10,6	7,16	5,31	4,49	3,73	3,30	2,91	3,42	2,93	7,19	5,53	10,6	2,91
1975	8,14	9,76	5,37	5,55	4,18	3,80	3,60	2,95	2,43	3,20	7,90	6,73	5,30	9,76	2,43
1976	6,13	7,02	7,73	5,87	4,75	3,97	3,57	3,31	5,00	4,96	8,97	11,84	6,09	11,8	3,31
1977	12,1	7,51	6,79	5,73	4,78	4,25	3,53	3,24	3,68	3,67	6,29	6,05	5,64	12,1	3,24
1978	10,1	6,46	5,52	4,75	4,40	3,92	3,54	2,96	2,83	4,67	6,86	7,50	5,29	10,1	2,83
1979	11,2	11,7	7,58	7,46	5,74	4,66	4,26	3,85	4,19	3,91	5,89	8,57	6,58	11,7	3,85
1980	13,5	11,5	7,00	7,59	5,42	5,08	4,28	3,72	3,24	3,18	4,65	6,96	6,34	13,5	3,18
1981	12,3	6,89	7,18	5,71	4,67	4,46	3,62	3,29	3,37	6,22	7,65	11,5	6,41	12,3	3,29
1982	16,8	9,61	14,8	8,66	5,96	5,22	4,52	4,10	3,76	4,96	5,74	8,63	7,73	16,8	3,76
1983	15,3	18,6	14,6	10,69	7,79	7,05	5,60	4,87	6,32	8,04	11,61	12,0	10,22	18,6	4,87
1984	8,96	7,16	6,17	6,19	6,23	4,56	3,90	3,65	3,90	3,88	4,08	9,15	5,65	9,15	3,65
1985	14,3	12,3	11,62	6,68	5,21	4,51	4,02	3,50	3,40	3,63	4,07	6,26	6,63	14,3	3,40
1986	8,34	7,87	8,68	5,52	4,67	3,87	3,89	3,69	3,10	2,83	3,70	10,9	5,59	10,9	2,83
1987	10,8	8,04	5,68	7,26	5,06	4,13	3,51	3,01	3,22	3,53	3,78	6,11	5,35	10,8	3,01
1988	6,49	10,9	5,88	5,68	4,78	3,70	2,99	2,60	2,18	3,51	3,48	6,50	4,89	10,9	2,18
1989	7,39	9,22	6,93	5,10	3,62	3,37	3,02	3,44	3,48	3,70	4,43	8,09	5,15	9,22	3,02
1990	6,92	4,79	6,59	5,85	5,35	3,99	3,60	3,61	3,62	4,17	4,47	4,56	4,79	6,92	3,60
1991	12,8	9,98	14,35	12,8	6,13	4,67	4,16	3,71	3,42	5,75	4,62	6,70	7,42	14,4	3,42
1992	17,4	17,4	6,68	6,14	6,55	4,92	4,42	3,89	5,01	6,02	7,46	7,25	7,76	17,4	3,89
1993	7,05	12,9	8,43	8,12	5,55	4,90	4,10	4,11	3,77	4,39	4,73	5,56	6,14	12,9	3,77
1994	15,5	6,50	8,20	6,34	5,93	4,64	4,15	3,49	3,00	4,40	4,69	6,54	6,11	15,5	3,00
1995	5,96	12,2	7,05	5,91	5,02	4,27	3,73	3,18	3,06	3,48	3,90	9,49	5,60	12,2	3,06
1996	9,14	8,37	8,99	6,13	4,56	3,66	3,20	2,78	4,22	4,19	6,41	10,48	6,01	10,5	2,78
1997	19,6	8,52	8,93	6,50	5,30	5,08	4,15	3,58	3,30	3,86	5,94	9,35	7,01	19,6	3,30
1998	7,97	11,9	8,32	6,05	5,47	4,62	3,83	3,64	3,03	4,64	5,81	6,93	6,02	11,9	3,03
1999	8,51	7,38	11,2	6,79	4,68	4,07	3,22	2,67	2,72	2,66	4,87	6,21	5,42	11,2	2,66
2000	15,6	13,6	10,9	7,12	5,18	4,22	3,68	3,17	4,32	3,20	5,45	9,01	7,12	15,6	3,17
2001	10,1	7,17	6,30	4,94	4,04	3,35	2,94	2,87	2,68	2,99	3,98	8,05	4,95	10,1	2,68
2002	7,14	11,0	7,17	4,98	3,44	2,91	2,72	2,32	2,52	2,35	4,58	8,38	4,96	11,0	2,32
2003	16,4	7,78	9,62	7,22	4,60	3,53	3,00	2,79	2,73	2,79	8,05	11,1	6,63	16,4	2,73
2004	15,6	12,4	9,93	7,99	5,12	4,52	3,94	3,06	2,43	3,65	3,85		6,58	15,6	2,43
Características do Período															
Mínima	3,27	3,25	3,97	3,75	3,19	2,91	2,55	2,09	2,11	2,22	2,93	3,17	QMLT (m^3/s)		
Máxima	19,6	20,1	16,6	12,8	8,21	7,05	5,60	4,87	6,32	8,04	11,6	14,5	**6,14**		
Média	10,1	9,67	8,76	6,79	5,27	4,44	3,89	3,44	3,44	4,24	5,78	7,97			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Local Barragem de regularização
Ribeirão da Saudade

Área de Drenagem: 60,6 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									0,260	0,189	0,794	0,665	0,477		
1942	1,06	1,68	2,28	2,04	0,763	0,515	0,401	0,284	0,320	0,364	0,414	1,42	0,961	2,28	0,284
1943	4,24	2,50	2,01	1,20	0,621	0,518	0,351	0,271	0,223	0,532	1,33	1,16	1,25	4,24	0,223
1944	0,884	1,88	2,09	1,26	0,597	0,460	0,362	0,286	0,219	0,373	0,639	0,687	0,811	2,09	0,219
1945	0,517	2,14	1,56	1,26	0,596	0,407	0,276	0,176	0,126	0,529	1,15	1,71	0,870	2,14	0,126
1946	1,95	1,52	2,36	1,15	0,707	0,538	0,584	0,339	0,263	0,532	0,529	0,863	0,945	2,36	0,263
1947	1,78	1,86	3,59	1,14	0,819	0,596	0,497	0,399	0,555	0,614	0,463	2,14	1,20	3,59	0,399
1948	1,40	2,48	1,88	1,07	0,714	0,546	0,449	0,294	0,222	0,311	1,23	1,34	0,995	2,48	0,222
1949	2,46	3,16	1,60	1,12	0,950	0,487	0,344	0,223	0,152	1,007	0,496	0,940	1,08	3,16	0,152
1950	1,08	2,59	2,36	0,960	0,606	0,441	0,295	0,182	0,145	0,280	1,54	1,50	0,999	2,59	0,145
1951	2,98	3,27	2,84	1,14	0,771	0,579	0,396	0,276	0,198	0,310	0,368	0,553	1,14	3,27	0,198
1952	1,38	1,74	2,26	0,884	0,424	0,384	0,251	0,180	0,259	0,428	0,790	0,437	0,784	2,26	0,180
1953	0,487	0,737	1,41	0,805	0,298	0,207	0,175	0,126	0,149	0,522	0,470	0,723	0,509	1,41	0,126
1954	0,620	1,34	0,483	0,246	0,513	0,226	0,124	0,062	0,040	0,060	0,161	0,349	0,352	1,34	0,040
1955	1,05	0,500	0,652	0,458	0,157	0,118	0,064	0,039	0,022	0,112	0,408	1,04	0,385	1,05	0,022
1956	0,416	0,694	1,20	0,449	0,588	0,634	0,272	0,317	0,174	0,144	0,492	1,03	0,534	1,20	0,144
1957	1,35	1,79	1,38	1,70	0,742	0,424	0,424	0,255	0,283	0,213	0,462	1,07	0,841	1,79	0,213
1958	1,79	2,61	1,94	1,47	1,21	0,812	0,502	0,326	0,390	0,401	0,359	0,741	1,05	2,61	0,326
1959	2,11	1,88	3,31	1,19	0,619	0,502	0,350	0,324	0,212	0,280	0,572	0,844	1,02	3,31	0,212
1960	1,52	1,77	1,05	0,958	0,386	0,228	0,237	0,185	0,149	0,484	0,870	2,83	0,889	2,83	0,149
1961	1,12	1,96	0,966	0,677	0,748	0,206	0,409	0,295	0,199	0,253	0,410	0,609	0,654	1,96	0,199
1962	1,82	2,11	1,85	0,893	0,627	0,509	0,236	0,234	0,287	0,805	0,544	3,41	1,11	3,41	0,234
1963	2,14	2,19	0,603	0,161	0,435	0,363	0,331	0,276	0,194	0,363	0,283	0,147	0,624	2,19	0,147
1964	0,576	3,05	1,11	0,570	0,310	0,153	0,148	0,090	0,057	0,248	0,539	1,25	0,675	3,05	0,057
1965	2,21	2,70	2,89	1,59	0,619	0,479	0,453	0,422	0,301	0,446	0,536	0,857	1,13	2,89	0,301
1966	1,42	0,857	1,57	0,84	1,00	0,464	0,360	0,321	0,263	0,713	1,22	1,35	0,864	1,57	0,263
1967	1,73	2,212	1,35	1,31	1,67	1,31	0,441	0,336	0,557	0,671	1,818	2,85	1,35	2,85	0,336
1968	2,63	1,98	2,25	1,04	0,667	0,336	0,249	0,268	0,233	0,527	0,540	2,18	1,07	2,63	0,233
1969	1,65	1,55	1,26	1,140	0,635	0,227	0,134	0,105	0,077	0,342	0,590	0,646	0,697	1,65	0,077
1970	0,800	2,525	2,067	0,883	0,496	0,316	0,255	0,165	0,165	0,270	0,324	0,285	0,713	2,53	0,165
1971	0,287	0,309	0,335	0,253	0,135	0,128	0,090	0,071	0,070	0,159	0,156	1,273	0,272	1,27	0,070
1972	1,266	2,985	2,145	1,594	0,772	0,473	0,376	0,224	0,245	2,320	3,564	2,010	1,50	3,56	0,224
1973	2,351	2,355	2,049	3,130	1,516	0,900	0,585	0,369	0,314	0,400	0,847	1,551	1,36	3,13	0,314
1974	2,784	1,605	2,968	2,380	1,134	0,778	0,507	0,338	0,210	0,279	0,188	1,032	1,18	2,97	0,188
1975	1,356	1,491	0,756	0,671	0,394	0,231	0,218	0,121	0,075	0,139	0,647	0,927	0,586	1,49	0,075
1976	1,063	2,067	2,663	1,457	0,811	0,499	0,410	0,293	0,576	0,565	0,757	3,388	1,21	3,39	0,293
1977	3,163	1,427	1,122	1,245	0,751	0,423	0,230	0,213	0,193	0,323	1,182	2,137	1,03	3,16	0,193
1978	3,440	1,650	1,572	0,919	0,810	0,764	0,467	0,271	0,283	0,624	2,274	4,007	1,42	4,01	0,271
1979	3,337	3,143	1,897	1,192	0,831	0,589	0,461	0,302	0,461	0,498	0,640	1,348	1,23	3,34	0,302
1980	3,12	2,49	1,05	1,08	0,593	0,437	0,277	0,222	0,217	0,149	0,330	1,352	0,944	3,12	0,149
1981	2,45	1,20	1,09	1,11	0,607	0,482	0,322	0,268	0,189	0,536	1,17	2,70	1,01	2,70	0,189
1982	4,38	2,95	3,93	2,24	1,24	0,857	0,630	0,449	0,507	0,743	0,893	3,957	1,90	4,38	0,449
1983	4,55	3,26	2,84	2,74	1,58	1,22	0,885	0,626	0,621	0,766	0,966	1,80	1,82	4,55	0,621
1984	3,02	1,74	1,05	1,20	1,30	0,608	0,404	0,297	0,304	0,387	0,356	2,06	1,06	3,02	0,297
1985	4,60	3,99	5,77	2,59	1,46	0,971	0,486	0,381	0,251	0,200	0,342	0,616	1,80	5,77	0,200
1986	2,63	2,35	2,09	1,04	0,961	0,499	0,446	0,428	0,246	0,183	0,649	2,03	1,13	2,63	0,183
1987	2,64	2,28	1,77	1,71	1,00	0,456	0,270	0,185	0,246	0,246	0,766	1,27	1,07	2,64	0,185
1988	1,49	1,83	1,73	2,84	1,21	0,605	0,280	0,216	0,134	0,335	1,13	0,943	1,06	2,84	0,134
1989	2,41	2,02	1,98	0,947	0,574	0,441	0,340	0,420	0,364	0,211	0,428	1,20	0,946	2,41	0,211
1990	1,30	0,45	0,723	1,29	0,660	0,346	0,243	0,163	0,075	0,239	0,295	0,290	0,506	1,30	0,075
1991	3,39	3,69	8,03	3,61	1,18	0,476	0,438	0,277	0,195	0,203	0,119	0,743	1,86	8,03	0,119
1992	1,29	1,63	1,34	0,998	0,810	0,420	0,285	0,168	0,561	2,010	2,066	1,19	1,06	2,07	0,168
1993	1,05	1,86	1,62	2,12	1,14	0,557	0,519	0,158	0,760	0,645	0,415	1,43	1,02	2,12	0,158
1994	3,57	2,25	3,08	1,793	0,962	0,621	0,497	0,356	0,221	0,230	0,276	0,804	1,22	3,57	0,221
1995	1,31	3,37	1,69	1,08	0,905	0,466	0,322	0,372	0,180	0,223	0,312	0,633	0,906	3,37	0,180
1996	1,57	1,27	1,95	1,11	0,643	0,408	0,308	0,245	0,337	0,242	0,794	1,98	0,904	1,98	0,242
1997	4,87	2,00	2,03	1,03	0,659	0,643	0,346	0,203	0,137	0,258	0,529	2,68	1,28	4,87	0,137
1998	2,44	2,93	2,10	1,20	1,32	0,536	0,319	0,354	0,153	0,438	0,684	0,985	1,12	2,93	0,153
1999	3,44	2,22	2,34	0,878	0,518	0,361	0,232	0,119	0,242	0,177	0,533	0,921	0,999	3,44	0,119
2000	4,41	4,55	5,20	1,912	0,757	0,477	0,376	0,265	0,794	0,228	0,695	1,41	1,76	5,20	0,228
2001	0,952	1,10	0,971	0,637	0,394	0,194	0,190	0,155	0,106	0,274	0,564	1,04	0,548	1,10	0,106
2002	1,88	5,08	1,85	0,682	0,583	0,272	0,190	0,103	0,183	0,224	0,863	0,608	1,04	5,08	0,103
2003	3,45	2,78	2,86	2,14	1,03	0,454	0,276	0,181	0,258	0,179	0,398	1,88	1,32	3,45	0,179
2004	2,46	3,90	2,56	1,40	0,852	0,614	0,442	0,293	0,209	0,350	0,800		1,26	3,90	0,209
Características do Período															
Mínima	0,287	0,309	0,335	0,161	0,135	0,118	0,064	0,039	0,022	0,060	0,119	0,147	QMLT (m^3/s)		
Máxima	4,87	5,08	8,03	3,61	1,67	1,31	0,885	0,626	0,794	2,32	3,56	4,01	**1,03**		
Média	2,11	2,18	2,05	1,30	0,784	0,495	0,350	0,256	0,260	0,427	0,734	1,394			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Local Barragem de regularização
Rio Uberaba

Área de Drenagem: 453,7 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									1,96	1,43	6,00	5,02	3,60		
1942	8,01	12,7	17,2	15,4	5,77	3,89	3,03	2,15	2,42	2,75	3,13	10,7	7,26	17,2	2,15
1943	32,1	18,9	15,2	9,1	4,69	3,92	2,65	2,05	1,69	4,02	10,04	8,75	9,4	32,1	1,69
1944	6,68	14,2	15,8	9,5	4,51	3,47	2,73	2,16	1,65	2,82	4,83	5,19	6,13	15,8	1,65
1945	3,91	16,2	11,8	9,5	4,50	3,07	2,08	1,33	0,96	4,00	8,70	12,9	6,58	16,2	0,96
1946	14,7	11,5	17,8	8,7	5,34	4,06	4,42	2,56	1,98	4,02	4,00	6,52	7,14	17,8	1,98
1947	13,4	14,0	27,1	8,6	6,19	4,50	3,76	3,01	4,19	4,64	3,50	16,1	9,1	27,1	3,01
1948	10,6	18,7	14,2	8,10	5,39	4,13	3,39	2,22	1,68	2,35	9,28	10,2	7,52	18,7	1,68
1949	18,6	23,9	12,1	8,43	7,18	3,68	2,60	1,69	1,15	7,61	3,75	7,10	8,15	23,9	1,15
1950	8,16	19,6	17,8	7,25	4,58	3,33	2,23	1,37	1,09	2,11	11,66	11,3	7,54	19,6	1,09
1951	22,5	24,7	21,4	8,65	5,82	4,38	2,99	2,09	1,49	2,34	2,78	4,18	8,6	24,7	1,49
1952	10,4	13,1	17,1	6,68	3,21	2,90	1,90	1,36	1,96	3,24	5,97	3,30	5,92	17,1	1,36
1953	3,68	5,57	10,7	6,08	2,25	1,56	1,32	0,95	1,13	3,94	3,55	5,46	3,85	10,7	0,95
1954	4,68	10,1	3,65	1,86	3,88	1,70	0,93	0,47	0,30	0,45	1,21	2,63	2,66	10,1	0,30
1955	7,96	3,78	4,93	3,46	1,19	0,89	0,48	0,30	0,16	0,85	3,08	7,84	2,91	7,96	0,16
1956	3,14	5,24	9,05	3,39	4,44	4,79	2,06	2,40	1,32	1,08	3,71	7,80	4,04	9,1	1,08
1957	10,2	13,5	10,4	12,8	5,60	3,21	3,21	1,93	2,14	1,61	3,49	8,12	6,35	13,5	1,61
1958	13,6	19,7	14,6	11,1	9,18	6,14	3,79	2,46	2,94	3,03	2,71	5,60	7,90	19,7	2,46
1959	15,9	14,2	25,0	9,0	4,67	3,79	2,64	2,45	1,60	2,12	4,32	6,38	7,67	25,0	1,60
1960	11,5	13,4	7,91	7,24	2,92	1,72	1,79	1,40	1,12	3,66	6,57	21,4	6,72	21,4	1,12
1961	8,43	14,8	7,30	5,12	5,65	1,56	3,09	2,23	1,50	1,91	3,10	4,60	4,94	14,8	1,50
1962	13,7	16,0	14,0	6,75	4,74	3,85	1,78	1,77	2,17	6,08	4,11	25,8	8,39	25,8	1,77
1963	16,2	16,5	4,56	1,22	3,29	2,74	2,50	2,08	1,47	2,74	2,14	1,11	4,71	16,5	1,11
1964	4,35	23,0	8,40	4,31	2,34	1,15	1,12	0,68	0,43	1,87	4,08	9,47	5,10	23,0	0,43
1965	16,7	20,4	21,8	12,1	4,67	3,62	3,42	3,19	2,27	3,37	4,05	6,48	8,50	21,8	2,27
1966	10,7	6,48	11,8	6,33	7,58	3,51	2,72	2,43	1,99	5,39	9,22	10,2	6,53	11,8	1,99
1967	13,0	16,7	10,2	9,89	12,6	9,89	3,33	2,54	4,21	5,07	13,73	21,5	10,2	21,5	2,54
1968	19,8	15,0	17,0	7,84	5,04	2,54	1,88	2,02	1,76	3,98	4,08	16,5	8,12	19,8	1,76
1969	12,5	11,7	9,51	8,61	4,79	1,72	1,02	0,80	0,58	2,58	4,46	4,88	5,26	12,5	0,58
1970	6,04	19,1	15,6	6,67	3,74	2,39	1,92	1,25	1,25	2,04	2,45	2,15	5,38	19,1	1,25
1971	2,17	2,33	2,53	1,91	1,02	0,96	0,68	0,53	0,53	1,20	1,18	9,6	2,06	9,62	0,53
1972	9,56	22,5	16,2	12,0	5,83	3,58	2,84	1,70	1,85	17,5	26,9	15,2	11,3	26,9	1,70
1973	17,8	17,8	15,5	23,7	11,5	6,80	4,42	2,79	2,37	3,03	6,40	11,7	10,3	23,7	2,37
1974	21,0	12,1	22,4	18,0	8,57	5,88	3,83	2,55	1,58	2,11	1,42	7,79	8,94	22,4	1,42
1975	10,2	11,3	5,71	5,07	2,98	1,74	1,65	0,91	0,56	1,05	4,89	7,00	4,42	11,3	0,56
1976	8,03	15,6	20,1	11,0	6,13	3,77	3,10	2,21	4,35	4,27	5,72	25,6	9,16	25,6	2,21
1977	23,9	10,8	8,48	9,40	5,67	3,20	1,74	1,61	1,46	2,44	8,93	16,1	7,81	23,9	1,46
1978	26,0	12,5	11,9	6,94	6,12	5,78	3,53	2,05	2,14	4,71	17,2	30,3	10,8	30,3	2,05
1979	25,2	23,7	14,3	9,01	6,28	4,45	3,49	2,28	3,49	3,77	4,83	10,2	9,26	25,2	2,28
1980	23,6	18,8	7,97	8,17	4,48	3,30	2,09	1,68	1,64	1,12	2,50	10,2	7,13	23,6	1,12
1981	18,5	9,1	8,24	8,42	4,59	3,65	2,43	2,03	1,43	4,05	8,81	20,4	7,64	20,4	1,43
1982	33,1	22,3	29,7	16,9	9,35	6,48	4,76	3,39	3,83	5,62	6,75	29,9	14,3	33,1	3,39
1983	34,4	24,6	21,5	20,7	11,9	9,3	6,68	4,73	4,69	5,79	7,30	13,6	13,8	34,4	4,69
1984	22,8	13,1	7,91	9,09	9,83	4,59	3,06	2,24	2,30	2,92	2,69	15,6	8,01	22,8	2,24
1985	34,8	30,2	43,6	19,6	11,0	7,33	3,67	2,88	1,90	1,51	2,58	4,65	13,6	43,6	1,51
1986	19,9	17,8	15,8	7,84	7,26	3,77	3,37	3,23	1,86	1,38	4,91	15,4	8,54	19,9	1,38
1987	19,9	17,2	13,4	12,9	7,57	3,45	2,04	1,40	1,86	1,86	5,79	9,59	8,08	19,9	1,40
1988	11,3	13,8	13,0	21,4	9,12	4,57	2,11	1,64	1,01	2,53	8,51	7,12	8,02	21,4	1,01
1989	18,2	15,3	15,0	7,16	4,34	3,33	2,57	3,17	2,75	1,60	3,24	9,10	7,15	18,2	1,60
1990	9,80	3,37	5,46	9,77	4,99	2,62	1,83	1,23	0,57	1,80	2,23	2,19	3,82	9,8	0,57
1991	25,6	27,9	60,7	27,2	8,94	3,60	3,31	2,09	1,48	1,53	0,90	5,62	14,1	60,7	0,90
1992	9,76	12,3	10,1	7,54	6,12	3,17	2,15	1,27	4,24	15,2	15,6	9,0	8,05	15,6	1,27
1993	7,90	14,0	12,2	16,0	8,59	4,21	3,92	1,20	5,74	4,87	3,13	10,8	7,72	16,0	1,20
1994	27,0	17,0	23,3	13,6	7,27	4,69	3,75	2,69	1,67	1,74	2,09	6,07	9,24	27,0	1,67
1995	9,91	25,5	12,8	8,20	6,84	3,52	2,43	2,81	1,36	1,68	2,36	4,79	6,85	25,5	1,36
1996	11,8	9,57	14,7	8,41	4,85	3,08	2,33	1,85	2,54	1,83	6,00	15,0	6,83	15,0	1,83
1997	36,8	15,1	15,3	7,78	4,98	4,86	2,62	1,53	1,04	1,95	4,00	20,2	9,69	36,8	1,04
1998	18,4	22,1	15,9	9,09	10,0	4,05	2,41	2,67	1,16	3,31	5,17	7,44	8,48	22,1	1,16
1999	26,0	16,8	17,7	6,64	3,92	2,73	1,75	0,90	1,83	1,34	4,03	6,96	7,55	26,0	0,90
2000	33,3	34,4	39,3	14,4	5,72	3,61	2,84	2,00	6,00	1,72	5,25	10,6	13,3	39,3	1,72
2001	7,20	8,30	7,34	4,81	2,98	1,47	1,44	1,17	0,80	2,07	4,26	7,89	4,14	8,30	0,80
2002	14,2	38,4	14,0	5,15	4,40	2,06	1,44	0,78	1,38	1,69	6,52	4,59	7,88	38,4	0,78
2003	26,1	21,0	21,6	16,2	7,79	3,43	2,08	1,36	1,95	1,36	3,01	14,2	10,0	26,1	1,36
2004	18,6	29,4	19,4	10,5	6,44	4,64	3,34	2,21	1,58	2,64	6,04		9,53	29,4	1,58
Características do Período															
Mínima	2,17	2,33	2,53	1,22	1,02	0,888	0,481	0,295	0,164	0,450	0,901	1,11	QMLT (m^3/s)		
Máxima	36,8	38,4	60,7	27,2	12,6	9,89	6,68	4,73	6,00	17,5	26,9	30,3	**7,76**		
Média	15,94	16,49	15,51	9,81	5,92	3,74	2,64	1,94	1,96	3,22	5,54	10,5			

Resumo de Descargas Médias Mensais (m^3/s)

Local Captação CODAU
Rio Uberaba

Área de Drenagem: 529,3 km²

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAIO	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA	MÁXIMA	MÍNIMA
1941									2,28	1,66	6,95	5,8	4,18		
1942	9,29	14,7	19,9	17,9	6,69	4,51	3,51	2,49	2,80	3,19	3,62	12,4	8,42	19,9	2,49
1943	37,2	21,9	17,6	10,5	5,44	4,54	3,07	2,37	1,96	4,66	11,65	10,1	10,9	37,2	1,96
1944	7,75	16,5	18,3	11,0	5,23	4,03	3,17	2,50	1,92	3,27	5,60	6,02	7,11	18,3	1,92
1945	4,53	18,8	13,6	11,0	5,22	3,57	2,41	1,54	1,11	4,63	10,08	15,0	7,63	18,8	1,11
1946	17,1	13,3	20,7	10,1	6,20	4,71	5,12	2,97	2,30	4,66	4,63	7,56	8,28	20,7	2,30
1947	15,6	16,3	31,5	10,0	7,17	5,22	4,36	3,49	4,86	5,38	4,06	18,7	10,5	31,5	3,49
1948	12,3	21,7	16,5	9,39	6,25	4,79	3,93	2,58	1,95	2,72	10,76	11,8	8,72	21,7	1,95
1949	21,6	27,7	14,0	9,78	8,32	4,27	3,02	1,96	1,33	8,82	4,34	8,23	9,45	27,7	1,33
1950	9,46	22,7	20,7	8,41	5,31	3,86	2,58	1,59	1,27	2,45	13,52	13,1	8,75	22,7	1,27
1951	26,1	28,6	24,9	10,0	6,75	5,08	3,47	2,42	1,73	2,71	3,22	4,84	10,0	28,6	1,73
1952	12,1	15,2	19,8	7,75	3,72	3,36	2,20	1,58	2,27	3,75	6,92	3,83	6,87	19,8	1,58
1953	4,27	6,46	12,4	7,05	2,61	1,81	1,53	1,11	1,31	4,57	4,12	6,33	4,46	12,4	1,11
1954	5,43	11,8	4,23	2,16	4,50	1,98	1,08	0,54	0,35	0,52	1,41	3,05	3,09	11,8	0,35
1955	9,23	4,38	5,71	4,01	1,38	1,03	0,56	0,34	0,19	0,98	3,57	9,09	3,37	9,23	0,19
1956	3,65	6,08	10,5	3,94	5,15	5,55	2,39	2,78	1,53	1,26	4,31	9,05	4,68	10,5	1,26
1957	11,8	15,7	12,1	14,9	6,50	3,72	3,72	2,23	2,48	1,87	4,05	9,42	7,37	15,7	1,87
1958	15,7	22,8	17,0	12,9	10,6	7,12	4,39	2,85	3,41	3,51	3,14	6,49	9,16	22,8	2,85
1959	18,5	16,5	29,0	10,4	5,42	4,39	3,06	2,84	1,85	2,45	5,01	7,40	8,90	29,0	1,85
1960	13,3	15,5	9,17	8,40	3,39	1,99	2,07	1,62	1,30	4,24	7,62	24,8	7,79	24,8	1,30
1961	9,78	17,2	8,47	5,93	6,56	1,81	3,58	2,58	1,74	2,21	3,59	5,34	5,73	17,2	1,74
1962	15,9	18,5	16,2	7,83	5,49	4,46	2,07	2,05	2,52	7,05	4,76	29,9	9,73	29,9	2,05
1963	18,8	19,2	5,29	1,41	3,81	3,18	2,90	2,41	1,70	3,18	2,48	1,29	5,46	19,2	1,29
1964	5,04	26,7	9,74	5,00	2,71	1,34	1,29	0,79	0,50	2,17	4,73	11,0	5,92	26,7	0,50
1965	19,4	23,7	25,3	14,0	5,42	4,20	3,97	3,70	2,64	3,91	4,70	7,51	9,86	25,3	2,64
1966	12,4	7,51	13,7	7,34	8,79	4,07	3,16	2,81	2,30	6,25	10,69	11,8	7,57	13,7	2,30
1967	15,1	19,4	11,9	11,5	14,7	11,5	3,86	2,95	4,88	5,88	15,92	25,0	11,9	25,0	2,95
1968	23,0	17,4	19,7	9,10	5,85	2,95	2,18	2,34	2,04	4,62	4,73	19,1	9,41	23,0	2,04
1969	14,5	13,6	11,0	10,0	5,56	1,99	1,18	0,92	0,67	3,00	5,17	5,66	6,10	14,5	0,67
1970	7,01	22,1	18,1	7,73	4,34	2,77	2,23	1,45	1,45	2,37	2,84	2,50	6,24	22,1	1,45
1971	2,51	2,7	2,94	2,21	1,19	1,12	0,79	0,62	0,62	1,39	1,37	11,2	2,38	11,2	0,62
1972	11,1	26,2	18,8	14,0	6,76	4,15	3,30	1,97	2,15	20,3	31,2	17,6	13,12	31,2	1,97
1973	20,6	20,6	18,0	27,4	13,3	7,89	5,12	3,24	2,75	3,51	7,42	13,6	12,0	27,4	2,75
1974	24,4	14,1	26,0	20,9	9,93	6,82	4,45	2,96	1,84	2,44	1,65	9,04	10,4	26,0	1,65
1975	11,9	13,1	6,62	5,9	3,46	2,02	1,91	1,06	0,65	1,22	5,67	8,12	5,13	13,1	0,65
1976	9,31	18,1	23,3	12,8	7,11	4,37	3,60	2,57	5,05	4,95	6,63	29,7	10,6	29,7	2,57
1977	27,7	12,5	9,83	10,9	6,58	3,71	2,02	1,87	1,69	2,83	10,4	18,7	9,06	27,7	1,69
1978	30,1	14,5	13,8	8,0	7,10	6,70	4,09	2,38	2,48	5,47	19,9	35,1	12,5	35,1	2,38
1979	29,2	27,5	16,6	10,4	7,28	5,16	4,04	2,65	4,04	4,37	5,61	11,8	10,7	29,2	2,65
1980	27,3	21,8	9,24	9,5	5,20	3,83	2,42	1,94	1,91	1,30	2,90	11,8	8,27	27,33	1,30
1981	21,5	10,5	9,56	9,8	5,32	4,23	2,82	2,35	1,66	4,69	10,21	23,6	8,9	23,6	1,66
1982	38,4	25,9	34,4	19,6	10,8	7,51	5,52	3,93	4,44	6,51	7,83	34,7	16,6	38,36	3,93
1983	39,9	28,5	24,9	24,0	13,8	10,7	7,75	5,49	5,44	6,72	8,46	15,8	16,0	39,87	5,44
1984	26,4	15,2	9,18	10,5	11,4	5,33	3,54	2,60	2,66	3,39	3,12	18,1	9,29	26,4	2,60
1985	40,3	35,0	50,5	22,7	12,8	8,50	4,26	3,34	2,20	1,75	3,00	5,39	15,8	50,5	1,75
1986	23,1	20,6	18,3	9,1	8,42	4,38	3,90	3,75	2,16	1,60	5,69	17,8	9,90	23,1	1,60
1987	23,1	20,0	15,5	14,9	8,78	4,00	2,37	1,62	2,16	2,16	6,72	11,1	9,37	23,1	1,62
1988	13,1	16,0	15,1	24,9	10,6	5,30	2,45	1,90	1,17	2,93	9,87	8,26	9,30	24,9	1,17
1989	21,2	17,7	17,4	8,3	5,03	3,86	2,98	3,68	3,19	1,85	3,75	10,5	8,29	21,2	1,85
1990	11,4	3,9	6,3	11,3	5,78	3,03	2,13	1,42	0,66	2,09	2,58	2,54	4,43	11,4	0,66
1991	29,7	32,4	70,4	31,6	10,4	4,17	3,84	2,42	1,71	1,78	1,05	6,51	16,3	70,4	1,05
1992	11,3	14,3	11,8	8,7	7,10	3,68	2,50	1,47	4,91	17,6	18,1	10,5	9,33	18,1	1,47
1993	9,2	16,3	14,2	18,6	9,96	4,88	4,54	1,39	6,66	5,65	3,64	12,6	8,96	18,6	1,39
1994	31,3	19,7	27,0	15,7	8,43	5,44	4,35	3,12	1,94	2,02	2,42	7,04	10,7	31,3	1,94
1995	11,5	29,6	14,8	9,5	7,93	4,08	2,82	3,26	1,58	1,95	2,73	5,55	7,94	29,6	1,58
1996	13,7	11,1	17,1	9,8	5,63	3,58	2,70	2,14	2,95	2,12	6,96	17,4	7,92	17,4	2,12
1997	42,7	17,6	17,8	9,0	5,77	5,63	3,03	1,78	1,20	2,26	4,63	23,5	11,2	42,66	1,20
1998	21,4	25,7	18,4	10,5	11,6	4,70	2,79	3,10	1,34	3,84	6,00	8,63	9,83	25,7	1,34
1999	30,2	19,5	20,5	7,7	4,54	3,16	2,04	1,05	2,12	1,55	4,67	8,07	8,75	30,2	1,05
2000	38,6	39,9	45,5	16,8	6,63	4,18	3,29	2,32	6,96	2,00	6,09	12,3	15,4	45,5	2,00
2001	8,34	9,62	8,51	5,6	3,45	1,70	1,67	1,36	0,93	2,41	4,94	9,15	4,80	9,62	0,93
2002	16,4	44,5	16,2	6,0	5,11	2,39	1,67	0,91	1,60	1,96	7,56	5,33	9,14	44,5	0,91
2003	30,2	24,4	25,1	18,8	9,03	3,98	2,41	1,58	2,26	1,57	3,49	16,4	11,6	30,2	1,57
2004	21,6	34,1	22,5	12,2	7,47	5,38	3,87	2,57	1,83	3,06	7,01		11,1	34,1	1,83
Características do Período															
Mínima	2,51	2,70	2,94	1,41	1,19	1,03	0,56	0,34	0,19	0,52	1,05	1,29	QMLT (m^3/s)		
Máxima	42,7	44,5	70,4	31,6	14,7	11,5	7,75	5,49	6,96	20,3	31,2	35,1	**8,99**		
Média	18,5	19,1	18,0	11,4	6,87	4,34	3,06	2,25	2,27	3,74	6,43	12,2			

ANEXO 3

Pré-Dimensionamentos Hidráulicos

A3. Sistemas de Elevação de Água

Nos estudos de dimensionamento dos sistemas de elevação de água foram considerados:

Diâmetro da tubulação de recalque;

Número de conjuntos motor-bomba;

Reservatórios de transição de escoamentos e caixas de quebra de pressão; e,

Adutoras.

A3.1. Diâmetro da tubulação de recalque

O cálculo do diâmetro da tubulação de recalque foi feito pelo método de tentativa e erro, de forma a resultar no mínimo custo total para a elevação de água, cujos valores são apresentados no Anexo 4.

Como as canalizações são longas, as perdas de carga localizadas não foram computadas em virtude de sua pequena magnitude frente aos valores de perda de carga de toda a extensão da canalização. Estas últimas foram determinadas pela fórmula de Hazen-Williams, qual seja:

$$J = \left(\frac{V}{0{,}355 C D^{0{,}63}} \right)^{1{,}852}$$

em que J corresponde à perda de carga unitária (m/m), V a velocidade média, D o diâmetro da tubulação e C o coeficiente que depende da natureza das paredes dos tubos. No dimensionamento foi considerada a utilização de tubos de ferro fundido, conforme citado no item 4, com revestimento de cimento e um coeficiente C igual a 130.

A3.2. Potência instalada

A potência instalada no sistema foi determinada por meio da expressão:

$$P = \frac{1000 Q H}{75 \eta}$$

Em que P indica a potência (CV), Q a vazão conduzida (m³/s), H a altura manométrica (m) e □ o rendimento global do conjunto elevatório, considerado equivalente a 0,7.

A potência calculada foi acrescida de 5% de seu valor; exceto no caso de conjuntos com potência inferior a 300 CV, para os quais foi admitida uma folga de 10%.

A3.3. Número de conjuntos motor-bomba

Nos sistemas de elevação de água foi considerada a instalação de um número mínimo de quatro conjuntos motor-bomba para cada estação elevatória (EE), sendo um para rodízio e reserva.

A3.4. Dados e Resultados

A Tabela A3.1 apresenta os principais dados utilizados e os resultados obtidos no dimensionamento dos sistemas de elevação de água, observando-se o seguinte:

As linhas de recalque da Alternativa I são em série;

O sistema elevatório principal da Alternativa III, que é idêntico ao da Alternativa IV, apresenta linhas de recalque paralelas (existente e projetada). Dessa forma, sua EE tem características resultantes da soma daquelas referentes a cada uma dessas linhas isoladas:1489 CV, 6 conjuntos motor-bomba + 1 de reserva, etc.;

A quantidade de grupos motor-bomba dessa EE foi especificada de forma a permitir a utilização de motores de 250 CV, que são normalmente fabricados. Além dessa vantagem, com o conseqüente número de equipamentos (sete, sendo um de reserva), haveria significativa flexibilidade operacional. Opcionalmente, a linha de recalque a implantar poderia apresentar diâmetro de 500 mm, mas isso resultaria na necessidade de fabricação de motores maiores, sob encomenda, ou na instalação de um número ainda maior de unidades de recalque. Tal decisão foge ao escopo deste trabalho e poderá ser tomada na ocasião da elaboração do correspondente projeto básico; caso a Alternativa III ou a IV seja a contemplada para implantação.

Os sub-sistemas Estacas e Água Ruim, que visam transpor vazões do rio Araguari para o rio Claro são excludentes;

Tabela A3.1 – Pré-Dimensionamento de linhas de recalque e estações elevatórias

Alternativa / **Discriminação**	**I**		**II**	**III ou IV**			
	Rio Grande - ETA		**Araguari - ETA**	**Rio Claro – Rio Uberaba ou ETA**			
Linha de recalque	**Inferior**	**Superior**	**Única**	**Existente**	**Projetada**	**Estacas**	**A. Ruim**
Elevação inferior (m)	494	690	863	914,7	914,7	863	798
Elevação superior (m)	690	810	1056	991,54	991,54	1037	1016
Pressão residual (m)	2	2	2	2	2	2	2
Altura geométrica (m)	198	122	195	78,84	78,84	176	220
Vazão de projeto (l/s)	800	800	800	270	530	400	400
Vazão média anual (l/s)	40	40	40	14	27	20	20
Comprimento da tubulação (m)	11.400	22.670	6.240	2.313	2.313	5.030	4.500
Diâmetro da canalização (mm)	700	700	700	500	600	500	500

Velocidade (m/s)	2,08	2,08	2,08	1,38	1,88	2,04	2,04
Perda de carga unitária (m/km)	4,874	4,874	4,874	3,357	4,817	6,952	6,952
Perda de carga total (m)	55,6	110,5	30,4	7,8	11,1	35,0	31,3
Altura manométrica (m)	253,6	232,5	225,4	86,6	90,0	211,0	251,3
Potência teórica total (CV)	3864	3543	3435	445	908	1607	1915
Quant. de conjuntos elevatórios	5	5	5	2	4	3	3
Potência unitária teórica (CV)	773	709	687	223	227	536	638
Acréscimo de potência (fração)	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,05	0,05
Potência unitária mínima (CV)	811	744	721	245	250	563	670
Potência instalada mínima (CV)	4.057	3.720	3.607	490	999	1.688	2.010
Energia consumida (MWh/ano)	1.246	1.142	1.107	144	293	518	617
Área da estação elevatória (m²)	221	194	185	30	44	90	114

A vazão média anual, utilizada para estimar a energia consumida anualmente, foi calculada considerando-se o bombeamento da vazão de projeto durante 5% do tempo.

A3.5. Reservatórios de Transição de Escoamentos e Caixas de Quebra de Pressão

Foram previstos reservatórios de transição de escoamento para interligar linhas de recalque e adutoras por gravidade sob pressão. A utilização de caixas de quebra de pressão é fundamental na adutora da Alternativa II, face ao grande desnível topográfico local. No caso da Alternativa IV, seu emprego evita a utilização de tubos e conexões com paredes de espessura maior, reduzindo seu custo.

Esses equipamentos foram dimensionados de forma a atender aos seguintes critérios principais, importantes para evitar o indesejável carreamento de ar para o interior da tubulação de saída:

Área mínima em planta igual a 12,5 vezes a área da seção da tubulação;

Largura mínima igual a 2,5 vezes o diâmetro da tubulação de saída;

Área mínima da seção de escoamento igual a 10 vezes a da seção da tubulação;

Altura mínima da água acima da tubulação de saída 50% maior que o seu diâmetro.

Considerando o caso mais desfavorável, correspondente ao uso de uma tubulação com 1.000 mm de diâmetro (ver Tabela. A3.2), as seguintes dimensões atenderiam tais condicionantes:

Comprimento = 3,5 m

Largura = 3,0 m

Altura = 3,0 m

Conseqüentemente, o volume dessas caixas e reservatórios não seria superior a 32 m³.

A3.6. Adutoras

Neste trabalho convencionou-se chamar as canalizações em que o escoamento se dá por gravidade de adutoras.

No caso daquelas em que o escoamento se dá sob pressão (Alternativas II e IV), o dimensionamento foi realizado de forma a garantir em qualquer ponto uma cota piezométrica, no mínimo, 2,0 m acima da cota da superfície do terreno. Além disso, foram evitados diâmetros que resultassem em velocidades superiores a valores da ordem de 2,0 m/s. Os cálculos das perdas de carga foram efetuados segundo a metodologia descrita para as canalizações de recalque. Via de regra, diferentes diâmetros foram adotados para as canalizações de cada trecho de adutora, de forma a obter com tubulações de diâmetros comerciais a mesma perda de carga daquela que ocorreria com o diâmetro calculado.

A Tabela A3.2 inclui os principais dados e os resultados obtidos utilizando o procedimento descrito anteriormente.

Tabela A3.2 – Pré-dimensionamento de adutoras sob pressão

Alternativa / Discriminação	II				IV		
	Rio Araguari - ETA				Rio Claro - ETA		
Estaca inicial	312	1270	1340	1602+17	115+13	399+3	667+13
Estaca final	1270	1340	1602+17	2727	399+3	667+13	1785+13
Vazão (l/s)	800	800	800	800	800	800	800
Elevação superior (m)	1.056,00	1.033,00	1.027,00	882,00	991,54	976,73	930,00
Elevação inferior (m)	1.033,00	1.027,00	882,00	810,00	976,73	950,58	821,16
Perda de carga (m)	21	4	143	70	14,8087	26,1483	108,842
Comprimento do trecho (m)	19.160	1.400	5.257	22.483	5.670	5.370	22.350

Perda de carga unitária (m/m)	0,001096	0,002857	0,027202	0,003113	0,002612	0,004869	0,004870
Diâmetro teórico (mm)	951	781	492	767	796	700	700
Diâmetro sub-trecho 1 (mm)	900	700	700	700	800	700	700
Diâmetro sub-trecho 2 (mm)	1000	800	700	800	800	700	700
Velocidade sub-trecho 1 (m/s)	1,26	2,08	2,08	2,08	1,59	2,08	2,08
Velocidade sub-trecho 2 (m/s)	1,02	1,59	2,08	1,59	1,59	2,08	2,08
Perda de carga unitária 1 (m/m)	0,00143	0,00487	0,00487	0,00487	0,00254	0,00487	0,00487
Perda de carga unitária 2 (m/m)	0,00086	0,00254	0,00487	0,00254	0,00254	0,00487	0,00487
Comprimento sub-trecho 1 (m)	7.965	190	2.629	5.527	2.835	2.685	11.175
Comprimento sub-trecho 2 (m)	11.195	1.210	2.629	16.956	2.835	2.685	11.175

No caso da Alternativa III e das sub-alternativas de transposição de vazões do rio Araguari para o rio Claro, as adutoras foram dimensionadas considerando-se escoamento livre à plena seção. Para tanto, utilizou-se a fórmula de Chèzy para tubos de concreto (n = 0,013). A Tabela A3.3 resume os dados e resultados encontrados.

Tabela A3.3 – Pré-dimensionamento de adutoras com escoamento livre

Adutora	Vazão (l/s)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Diâmetro (mm)
Rio Claro – Rib. da Saudade (mont.)	200	1233	0,005.304	500
Rio Claro – Rib. da Saudade (jusante)	200	954	≥ 0,014.267	400
Rio Araguari – Córrego Estacas	400	1450	0 ,008.276	600
Rio Araguari – Córrego Água Ruim	400	5000	0,002.800	800

A adutora rio Claro-ribeirão da Saudade é paralela à existente e seu trecho de jusante poderá ser construído, em parte, com diâmetro inferior a 400 mm. Para efeito de orçamento, contudo, optou-se por considerar um diâmetro único, num critério conservador, uma vez que a adutora em questão compõe a alternativa de menor custo (Anexo 4).

ANEXO 4

Orçamentos Básicos

A4.1. Introdução

As estimativas de custos das alternativas estudadas foram conduzidas com o objetivo de permitir a definição daquela considerada ideal do ponto de vista econômico-financeiro. Dessa forma, especial atenção foi dada aos itens de maior peso no orçamento: as canalizações, as estações elevatórias e seus equipamentos. Os principais critérios adotados nos orçamentos em questão são relacionados a seguir:

Custos de tubos de ferro fundido dúctil centrifugado, ponta e bolsa, junta elástica, assentados, apresentados na Tabela A4.1.

Tabela A4.1 – Custos de tubos de ferro fundido assentados (R$ / m)

Diâmetro nominal (mm)	Classe	
	K7	K9
500	378,08	442,75
600	483,89	569,66
700	581,14	683,32
800	703,18	829,86
900	834,91	988,07
1000	976,60	1158,58

Custos de tubos de concreto tipo macho/fêmea sem armação, assentados, relacionados na Tabela A4.2.

Tabela A4.2 – Custos de tubo concreto sem armação assentado (R$ / m)

Diâmetro nominal (mm)	Custo
400	118,70
500	138,46
600	158,22
800	270,89

Custo de reservatório em concreto armado, semi-enterrado, com capacidade em torno de 32 m³, estimado em R$ 60.180,00;

Despesas com pessoal, incluindo encargos sociais, relacionadas na Tabela A4.3;

Custo de demanda de potência igual a R$ 6,74 / kW / mês;

Despesa com consumo de energia equivalente a R$ 59,97 / MWh;

Tabela A4.3 – Custos com Pessoal de Operação

Estrutura / Discriminação		Barragem		Estação Elevatória	
Operador	**Salário e Encargos (R$/mês)**	**Quant. (homem/mês)**	**Custo Anual**	**Quant. (homem/mês)**	**Custo Anual**
Nível B	2700,00	0,6	1620,00	0,6	1620,00
Nível C	1800,00	3,6	6480,00	1,8	3240,00
Vigia	900,0	12	10800,00	12	10800,00
Total	5400,00	16,2	18900,00	14,4	15660,00

Custos de aquisição e instalação de equipamentos expressos graficamente nas Figuras A4.1 e A4.2. As respectivas correlações foram estabelecidas a partir dos dados constantes no relatório "Estudo de Ampliação do Sistema de Abastecimento de Água de Uberaba" (ETEP, abril/91), cujos preços foram atualizados pela variação do dólar americano (US$ 1,00 = R$ 2,65 em março/2005);

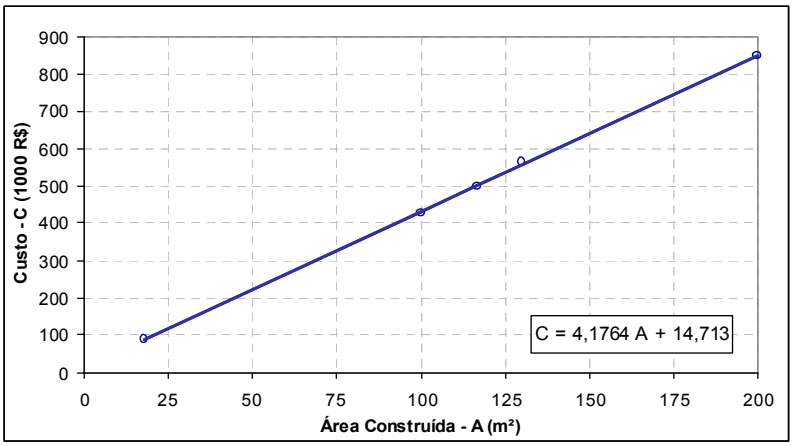


Figura A4.1 – Correlação entre áreas e custos de construção de estações elevatórias

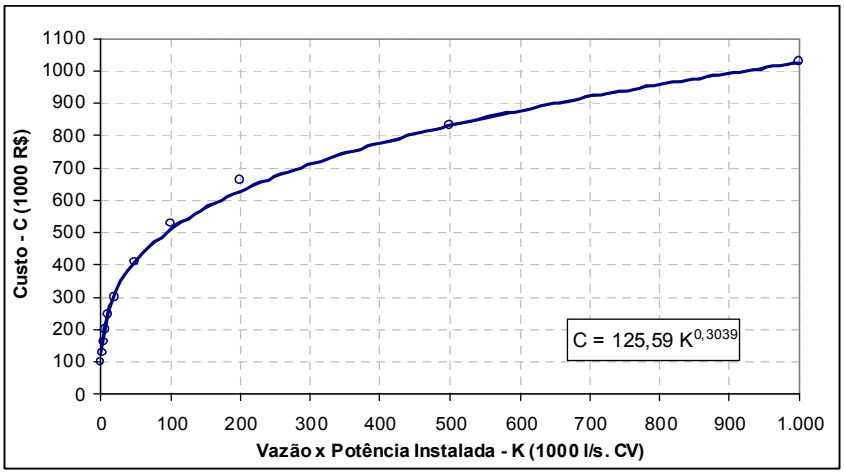


Figura A4.2 – Correlação entre características e custos de equipamentos de estações elevatórias.

Valores presentes das despesas com mão de obra e energia determinados considerando-se uma taxa de juros de 12% ao ano e uma vida econômica de 20 anos;

Gastos com energia elétrica para bombeamento na EE do rio Uberaba, das vazões advindas das Alternativas III e V, estimados pela diferença entre os consumos de energia para bombeamento de uma vazão de 1200 l/s e de uma vazão de 400 l/s, respectivamente, considerando-se:

altura geométrica de recalque igual a 110 m;

diâmetro equivalente da linha de recalque igual a 789 mm;

custo de demanda de energia desprezível.

Utilizando-se os critérios citados anteriormente e os dados resultantes das características físicas e dimensionamentos hidráulicos (Anexo 3), foi elaborada a Tabela A4.2, com os custos dos componentes e totais das Alternativas I a IV.

Tabela A4.2 – Composição dos custos das Alternativas I a IV (mil R$)

Alternativa / Discriminação		I	II	III		IV	
		Rio Grande - ETA	Rio Araguari - ETA	Rio Claro – rio		Rio Claro – ETA	
				Sem reforço	Com reforço	Sem reforço	Com reforço
Sistema Elevatório 1	Construção da EE	938,44	787,96	140,60	140,60	140,60	140,60
	Equip. da EE	1.484,85	1.432,69	561,47	561,47	561,47	561,47
	Total da EE	2.423,29	2.220,65	702,07	702,07	702,07	702,07
	Linha de recalque	7.084,76	3.741,75	0,00	0,00	0,00	0,00
	Energia	648,13	576,18	75,21	75,21	75,21	75,21
	Mão de obra	116,97	116,97	116,97	116,97	116,97	116,97
	Sub-total 1	10.273,15	6.655,55	894,25	894,25	894,25	894,25
Sistema Elevatório 2	Construção da EE	824,46	0,00	199,81	199,81	199,81	199,81
	Equip. da EE	1.446,21	0,00	855,87	855,87	855,87	855,87
	Total da EE	2.270,67	0,00	1.055,68	1.055,68	1.055,68	1.055,68

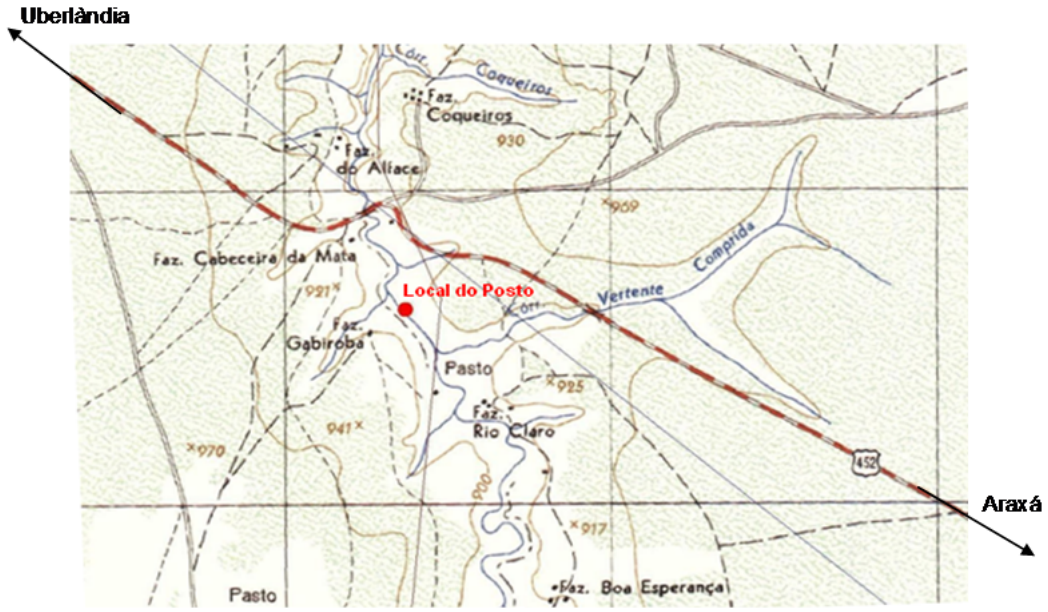
	Linha de recalque	13.797,64	0,00	1.119,23	1.119,23	1.119,23	1.119,23
	Energia	594,26	0,00	153,39	153,39	153,39	153,39
	Mão de obra	116,97	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sub-total 2	16.779,54	0,00	2.328,30	2.328,30	2.328,30	2.328,30
Sistema Elevatório de Reforço	Construção da EE	0,00	0,00	0,00	390,03	0,00	390,03
	Equip. da EE	0,00	0,00	0,00	921,39	0,00	921,39
	Total da EE	0,00	0,00	0,00	1.311,42	0,00	1.311,42
	Linha de recalque	0,00	0,00	0,00	1.934,23	0,00	1.934,23
	Energia	0,00	0,00	0,00	269,63	0,00	269,63
	Mão de obra	0,00	0,00	0,00	116,97	0,00	116,97
	Sub-total 3	0,00	0,00	0,00	3.632,25	0,00	3.632,25
Sistema de Adução	Canalização	0,00	36.734,37	260,61	260,61	20.096,10	20.096,10
	Res. e caixa q. p.	0,00	120,36	0,00	0,00	120,36	120,36
	Sub-total 4	0,00	36.854,73	260,61	260,61	20.216,46	20.216,46
Sistema de adução de reforço		0,00	0,00	0,00	229,42	0,00	229,42
Energia p/ recalque rio Uberaba		0,00	0,00	279,91	279,91	0,00	0,00
Total por item	Estação elevatória	4.693,96	2.220,65	1.757,75	3.069,17	1.757,75	3.069,17
	Linha de recalque	20.882,40	3.741,75	1.119,23	3.053,46	1.119,23	3.053,46
	Adutora	0,00	36.854,73	260,61	490,02	20.216,46	20.445,88
	Energia e M. Obra	1.476,34	693,15	625,47	1.012,07	345,57	732,17
Total da Alternativa		**27.052,69**	**43.510,28**	**3.763,06**	**7.624,73**	**23.439,01**	**27.300,68**

ANEXO 5

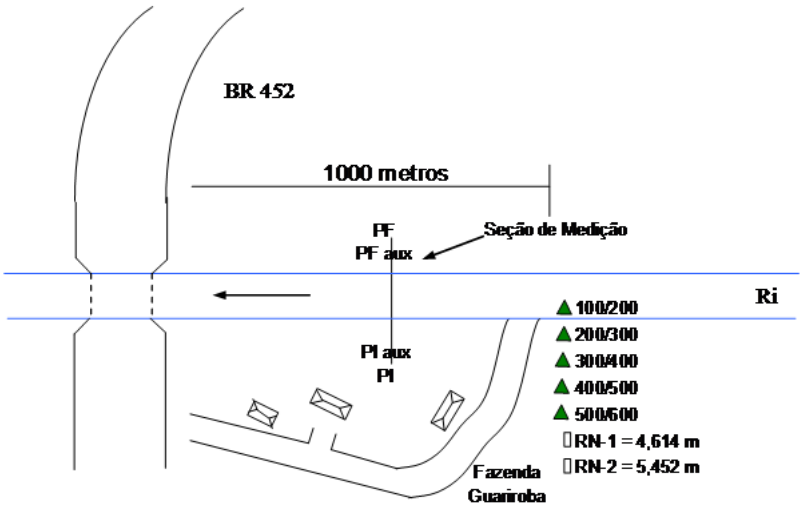
Dados da Estação Fluviométrica do Rio Claro em Fazenda Guariroba

CROQUIS DO POSTO

Acesso (estradas, cidades, afluentes, etc.)



Localização (Escalas, Linígrafo, Balizas, R.R.N.N., PI-PF, Seção de Medição, Controle, etc.)



FOTOS DO POSTO







Os dados apresentados, relativos à estação fluviométrica do rio Claro em Fazenda Guariroba, foram fornecidos pela CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais.

ANEXO 6

Equipe Técnica

Os estudos foram elaborados pela seguinte equipe técnica, nos escritórios da empresa POTAMOS Engenharia e Hidrologia Ltda., localizado na Avenida Barão Homem de Melo, 4386 – Conjunto 906/909, Bairro Estoril, CEP 30.450-250, Belo Horizonte-MG (Tel. 31-3297-6292):

MÁRIO CICARELI PINHEIRO, Engenheiro Civil, D.Sc. em Engenharia de Recursos Hídricos, coordenador geral dos estudos.

PEDRO AGOSTINHO DA TRINDADE, Engenheiro Civil, M.Sc. em Saneamento, análise de alternativas, dimensionamentos hidráulicos e orçamento das alternativas.

ALESSANDRA APARECIDA DE LIMA, Engenheira Civil, M.Sc. em Recursos Hídricos, estudos hidrológicos, traçado de perfis e cálculos de quantitativos.

TATIANI CRISTINI MARIANO THIMOTTI, Engenheira Civil, M.Sc. em Recursos Hídricos, estudos hidrológicos.

MARCUS VINÍCIUS SANTOS SILVA, Projetista Sênior, desenhos e quantitativos da barragem de regularização.

VIVIANE BORDA PINHEIRO, Estagiária de Engenharia Civil.

19. CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA RIO SANTA GERTRUDES E ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.



Captação de água bruta Rio Santa Gertrudes e
Estação de Tratamento de Água
Proposta : 113.1.0206/2010
Modalidade : Abastecimento de Água

1 - Aspectos gerais do Município de Uberaba



Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba

ÍNDICE

1	Aspectos gerais do Município de Uberaba	02
1.1	Localização, Supercície e População total	03
1.2	Aspectos físico-climáticos	04
1.2.1	Hidrografia	04
1.2.2	Clima	05
1.2.3	Aspectos geológicos e geomorfológicos	06
1.3	Aspectos econômicos	06
1.3.1	Estrutura e dinâmica econômica	06
1.3.2	Potencial dinâmico	07
1.3.3	Tendências gerais e oportunidades	08
1.4	Situação atual do sistema de saneamento público	08
1.4.1	Degradação Ambiental da bacia do rio Uberaba	08
1.4.2	Sistema de Esgotamento Sanitário	09
1.4.3	Sistema de Abastecimento de Água	13
2	Comprovante de envio da Carta Consulta	16
3	Lei de Criação do CODAU	18
4	Relatório Síntese	31
5	Projetos	34



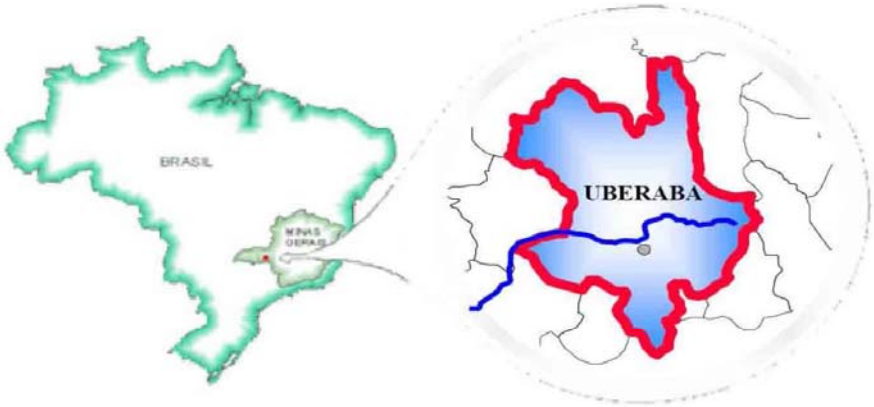
Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba

1 - ASPECTOS GERAIS DO MUNICÍPIO DE UBERABA

1.1 – Localização, Superfície e População total

Localizado em Minas Gerais no Triangulo Mineiro, o município de Uberaba está eqüidistante, num raio de 500 km, das principais cidades do País. Destaca-se como um dos municípios de maior crescimento demográfico e econômico do Estado. Sua posição geográfica é 19º 45' 36'' latitude sul e 47º 55' 36'' longitude oeste. Tem como municípios limítrofes Uberlândia e Indianópolis (ao norte), Nova Ponte e Sacramento (a leste), Conquista, Delta, Água Comprida (ao sul) e Conceição das Alagoas e Veríssimo (ao oeste).

A área superficial do município é de 4.424 km^2, correspondente à cerca de 0,6% da área total do Estado de Minas Gerais, abriga população total de 296.261 habitantes, estimativa IBGE 2009. O perímetro urbano da sede possui 256 km^2.



Nos anos 50 surgiram às primeiras faculdades atraindo um grande número de estudantes de diferentes estados. As pesquisas nos campos da pecuária e da agricultura, entre as mais avançadas do mundo, transformaram o cerrado da região de Uberaba em um dos maiores produtor de soja e milho de Minas Gerais.

A partir da década de 80 a economia de Uberaba foi se diversificando com destaque para as atividades comerciais e industriais. Atualmente Uberaba apresenta um parque industrial de porte considerável.



Vista aérea da cidade de Uberaba

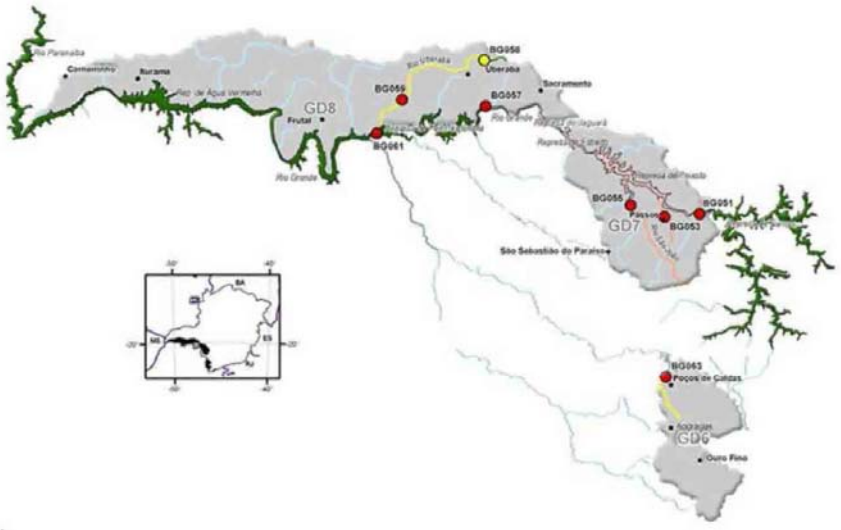
1.2 - ASPECTOS FÍSICO-CLIMÁTICOS

1.2.1 - Hidrografia

Os rios que compõem a malha hidrográfica do município pertencem à bacia do rio Grande. Destacam-se, como cursos d'água de maior extensão e volume, os Araguari, Cabaçal, Claro, Estiva, Grande, Tijuco, Uberaba e Uberabinha.

A bacia do rio Uberaba concentra atualmente cerca de 75% da população urbana do município, enquanto os 25% restantes estão localizados diretamente na bacia do rio Grande.

A figura 1 apresenta em detalhes a parte mineira da bacia do baixo / médio rio Grande, que serve de divisa entres os estados de São Paulo e Minas Gerais.



Bacia Hidrográfica do baixo / médio Rio Grande

1.2.2 - Clima

O clima de Uberaba é classificado segundo Koppen como Aw, isto é, tropical quente úmido com inverno seco. A temperatura média anual é de 21,2ºC, sendo a média

máxima 28,7º e a média mínima 15,6º. O índice pluviométrico médio anual é de 1.654 mm. Os meses de dezembro e janeiro apresentam o maior número de dias de chuva, que pode atingir índices de precipitação de até 93,8 mm em um único dia.

1.2.3 - Aspectos Geológicos e Geomorfológicos

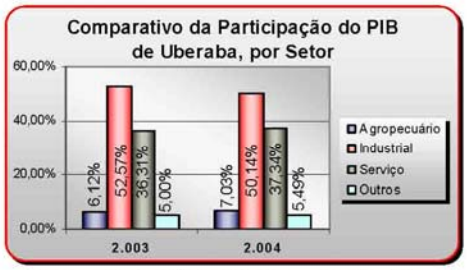
A morfologia dos terrenos marcada pela incidência de áreas caracterizadas por elevada declividade e grandes desníveis locais, potencializa a ação do escoamento superficial gerado a partir das intensas precipitações ocorrentes, favorecendo a formação de voçorocas em alguns pontos da cidade.

1.3 - ASPECTOS ECONÔMICOS

1.3.1 - Estrutura e Dinâmica Econômica

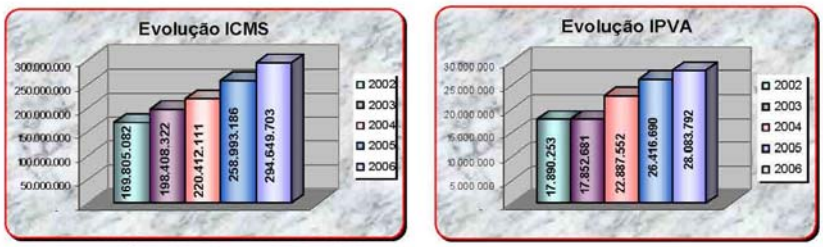
Uberaba é um dos dez municípios mais populosos do estado de Minas Gerais e consolida, cada vez mais, seu papel de pólo econômico regional. Sua participação no PIB estadual é relevante e vem crescendo, conforme atestam os dados disponíveis.
De acordo com a participação no PIB em 2007, Uberaba ocupa o 7º lugar. A economia do município está voltada para atividades industriais, com relevância no agronegócio, com destaque para os rebanhos bovino e avícola, produção de leite, laranja, cebola, cana-de-açúcar, feijão, batata-inglesa, amendoim, alho. Liderou a produção estadual de soja e obteve a segunda e terceiras posições na produção de milho e açúcar, respectivamente.

Por setores de atividade econômica, Uberaba ocupa o 3º lugar no setor agropecuário, e o 6º lugar nos setores industrial e de serviços. De acordo com a participação relativa dos cinco principais municípios, por áreas de planejamento, a região do Triângulo com um PIB total de R$ 19.393.898.000,00, mostrou Uberaba ocupando o 2º lugar, tendo a indústria uma participação relativa ao Estado de 2,39% e relativa à região de 20,53% e acumulada de 61,29%.



Fonte: Secretária da Fazenda PMU

A cidade abriga o principal pólo moveleiro do estado onde se destacam as empresas Satipel e a Synteko. O pólo químico abriga algumas das principais produtoras de adubos fosfatados da América Latina com destaque para a Fosfértil. Novas empresas chegaram a Uberaba nos últimos dois anos, como a INPA, Curtume Atlântica, Carrefour, Lojas Americanas, Wall Mart, Bretas. A arrecadação do ICMS 2006 foi de R$ 294,6 milhões.



Fonte Secretária da Fazenda PMU

Uberaba é um importante centro de medicina veterinária e zootecnia respondendo por cerca de 50% de toda a produção nacional de sêmem de raças bovinas selecionadas. Dessa forma, consolida-se no município uma estrutura econômica diversificada, onde a participação dos setores industrial e de serviços no PIB municipal encontra-se em amplo crescimento.

1.3.2 - Potencial Dinâmico

Alguns fatores fazem com que Uberaba apresente boas condições para o seu desenvolvimento, a saber:
i) infra-estrutura urbana desenvolvida e diversificada;
ii) infra-estrutura de suporte empresarial bem dimensionada, no que diz respeito à operação cotidiana das empresas;
iii) logística do sistema de transportes, porquanto um dos pontos fortes de Uberaba para atração de novos investimentos é justamente a sua posição privilegiada eqüidistante cerca de 500 km das principais cidades do país.

1.3.3 - Tendências Gerais e Oportunidades

Conforme visto, há boas oportunidades para o desenvolvimento de Uberaba. Mais precisamente, o perfil estrutural do Município, que apresenta considerável crescimento, é um fator importante dada a tendência de expansão de investimentos em diversos segmentos da indústria e no setor de serviços.

A participação dos setores industrial e de serviços, a infra-estrutura urbana e as condições do sistema de transporte têm sido decisivos para que Uberaba ocupe posição privilegiada no que concerne à atração de novos projetos de investimento.

1.4 - SITUAÇÃO ATUAL DO SISTEMA DE SANEAMENTO PÚBLICO

1.4.1 - DEGRADAÇÃO AMBIENTAL DA BACIA DO RIO UBERABA

Apesar de ser o principal manancial para abastecimento público do município, a bacia do rio Uberaba defronta-se com um problema de cunho ambiental relevante: a qualidade das águas do rio Uberaba e de seus principais afluentes.
O rio Uberaba é o principal corpo hídrico de Uberaba. Cruza o município no sentido leste/oeste. Coletas de água realizadas pelo Codau em diversos pontos do rio Uberaba indicam uma elevada deterioração da qualidade da água no trecho central da cidade.

Dados obtidos a partir de estudos desenvolvidos, por pesquisadores patrocinados pelo Codau, indicam que o rio Uberaba apesar de classificado como Classe II pela FEAM apresenta características físicas químicas e biológicas muito próximas ao do esgoto bruto em ponto logo a jusante da captação para abastecimento público. Este fato deve-se ao lançamento de esgoto "in natura", e à significativa abstração de água para abastecimento que reduz a capacidade de diluição do rio.

Todos os cursos d'água localizados no interior da mancha urbana, com destaque para o córrego das Lages, apresentam, sem exceção, qualidade de água imprópria para contato primário.



Vista córrego das Lages

1.4.2 - SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba

O serviço de saneamento no município de Uberaba é gerenciado e operado pelo Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba (Codau), autarquia municipal vinculada diretamente ao Gabinete do Prefeito.

O sistema de esgotamento sanitário vem sendo configurado nas últimas décadas pela atuação do Codau, atendendo atualmente com redes coletoras a cerca de 95% da população urbana do município por intermédio de 99 mil ligações de esgoto ativas.

Entretanto, o sistema não dispõe de tubulações de grande porte na forma de coletores tronco e interceptores, realizando o lançamento dos esgotos in natura nos diversos canais e córregos que cruzam a cidade. O tratamento dos esgotos coletados até junho/2009 estava limitado a ETE Capim – pequena unidade experimental – que trata os esgotos de cerca de 3.000 habitantes da região sudeste do município.

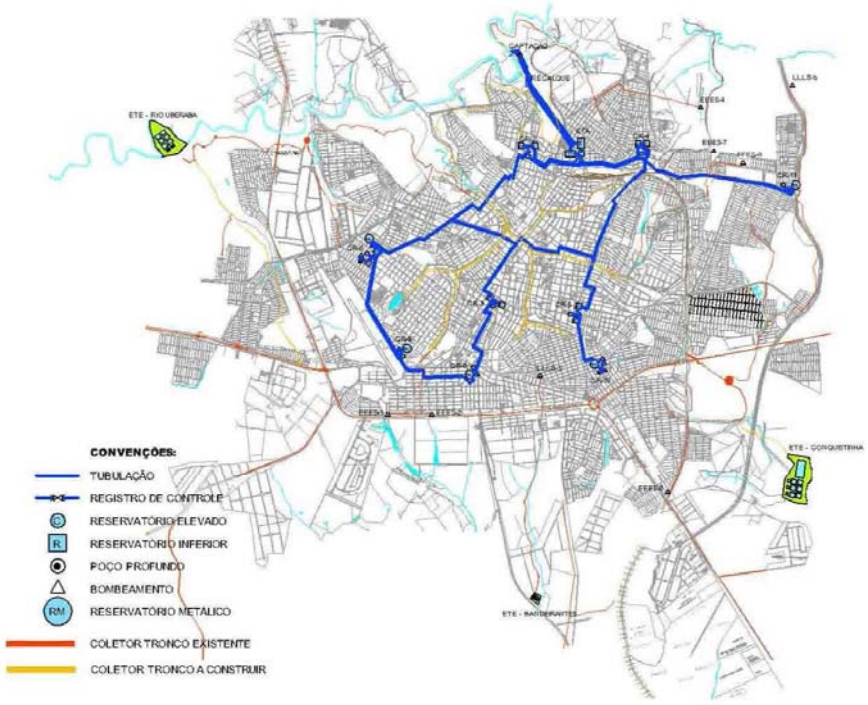


ETE experimental denominada ETE Campim

Avenida da Saudade, 755 | Santa Marta | 38.061-000 | Uberaba-MG
(34) 3318.6000 | Fax (34) 3318.6074

Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba

O sistema de esgotamento sanitário adotado para a cidade de Uberaba está dividido em um complexo formado por dois sistemas de esgotamento, o do Rio Uberaba e do Conquistinha. O primeiro, já em construção, abrange a mancha urbana localizada ao norte da rodovia BR 262, sendo composto pelo interceptor margem esquerda rio Uberaba, pelo emissário do córrego das Lages (obra de 8 km concluída) e pelos interceptores e emissários localizados na zona central da cidade, além da ETE Rio Uberaba com capacidade para tratar 464 l/s.



Mapa dos coletores troncos

O sistema Conquistinha atenderá a área localizada ao sul da BR 262, composto pela ETE Conquistinha com capacidade para tratar 147 l/s.

A ETE rio Uberaba (Francisco Velludo), de R$ 21 milhões de Reais, financiada pelo Ministério das Cidades, através da Caixa Econômica Federal, inaugurada em junho de 2009 trata 74% dos esgotos coletados na cidade. São os dejetos lançados na bacia do rio Uberaba.



Vista ETE Rio Uberaba

Na ETE do Córrego Conquistinha, em fase de licitação, serão lançados 22% dos esgotos sanitários da cidade, bacia do Rio Grande.

As ETEs fazem parte de um programa maior – Projeto de Recuperação Ambiental da Bacia do Rio Uberaba e Revitalização do Sistema de Abastecimento de Água - Água

Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba

Viva – formado por vários componentes e dois de seus principais eixos são o Esgotamento Sanitário e a Drenagem Urbana. O Projeto Água Viva, que recebe financiamento do Banco Mundial, contempla também a instalação de interceptores centrais, coletores troncos e emissários complementando o sistema de coletor de esgotos, que permitirão a despoluição do rio Uberaba. Estão previstos construção de 34,1 km de interceptores.

A complementação do sistema de esgotamento sanitário irá proporcionar melhoria do quadro apresentado pelo saneamento básico do município, ao eliminar o lançamento de esgotos domésticos e industriais em cursos d'água e vias públicas. Implicará ainda em uma ação efetiva em favor recuperação ambiental da bacia do rio Uberaba e da melhoria da saúde pública.

1.4.3 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

A cidade de Uberaba conta com sistema de abastecimento de água operado pelo Codau, abrangendo a região central e bairros adjacentes, região industrial e outros bairros localizados nos demais setores da cidade. O índice de atendimento total (área urbana e rural) é de aproximadamente 98,1%, tendo cerca de 290.632 habitantes.

O manancial principal é o rio Uberaba, com outorga do Instituto Mineiro de Gestão das Águas (Igam) de 900 l/s por intermédio de barragem de elevação de nível. Os três Poços profundos localizados na área do Centro de Reservação 06, 10 e 11 complementam a capacidade de produção do Codau.



Barragem de nível – Rio Uberaba

A extensão da rede de distribuição em operação é da ordem de 615 km. O índice de hidrometração é de 99,4% das ligações de água ativas. O índice de perdas na distribuição atual está estimado em 38% do volume de água produzido. Este valor é justificado pela presença de redes antigas em fibrocimento no centro da cidade. O Codau está realizando a substituição gradual destas redes a partir de intervenções de manutenção.

Codau
Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba



Centro de Reservação – R11

Avenida da Saudade, 755 | Santa Marta | 38.061-000 | Uberaba-MG
(34) 3318.6000 | Fax (34) 3318.6074