

Prefeitura Municipal de Uberaba

ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL e RELATÓRIO DE IMPACTO AMBIENTAL DOS REFORÇOS NOS CANAIS CENTRAIS DA MACRODRENAGEM URBANA DO CENTRO DA CIDADE DE UBERABA, ESTADO DE MINAS GERAIS.

DEZEMBRO/2009

APRESENTAÇÃO

Este documento consiste na elaboração do Licenciamento Ambiental do empreendimento denominado Reforços nos Canais Centrais da Macrodrenagem Urbana do Centro da Cidade de Uberaba, Conforme Formulário de Orientação Básica Integrada – FOBI de Referência, Nº15370/2009 de orientação para a constituição do EIA/RIMA Estudo de Impacto Ambiental e Relatório de Impacto Ambiental.

Os Estudos estão apresentados conforme descrição abaixo:

EIA/ RIMA e PCA

- Estudos de Impacto Ambiental - EIA
- Relatório de Impactos Ambientais - RIMA
- Plano de Controle Ambiental - PCA

O presente documento consiste no **Estudo de Impacto Ambiental (EIA)** dos Canais Centrais de Drenagem Pluvial do Centro da Cidade de Uberaba, Minas Gerais.

Juntamente com o EIA serão protocolados dois outros volumes complementares para instruir o presente processo de licenciamento ambiental, a saber: o Relatório de Impacto Ambiental – RIMA e o Plano de Controle Ambiental – PCA dos Reforços dos Canais Centrais de Macrodrenagem Urbana do Centro da Cidade de Uberaba, Estado de Minas Gerais. Anexo contemplará os projetos executivos dos Canais Centrais de Macrodrenagem e projeto executivo dos Interceptores de esgotamento sanitários, para a concepção de sistema separador absoluto na área de interferência do centro da cidade de Uberaba.

Estudos de Impacto Ambiental - EIA

Relatório de Impactos Ambientais - RIMA

e

Plano de Controle Ambiental - PCA

ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL – EIA

1. INFORMAÇÕES GERAIS

Impacto Ambiental é qualquer alteração das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente, causada por qualquer forma, matéria ou energia resultantes das atividades humanas que, direta ou indiretamente, afetem:

- ✓ A saúde, a segurança e o bem estar da população;
- ✓ As atividades sociais e econômicas;
- ✓ As condições estéticas e sanitárias do meio ambiente;
- ✓ A qualidade dos recursos ambientais e,
- ✓ A Biota

No caso, o empreendimento em questão durante a execução das obras estará afetando diretamente as relações sociais e econômicas da população no centro da cidade, que em contrapartida estará, com as obras, proporcionando a realização do sistema de separação absoluta da drenagem pluvial e redes de esgotamento sanitário melhorando assim a saúde; segurança com a minimização das cheias (enchentes) e o bem estar social diretamente da população do centro da cidade e, indiretamente de toda população de Uberaba, que participa das ações que estão localizadas na área em questão.

Desta forma, será destacado o Estudo Sócio-Ambiental para o desenvolvimento das atividades e obras a serem realizadas e, que perdurarão por um período aproximadamente de cinco anos de interferência direta, no decurso da execução das obras.

Identificação do Empreendimento

Empreendedor

Prefeitura Municipal de Uberaba – PMU
Prefeito Municipal Sr. Anderson Adauto
CNPJ: 18.428.839/0001-90
Endereço: Avenida Dom Luiz Maria de Santana, nº 141, Bairro Santa Marta
Telefone: (34) 3318-2006 Fax: (34) 3318-2005
E-mail: prefeito@uberaba.mg.gov.br

Empreendimento

Reforços dos Canais Centrais de Macrodrenagem da Cidade de Uberaba e Interceptores Sanitários.
Estudo de Impacto Ambiental dos Reforços dos Canais Centrais da Macrodrenagem Urbana do Centro da Cidade de Uberaba, Estado de Minas Gerais.

Identificação da Equipe Técnica

Responsável pela Elaboração do EIA/RIMA: Doris Aparecida Garisto Lins - CREA 59079/D – Engenheira Florestal, Sanitária, Ambiental, Bióloga, Perita e Auditora Ambiental.

Equipe dos Diagnósticos: Prof. Nilo de Oliveira Nascimento – Coordenador dos Diagnósticos e Estudos de Concepção e Diretrizes.

Prof^a. Terezinha Espósito
Prof. Márcio Benedito Baptista
Prof. Mauro Naghettini
Prof. Luiz Rafael Palmier
Eng. Lucas Brasil
Estagiário Rodrigo França
Estagiária Nandia Sampaio Ribeiro

Projetos e Coordenação Geral

Empresa Contratada para elaboração dos projetos executivos da Macrodrenagem dos Canais Centrais e Interceptores Sanitários:

Consórcio ENE Engenheiros Associados, constituído pelas empresas Typsa Ingenieros Consultores y Arctectos e ENGECORPS – Corpo de Engenheiros Consultores Ltda.

Engenheiro Responsável: Sérgio Almeida

Coordenação: Projeto Água Viva

Dr. José Maria Barra
Coordenador Geral da UGP – Projeto Água Viva
Gerência Executiva: Ana Luiza Bilharinho da Silva
Telefone: 3318-6090 FAX: 3318-6090
E-mail: projeto.aguaviva@codau.com.br

2. CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O presente documento consiste no **Estudo de Impacto Ambiental - EIA** da implantação e operação dos reforços no Sistema de Macrodrenagem dos Canais Centrais da Cidade de Uberaba, estado de Minas Gerais.

O EIA constitui-se o conjunto de atividades técnicas e científicas destinadas a análise das alternativas, identificação, previsão e valoração dos impactos de cada uma, incluindo a alternativa de não realização do projeto, se for o caso. Sendo realizado por equipe multidisciplinar habilitada, de acordo com as instruções técnicas fornecidas pela Feam/Supram do Triângulo Mineiro e Alto do Paranaíba.

O Estudo de Impacto Ambiental – EIA em questão, visa avaliar a qualidade da inserção sócio-ambiental da implantação e operação dos Sistemas de Canais Centrais de Macrodrenagem e Interceptores Sanitários no centro da cidade de Uberaba-MG.

O empreendimento em questão, trata da execução de um reforço dos dois canais já existentes de drenagem pluvial com o córrego das Lages e interceptores sanitários, em área totalmente urbanizada e cujo maior impacto a ser observado será o econômico-social, uma vez que, toda a área da bacia do córrego tem sua extensão totalmente edificada com canais de drenagem cobertos (vias sanitárias) existentes, não ocorrendo, portanto, nenhuma alteração em áreas que possam ser classificadas com potencial de relação ambiental em seu conceito de fauna e flora e, sim uma obra de minimização das cheias e eliminação dos odores e vetores transmissores de patogenicidade, cujas comunidades locais padecem em todos os momentos de chuvas mais intensas com as enchentes e em dias mais quentes com os odores, colocando em risco sua saúde e seus bens materiais e patrimoniais.

3. LOCALIZAÇÃO

O município de Uberaba situa-se na micro-região do Triângulo Mineiro do Estado de Minas Gerais. A localização deste município, sob o ponto de vista geo-econômico, é altamente estratégica, em função da equidistância média de 500 Km, de Belo Horizonte, São Paulo, Goiânia e Brasília, posicionando-se assim, no centro de um dos mais importantes mercados consumidores do país.

Estado de Minas Gerais

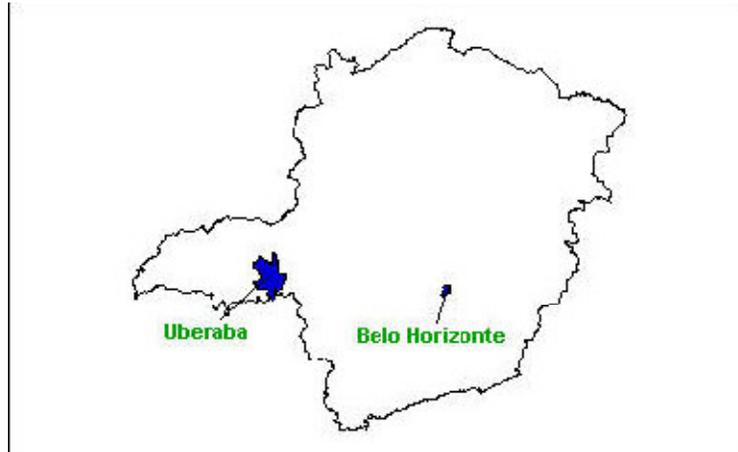


Figura 1 – Situação do Município de Uberaba no Estado de Minas Gerais
Fonte: IGA (Instituto de Geociência Aplicada, 10/05/1999)

O município é composto pelos distritos de Ponte Alta e da Baixa e também pelos povoados de Santa Rosa, Capelinha do Barreiro e Delta. Ocupa uma área física total de 4.529 km², sendo que 256 Km² estão inseridos no perímetro urbano. A sede do município está a 764 manm (metros acima do nível do mar).

O Conselho Nacional de Meio Ambiente, definiu os empreendimentos e atividades que estão sujeitos ao licenciamento ambiental. De acordo com a referida resolução o licenciamento será efetuado em um único nível de competência, repartindo-se harmonicamente as atribuições entre o Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e Recursos Naturais – IBAMA, em nível federal, os órgãos ambiental do estado de Minas Gerais – FEAM/SUPRAM e os órgãos ambientais do município de Uberaba.

Compete ao IBAMA o licenciamento de empreendimentos e atividades com impacto ambiental de âmbito nacional ou que afete diretamente o território de dois ou mais Estados federados, então, para o caso será considerados os exames técnicos procedidos pelos órgãos ambientais do Estado de Minas Gerais e municipal, onde se localiza o empreendimento.

4. DIAGNÓSTICO

ESTUDO DE MACRODRENAGEM DOS CANAIS CENTRAIS DA CIDADE DE UBERABA – BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DAS LAJES.

4.1. INTRODUÇÃO

Estado de Minas Gerais

A Prefeitura Municipal de Uberaba o Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba – CODAU, no Projeto Água Viva através da UGP, idealizou 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 frequência 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 sistema 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 (Avenida Santos Dumont), da Igreja (Avenida Guilherme Ferreira) e do próprio córrego das Lajes (Avenida Leopoldino de Oliveira), bem como, estimativas de tempos de concentração consideradas elevadas para as sub-bacias 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 retenção, 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 retenção em primeiro momento e posteriormente a duplicação das galerias.

De posse desses resultados, a Prefeitura de Uberaba contratou estudos de concepção e de elaboração de projetos preliminares das bacias de retenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A bacia de retenção 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 retenção 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 retenção, 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 retenção;
- 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 contratada para elaborar esses estudos complementares, previstos no Projeto Água Viva, tendo por objetivos:

- a) 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);

Estado de Minas Gerais

- b) Avaliar alternativas de implantação das bacias de retenção suplementares para fins de controle de inundações;
- c) Realizar o pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e geotécnico das bacias de retenção definidas para o sistema;
- d) Definir as condições de funcionamento e operação das bacias de retenção;
- e) Conceber um sistema de alerta de subida de águas para as bacias de retenção;
- f) Elaborar, para as bacias de retenção, um orçamento de implantação e operação por 20 anos, em valores atuais;
- g) Realizar o mapeamento das áreas urbanas inundáveis para os diferentes cenários simulados;
- h) Conceber um sistema de monitoramento hidrológico para a cidade de Uberaba e realizar o orçamento para sua implantação e operação durante um ano.

Os estudos foram apresentados em forma relatórios apresentada pela equipe de Recursos Hídricos da UFMG, conforme listado no Quadro 1, a seguir.

Relatório	Tema
1	Diagnóstico.
2	Medidas não estruturais de controle de cheias.
3	Bacias de retenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento.
4	Bacias de retenção: pré-dimensionamento geotécnico e Estudo de Alternativas.
5	Análise de efeitos de ruptura de barragens
6	Custos de implantação e operação das bacias
7	Sistema de monitoramento hidrológico
8	Sistema de alerta de funcionamento

9	Relatório final de consolidação
---	---------------------------------

ETAPAS do Estudo do Sistema de Macrodrenagem

1. Quadro - Etapas do Estudo do Sistema de Macrodrenagem

4.2. 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.

4.2.1.. Metodologia de Modelagem Hidrológica

4.2.1.1. Modelagem das precipitações de projeto

As precipitações de projeto foram definidas a partir do desenvolvimento de uma equação Intensidade – Duração - Freqüência (Equação IDF) para a cidade de Uberaba, com base em dados de altura de precipitação diária provenientes da Estação INMET - Uberaba (83577), entre 1914 e 1990, integrantes do presente estudo.

A equação IDF é reproduzida a seguir:

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

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).

Estado de Minas Gerais

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 críticos 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 retenção.

Quando o tempo de esvaziamento das bacias de retenção 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 retenção. 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.

4.2.1.2. 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 retenção.

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 retenção) 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.

4.2.2. 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 retenção 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 macrodrenagem 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 bruscamente 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 os 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.

4.2.3. Cenários de Simulação

Tendo em conta os objetivos do estudo, foram concebidos os cenários de simulação descritos no Quadro 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 Quadro 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

Estado de Minas Gerais

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.

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.

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

4.3. 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.

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

Tabela 1. Uberaba: alturas de precipitação de projeto

Estado de Minas Gerais

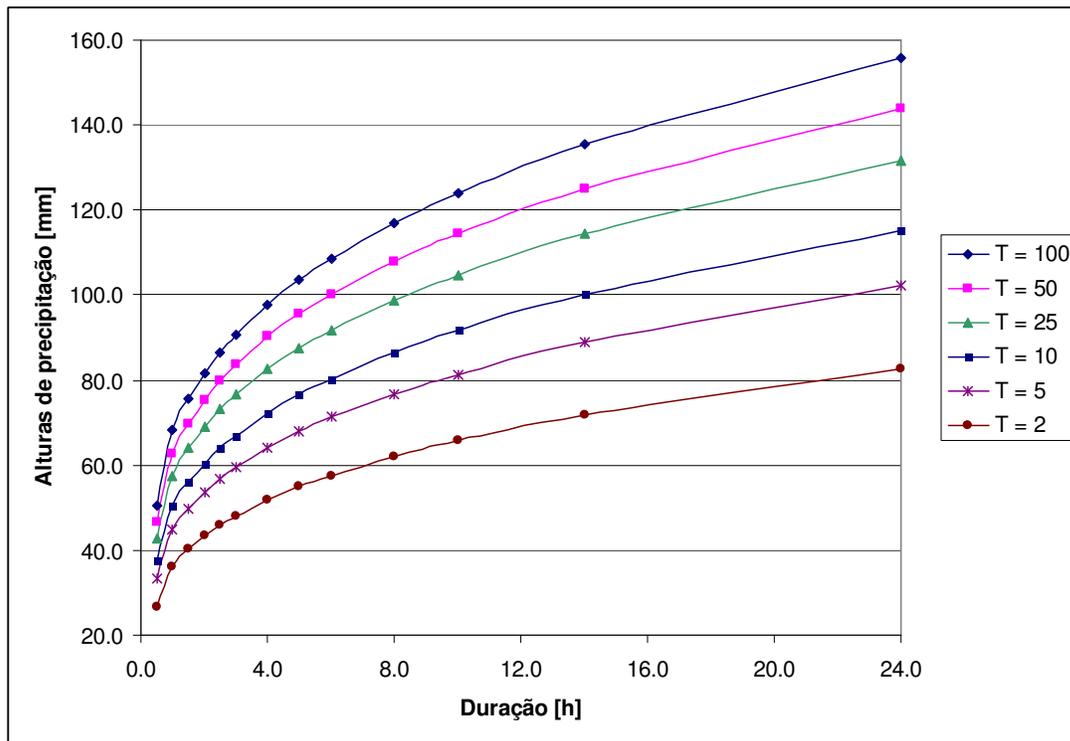


Figura 1. Uberaba: alturas de precipitação segundo a duração e o tempo de retorno.

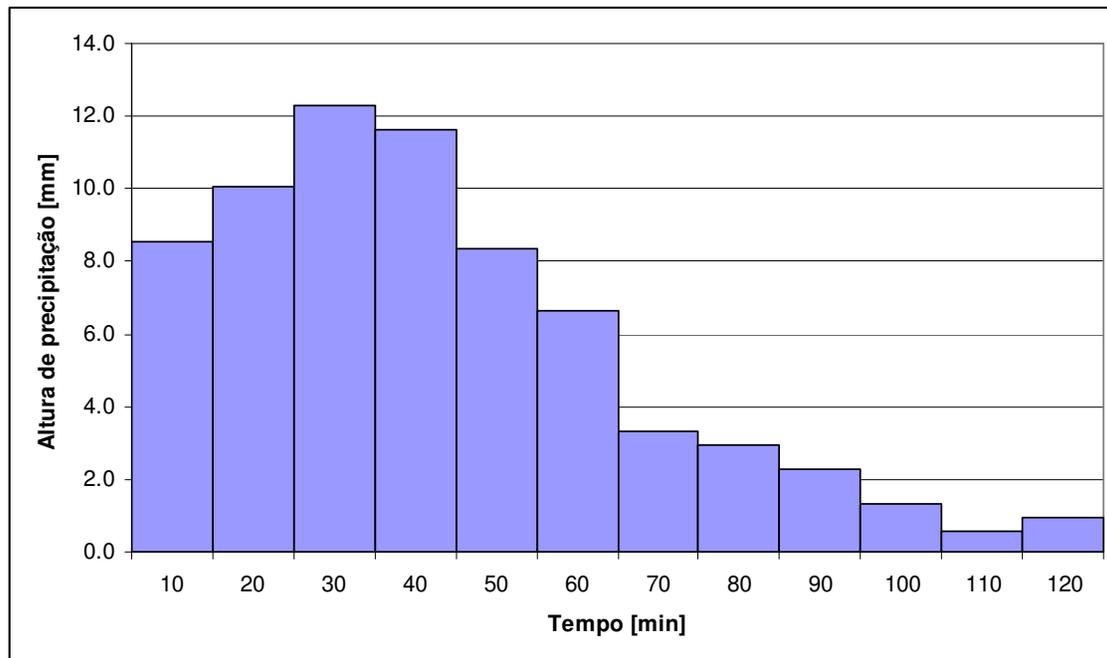


Figura 2. Uberaba: hietograma de projeto para T = 25 anos, duração 2h e probabilidade de excedência de 50%

4.4. ESTIMATIVAS DOS PARÂMETROS DE MODELAGEM

4.4.1. Modelagem hidrológica

4.4.1.1. Discretização espacial da bacia do córrego das Lajes

A bacia do Córrego das Lajes possui área de drenagem de 28,4 km² 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 (Avenida 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 abaixo, apresenta a associação entre os cursos d'água canalizados e os logradouros de fundo de vale simulados pela modelagem hidrológica e hidráulica.

Estado de Minas Gerais

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

Quadro 3. Bacia do córrego das Lajes: associação entre cursos d'água canalizados e logradouros. 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 que demonstra a Modelagem pelo HEC-HMS

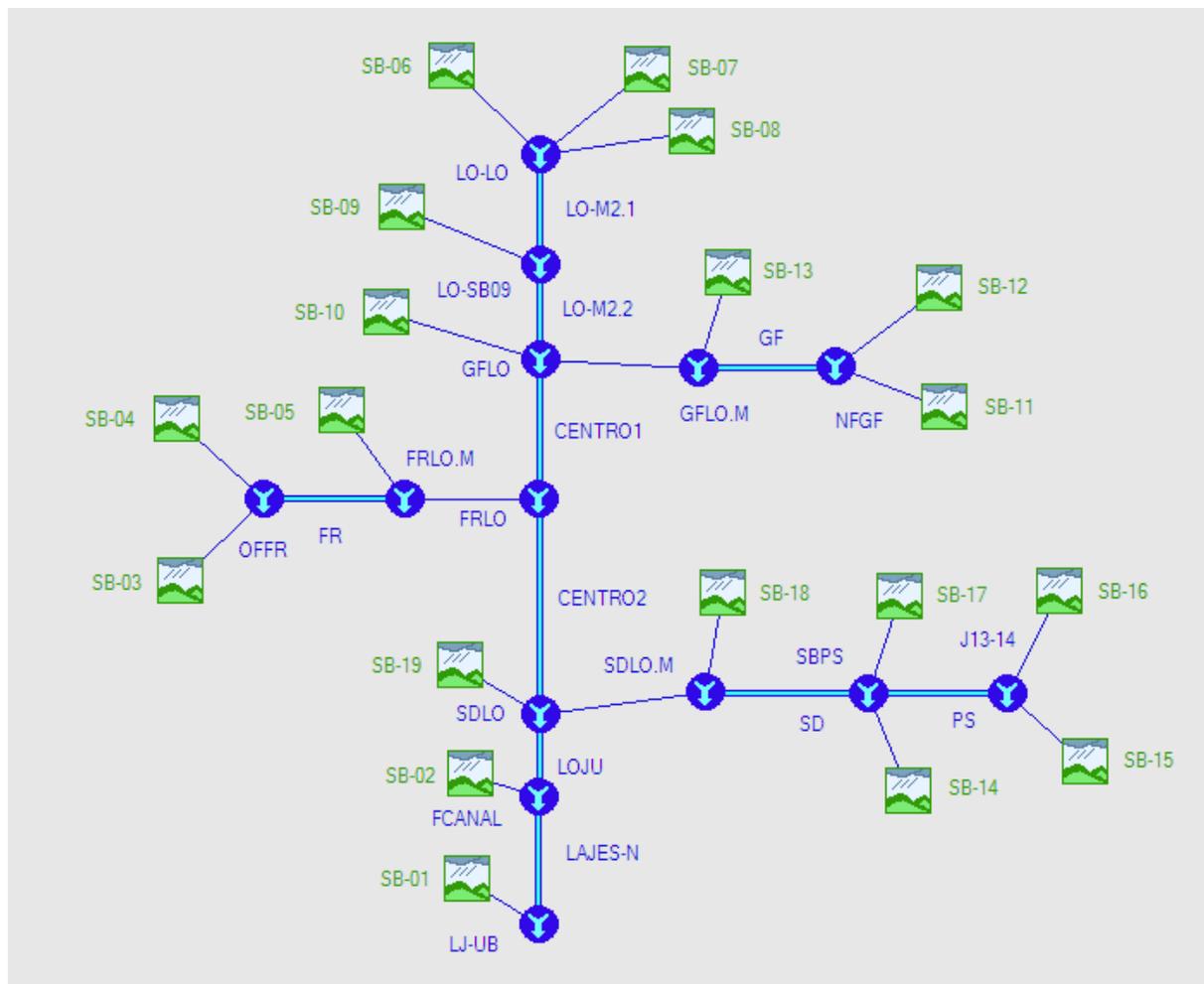


Figura 3. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para o cenário 1.

Figura que demonstra a Modelagem pelo HEC-HMS

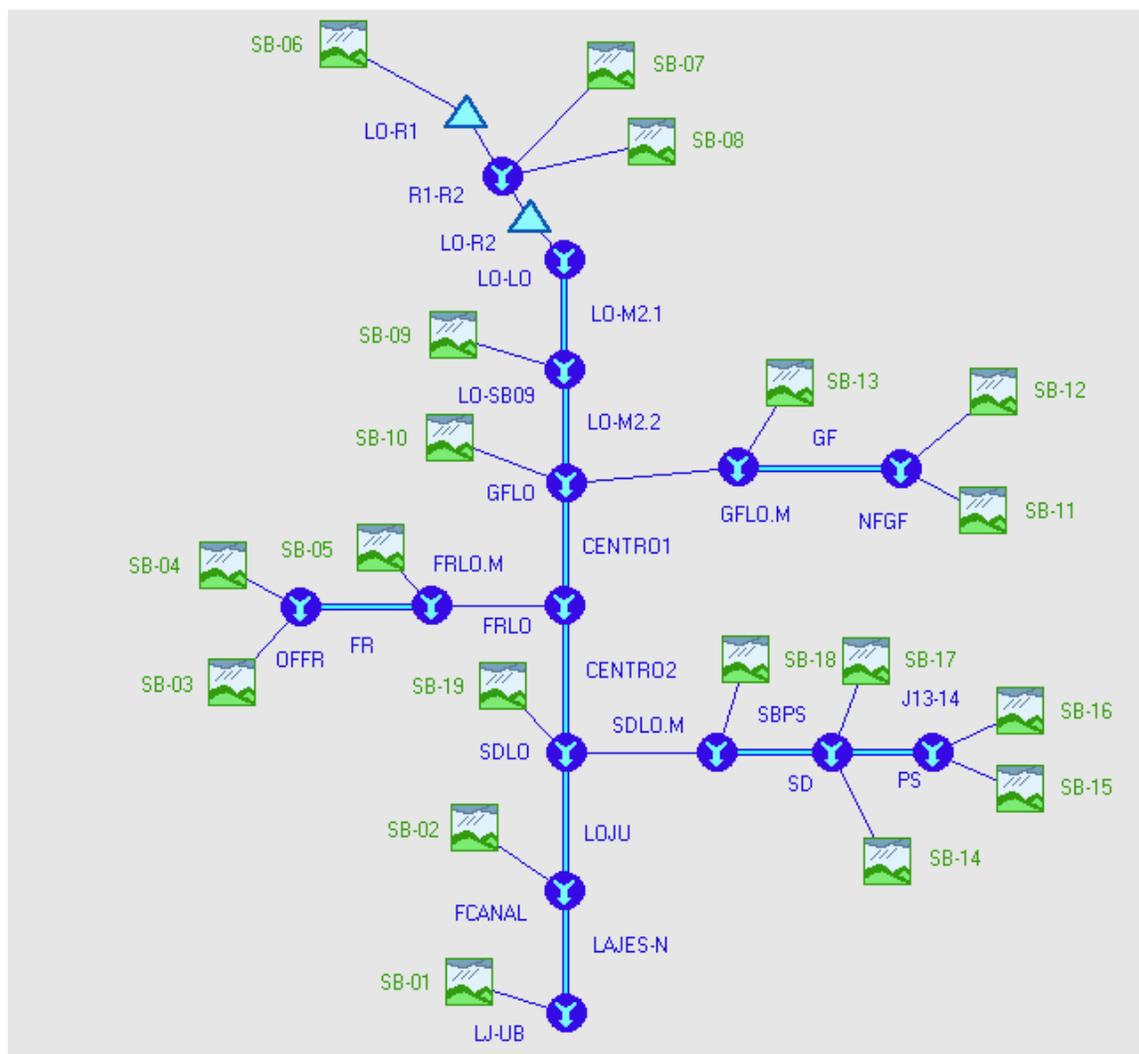


Figura 4. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para os cenários 2 a 4.

Quadro 4. Coordenadas das junções definidas no modelo da bacia

Junção	Cursos 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

Quadro 4. Coordenadas das junções definidas no modelo da bacia

4.4.1.2. 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.

Estado de Minas Gerais

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%.

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

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

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. Valores de CN estimados por sub-bacia

4.4.1.3. 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:

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

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 “Muskingun-Cunge 8 pontos”. Essa alternativa permite a estimativa dos parâmetros do modelo de Muskingun-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;
- l : 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.

Parâmetros da função de transferência e da propagação em canais

Sub-bacias	Hidrograma Unitário SCS		Propagação Muskingum-Cunge				
	A [km ²]	tc [min]	Trecho	L [m]	I [m/m]	n	
			-			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					

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

A = área da sub-bacia

n = coeficiente de rugosidade de Manning

tc = tempo de concentração

I = declividade média do trecho de curso d'água

4.4.1.4. 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 se encontram 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 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, de seção transversal retangular, com soleira às cotas 772,50 (primeiro nível de vertimento) e 773,00 (segundo nível de

Estado de Minas Gerais

- 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.

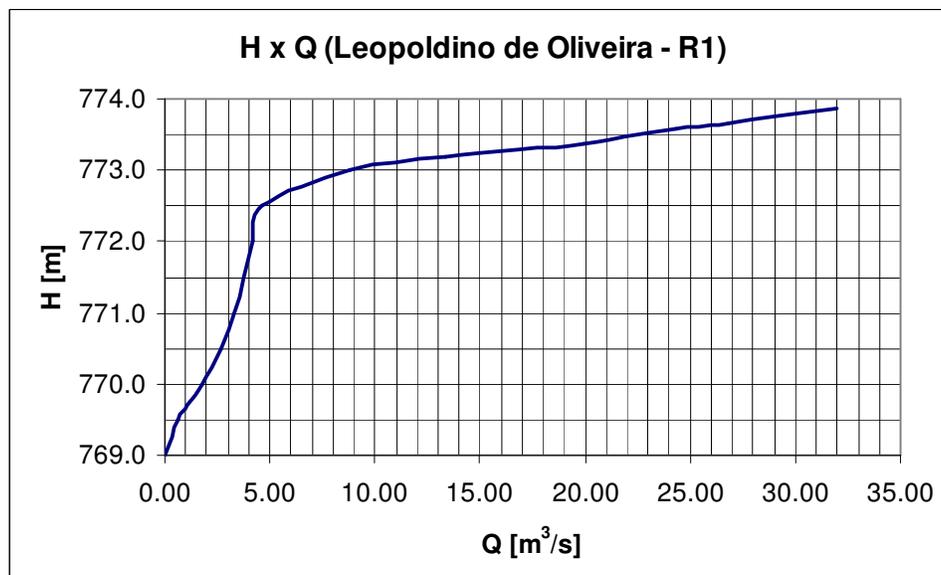


Figura 5. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

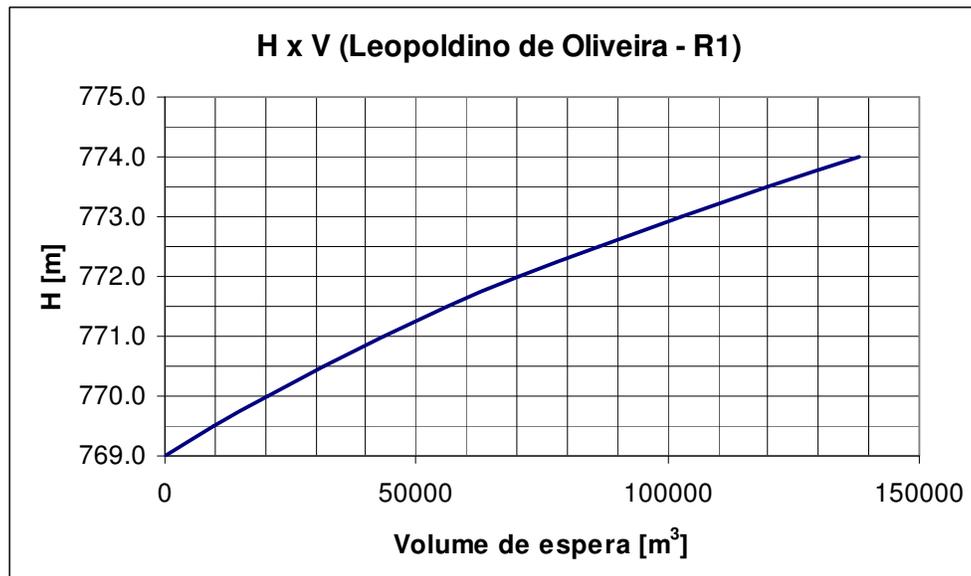


Figura 6. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

Estado de Minas Gerais

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 m³

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

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.

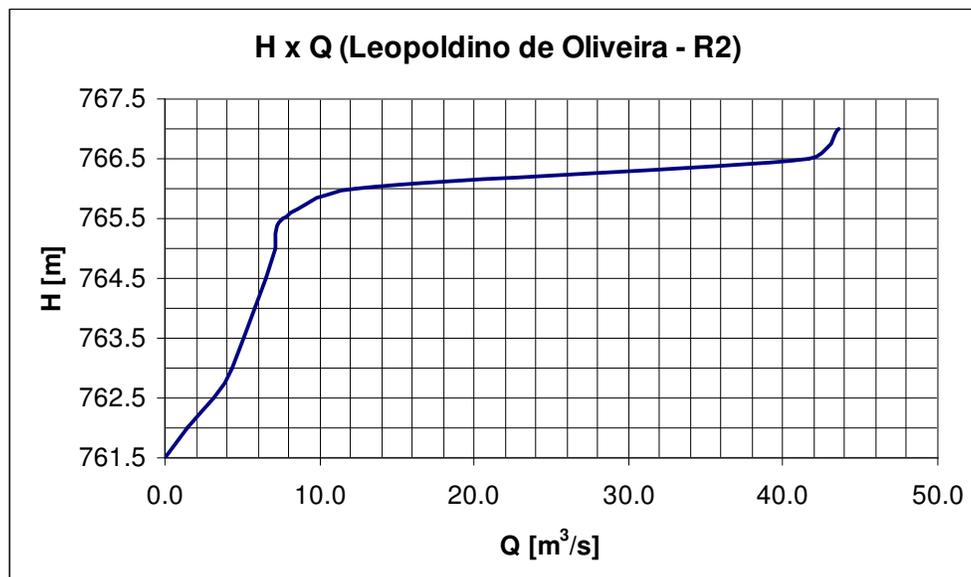


Figura 7. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

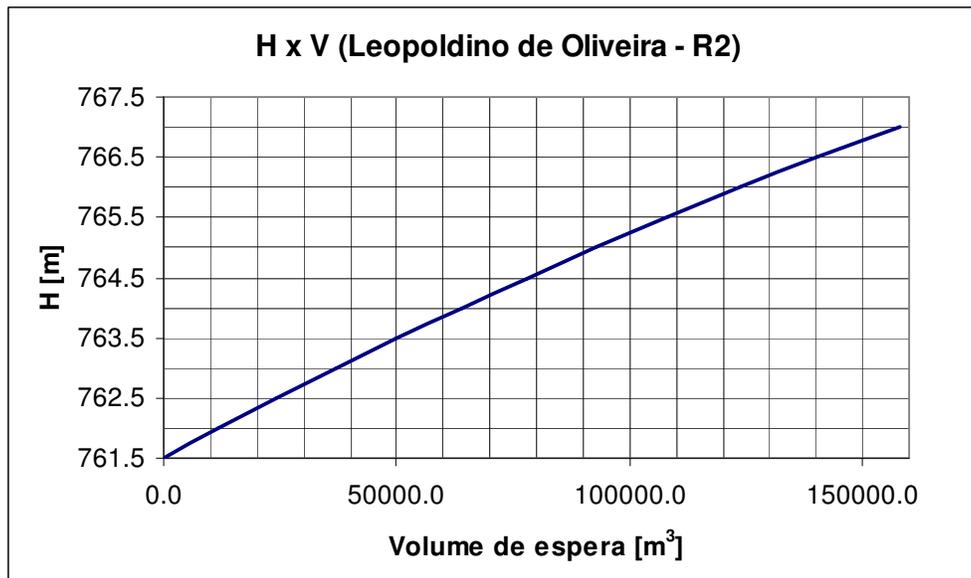


Figura 8. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

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 m³

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

4.4.2. Modelagem Hidráulica

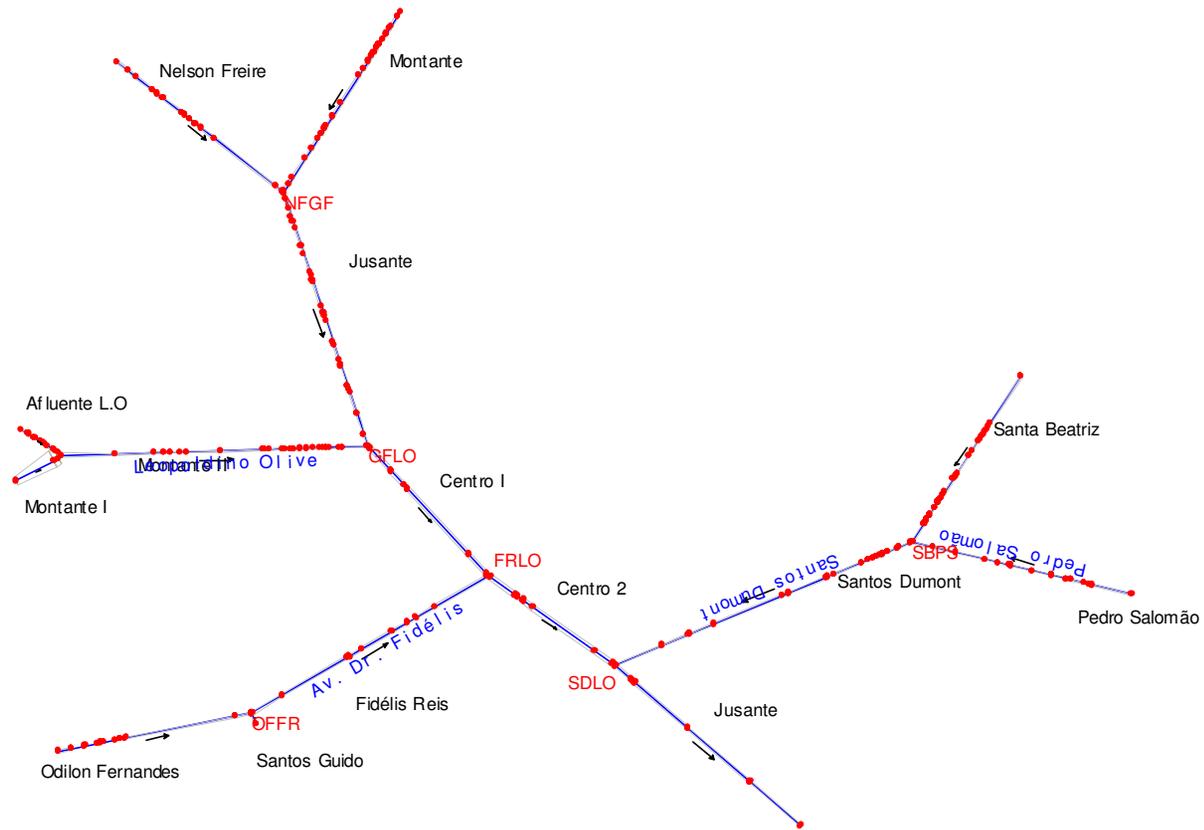
Os parâmetros geométricos da canalização foram obtidos por intermédio de dados cadastrais fornecidos pela Prefeitura Municipal de Uberaba. Foi também realizada uma visita na bacia, quando se conheceu um trecho canalizado em canal aberto e pode-se constatar, por intermédio de filmes realizados à época da elaboração do

Estado de Minas Gerais

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).



Partial GIS data

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

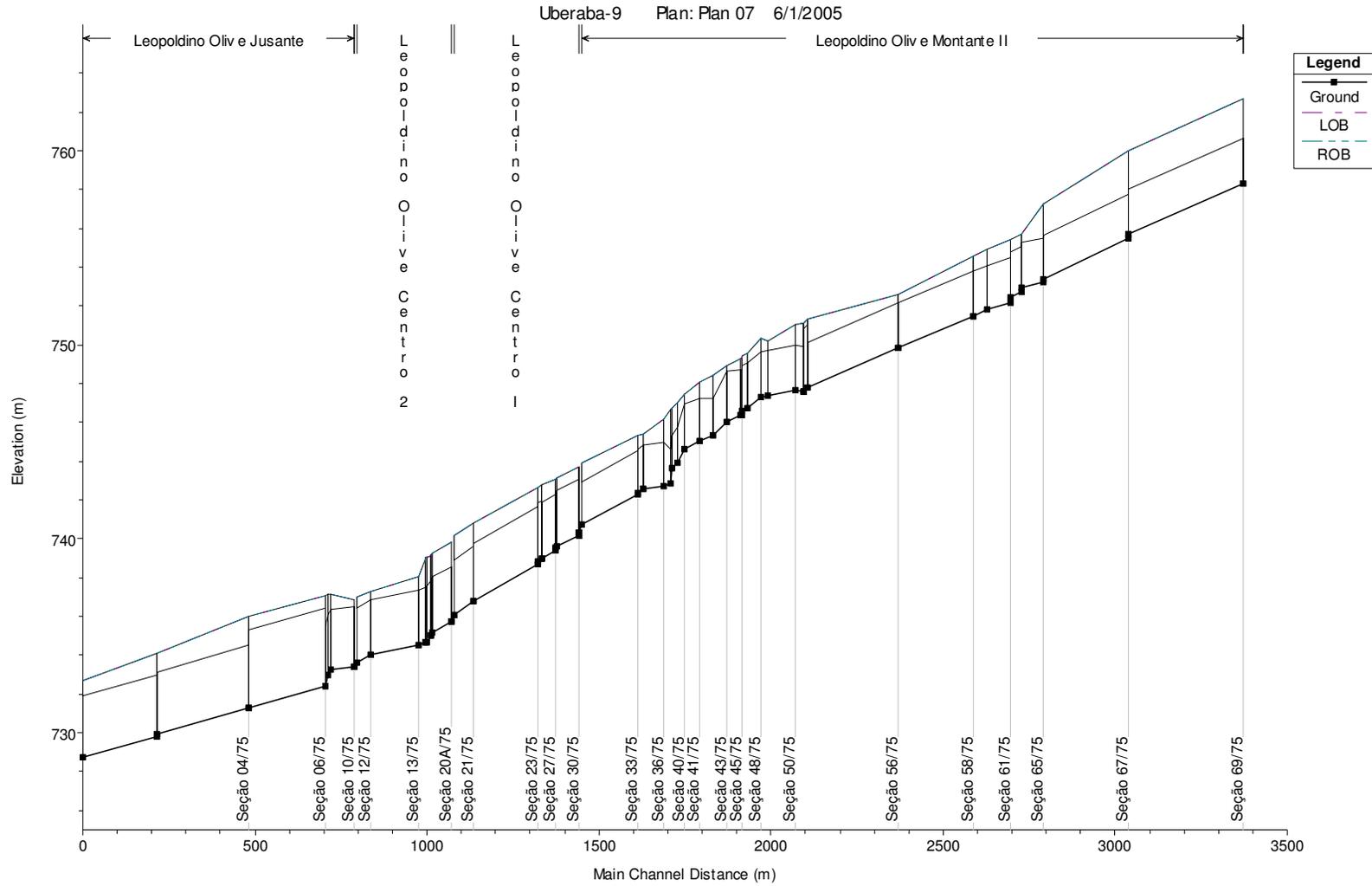


Figura 10. Exemplo de perfil longitudinal simulado: córrego das Lajes.

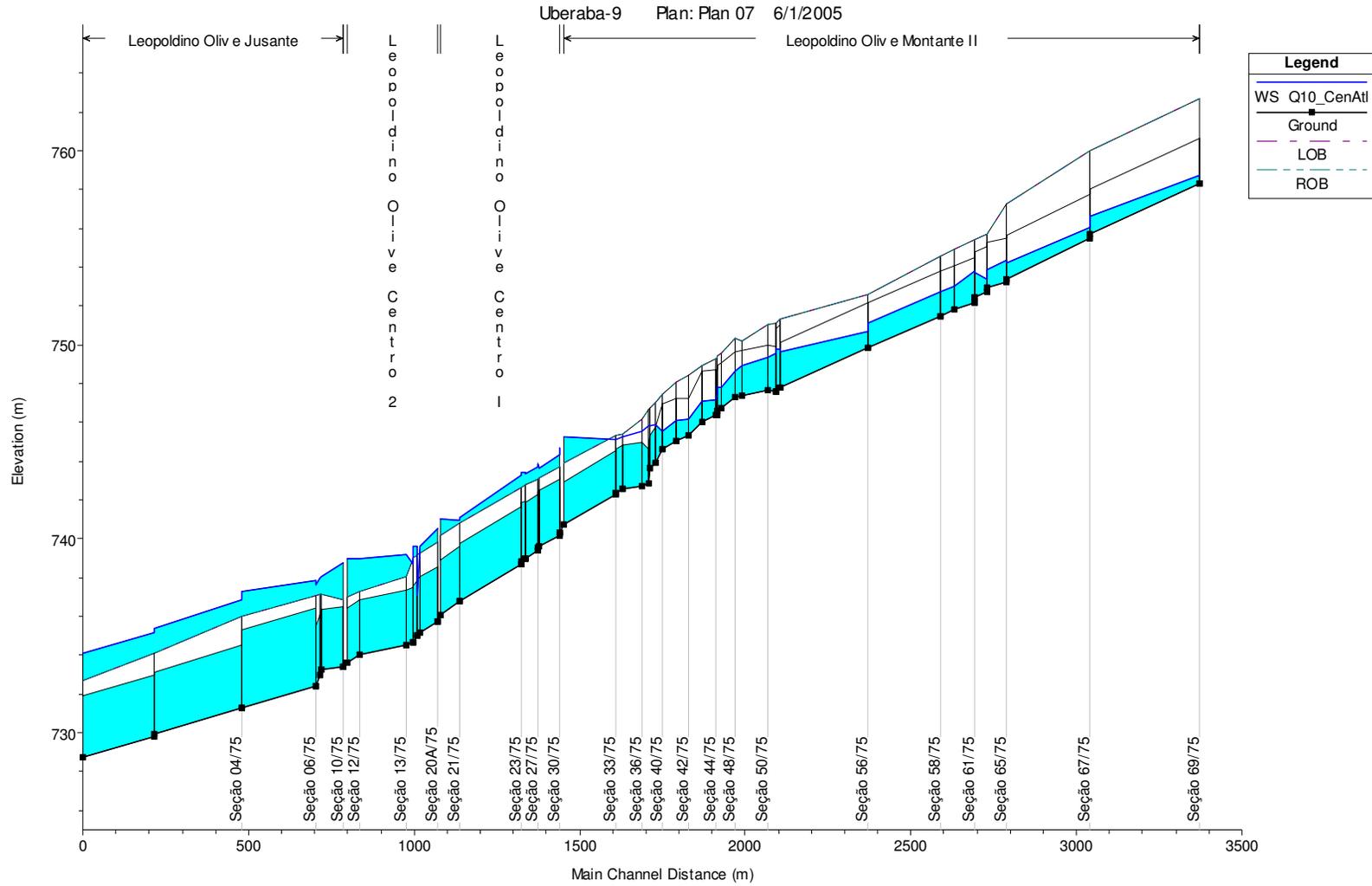


Figura 11. Exemplo de perfil longitudinal simulado: córrego das Lajes – linha d’água para evento de T = 10 anos em cenário atual.

Estado de Minas Gerais

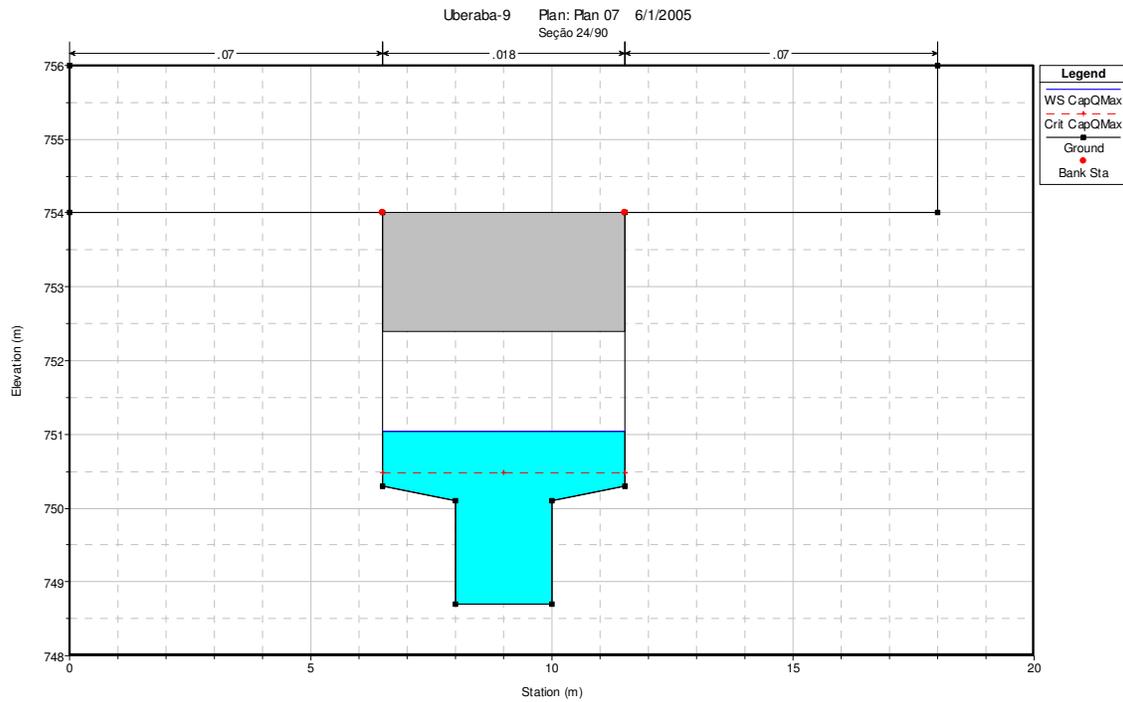


Figura 12. Exemplo de seção transversal do córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira)

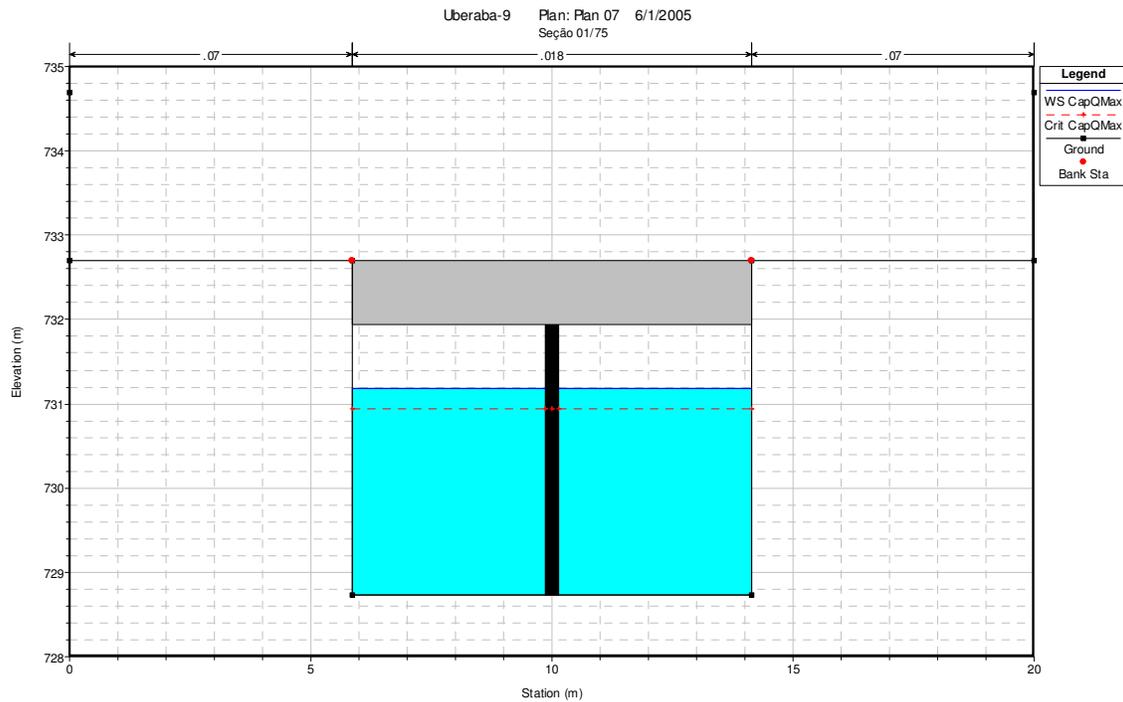


Figura 13. Exemplo de seção transversal do córrego das Lajes, a jusante de sua confluência com o córrego das Bicas (Av. Santos Dumont).

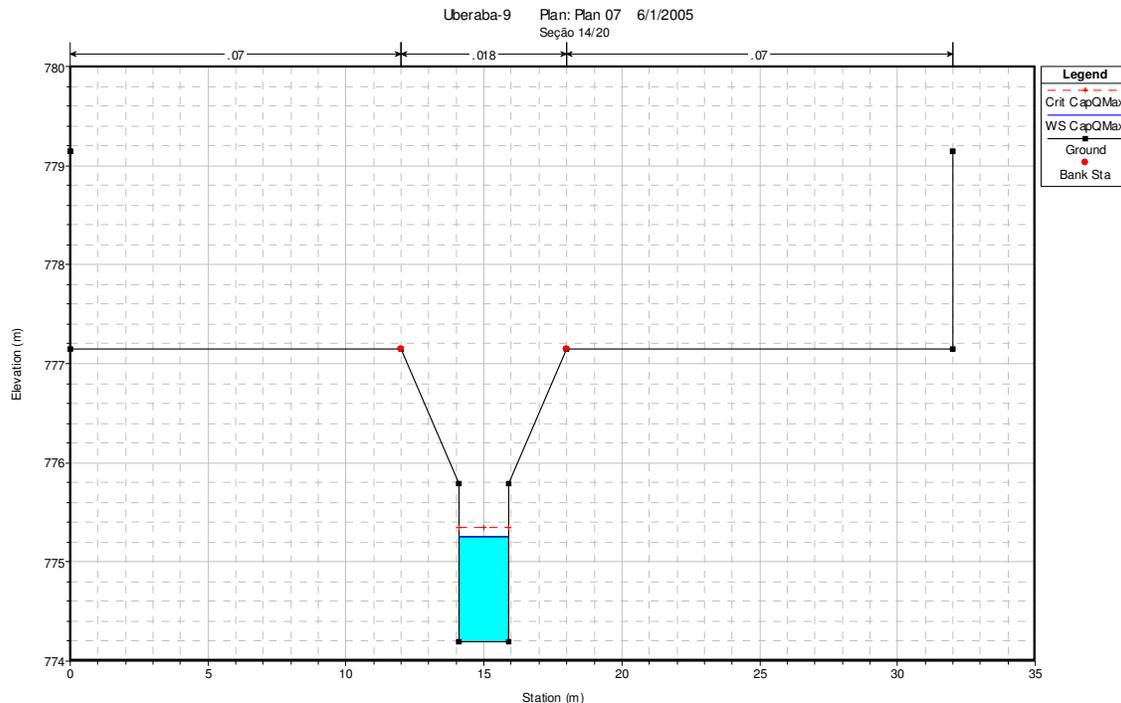


Figura 14. Exemplo de seção transversal do cor. Quinta da Boa Esperança (Av. Odilon Fernandes)

4.5. 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

Estado de Minas Gerais

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.

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

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

4.6. 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.

4.6.1. 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 retenção 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 retenção, 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

4.6.2. Cenário 1: Uso do solo atual, sem bacias de retenção

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 retenção 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. Apesar 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 Naghetti 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

Estado de Minas Gerais

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.

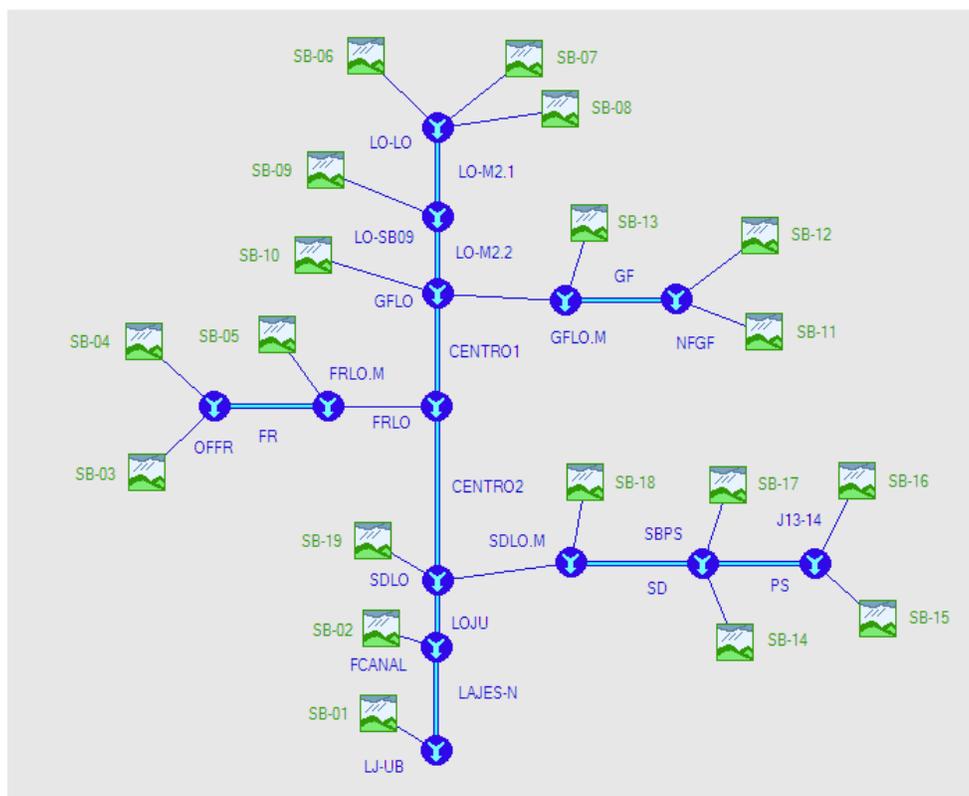


Figura 3. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização especial para os cenários 2 a 4 .

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

Seções		Curso d'água	Qmax [m ³ /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	OFFFR	Comércio (Fidelis Reis)	34,0	28,8	38,2

Estado de Minas Gerais

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.

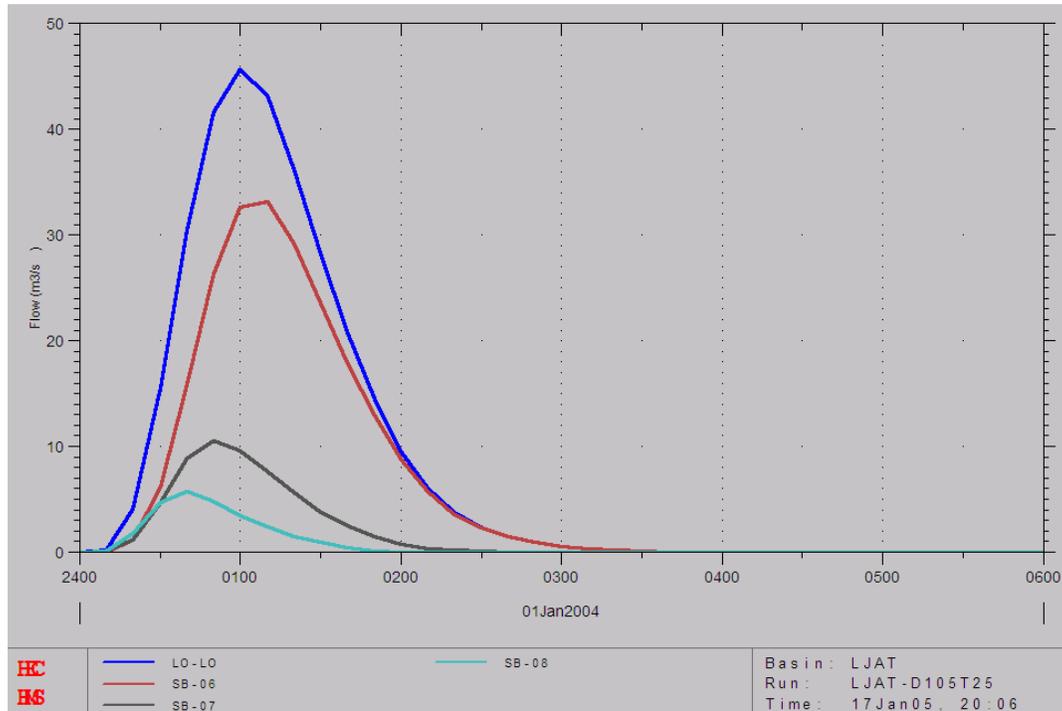


Figura 15. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção LO-LO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

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.

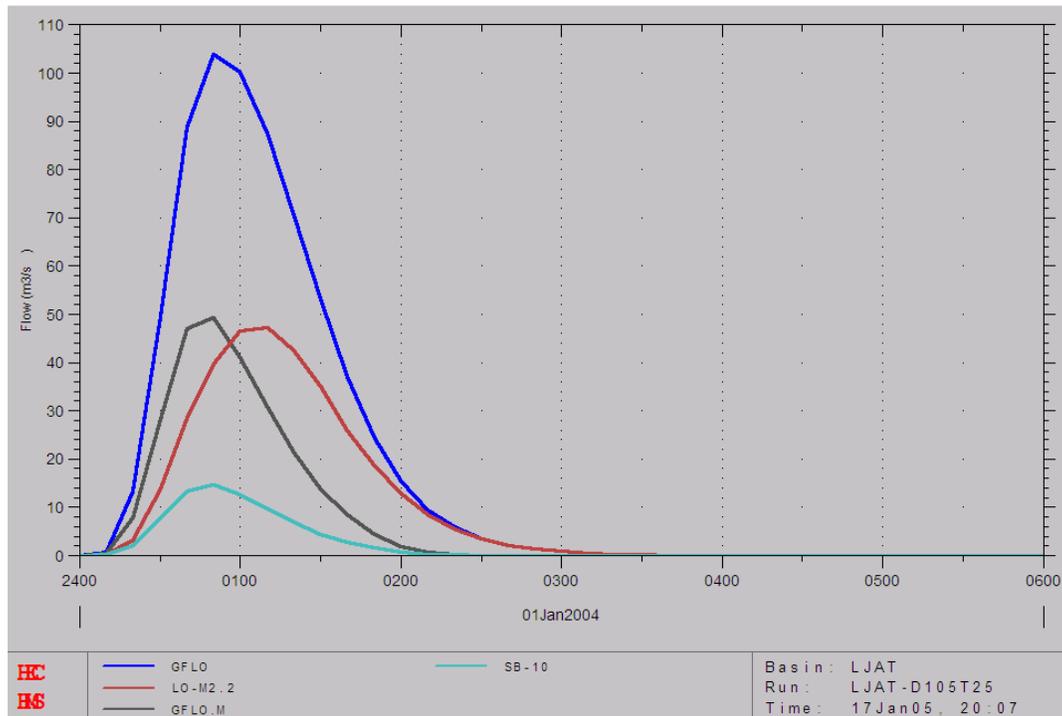


Figura 16. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção GFLO, evento de $T = 25$ anos e $d = 1,5$ h.

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 córrego 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 esperado 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

Estado de Minas Gerais

momento de ocorrência da vazão de pico nessa junção, 50 minutos após o início da chuva, GFLO contribui com 49,4 m³/s, SB-10 com 14,7 m³/s e a vazão afluente do próprio das Lajes, que nesse momento ainda não atingiu seu máximo na seção, é de 39,7 m³/s (ela é de 47,2 m³/s e ocorre no instante 1h10'), resultando em uma vazão máxima de 103,8 m³/s, na seção. Portanto, a vazão máxima no das Lajes dobra de valor. Um efeito semelhante é constatado nas confluências entre 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 retenção 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.

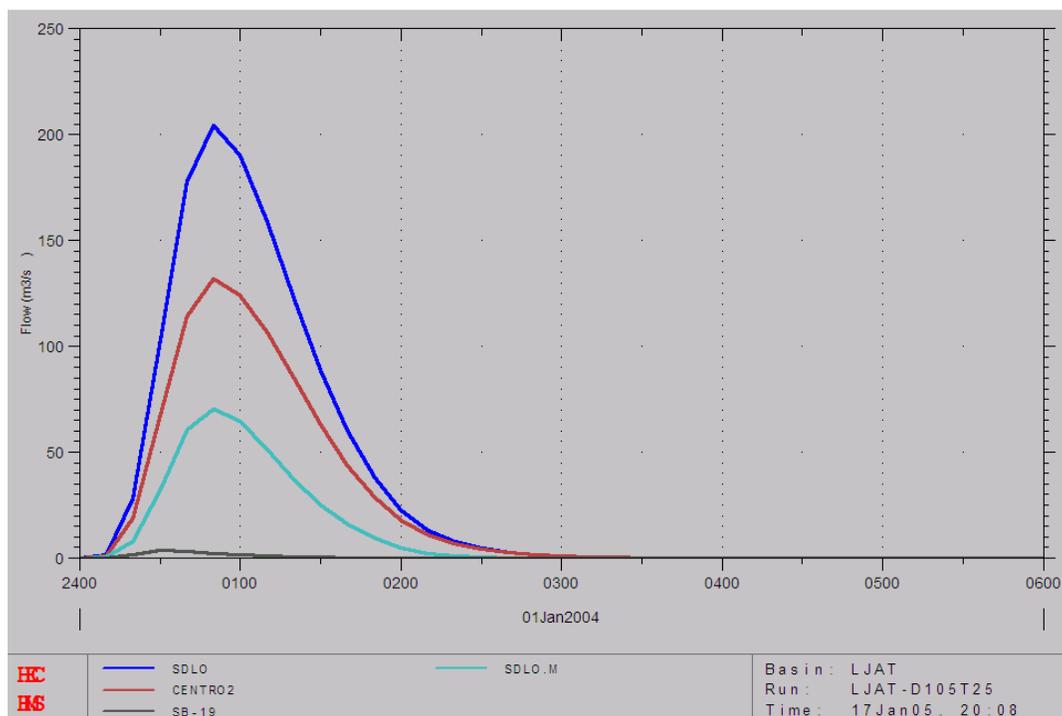


Figura 17. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção SDLO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

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 córrego Leopoldino de Oliveira, a montante do córrego das Bicas.*

4.6.3. 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:

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

(Eq. 3)

Sendo:

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

Q_p : vazão de pico em um trecho de canal, sem bacias de detenção, (m³/s);

$Q_{p,BD}$: vazão de pico em um trecho de canal, com bacias de detenção, (m³/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

Estado de Minas Gerais

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: córrego das Lajes, vazões de pico e eficiência de amortecimento de cheias

Elemento	Vazões de pico Qp [m³/s]		Eficiência 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 m³. 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.

Estado de Minas Gerais

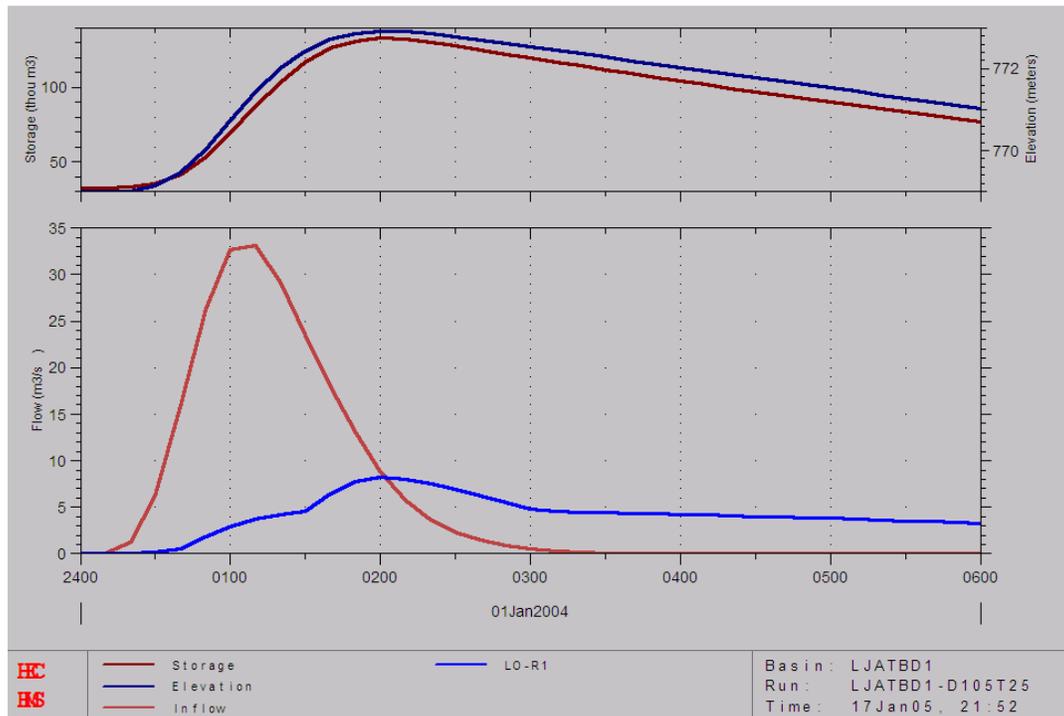
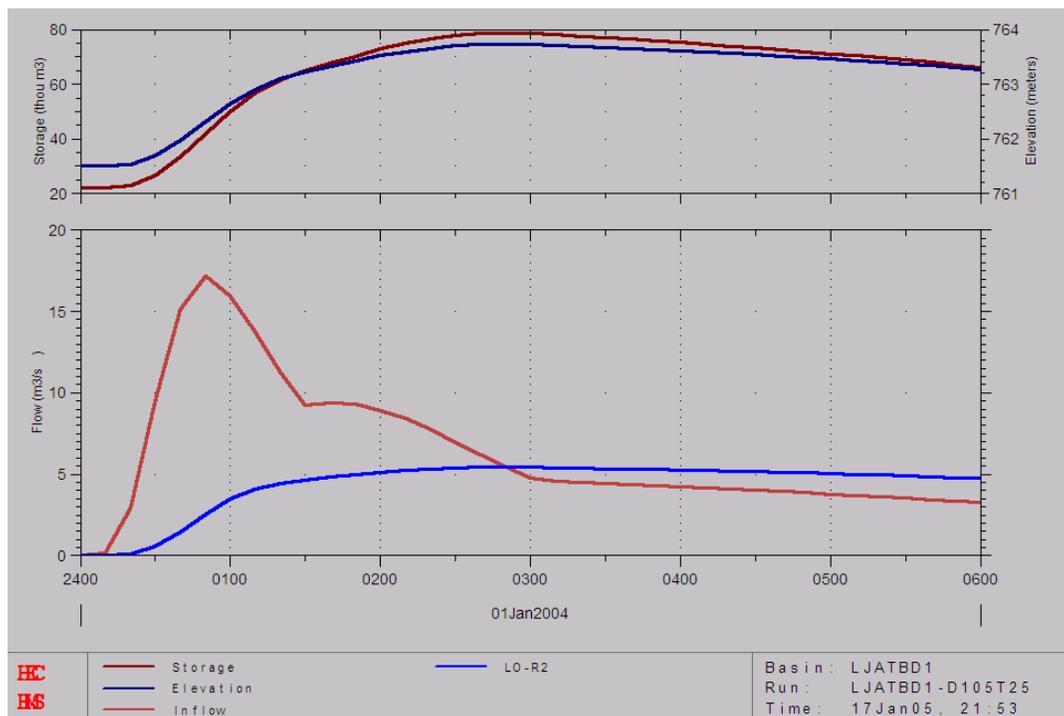


Figura 18. BD Leopoldino de Oliveira R1, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.



Estado de Minas Gerais

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.

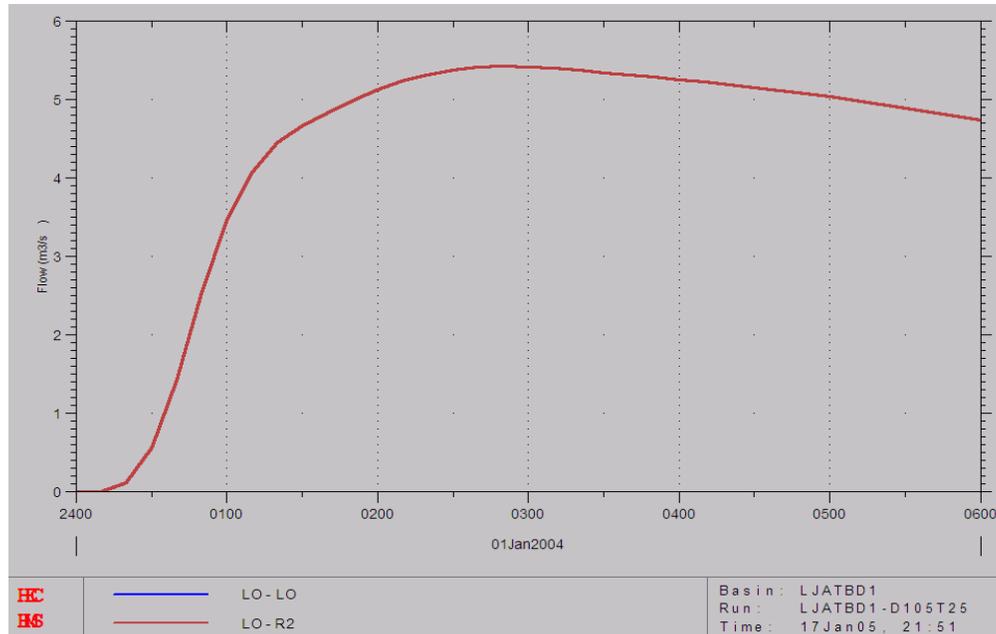


Figura 20. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção LO-LO, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

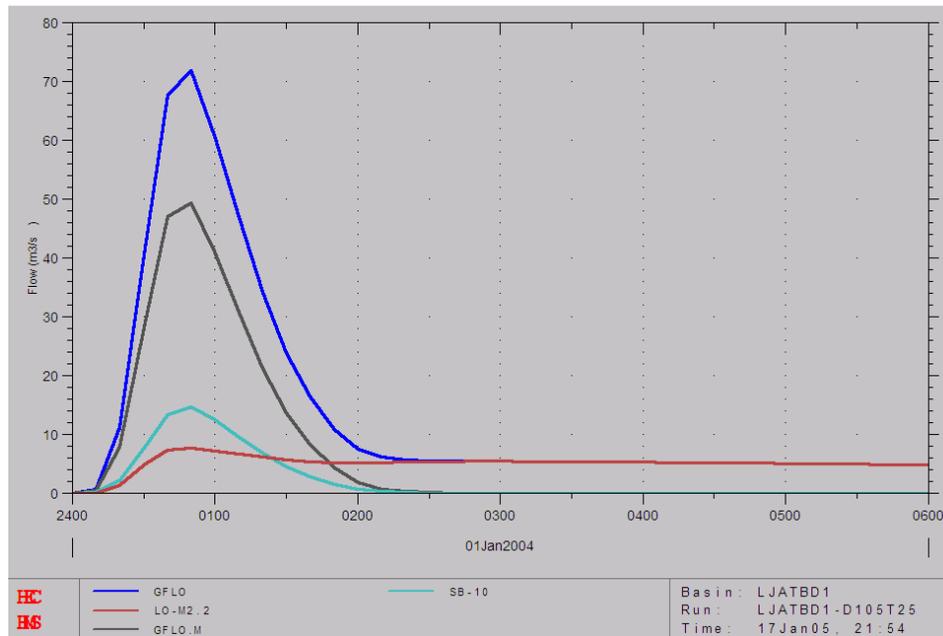


Figura 21. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção GFLO, evento de $T = 25$ anos e $d = 1,5$ h.

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 córrego Leopoldino de Oliveira, a montante do córrego da Igreja.

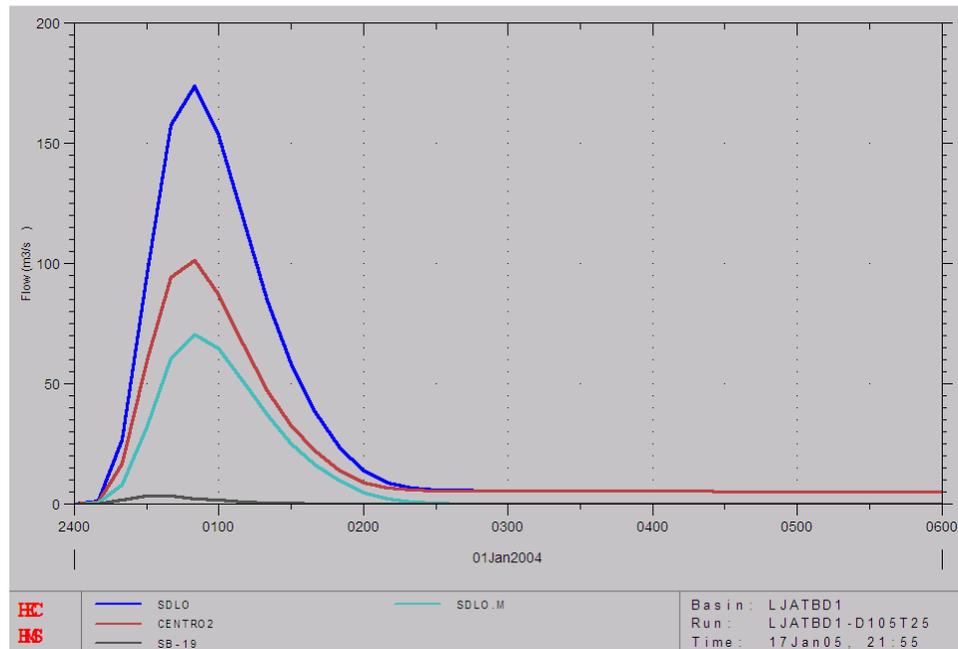


Figura 22. Bacia do córrego das Lajes, cenário 1: composição de hidrogramas na junção SDLO, evento de $T = 25$ anos e $d = 1,5$ h.

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 constatado 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 retenção na bacia do córrego das Lajes.

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

Estado de Minas Gerais

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	Cenário 4
-----------------	------------------	------------------	------------------

Estado de Minas Gerais

		Aumento percentual de vazões de pico em relação ao cenário 2	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. Leop. 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. Leop. 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	$Q_{\max\text{-adm}} - Q_{\max} [\text{m}^3/\text{s}]$			
		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

4.7. 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 constatado 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 $25,0 \text{ m}^3/\text{s}$. 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 $54,5 \text{ m}^3/\text{s}$, resultando em uma vazão máxima de $79,5 \text{ m}^3/\text{s}$ 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).

Estado de Minas Gerais

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).

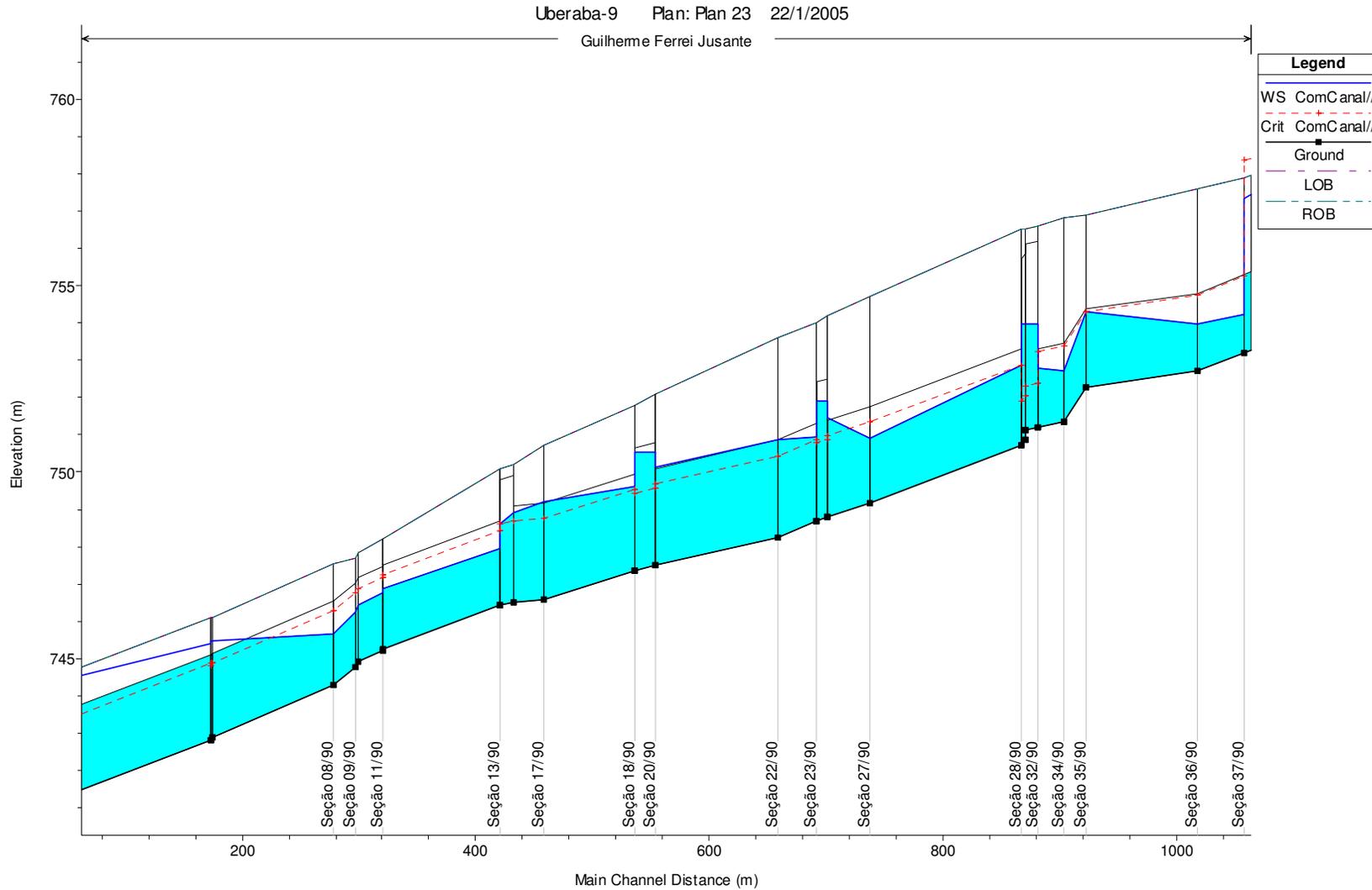


Figura 23. Trecho de jusante do córrego da Igreja: perfil longitudinal e linha d'água para a vazão de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ (pesquisa Q_{max})

Estado de Minas Gerais

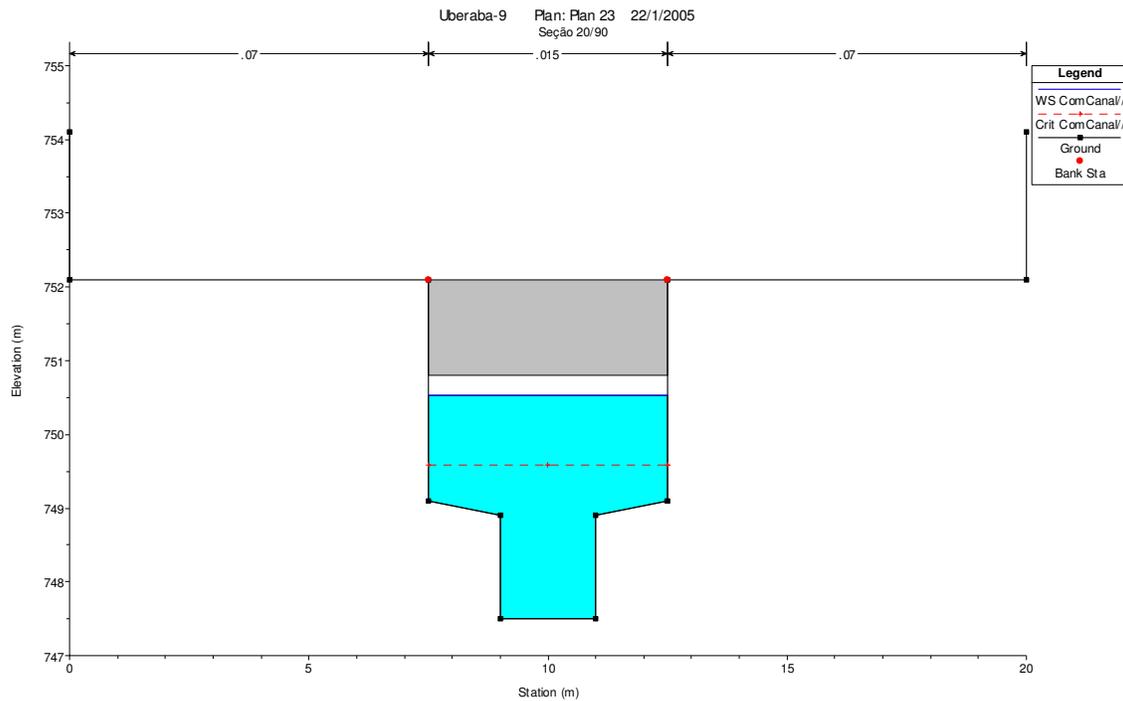


Figura 24. Córrego da Igreja: seção transversal 20, com linha d'água para a vazão de 20 m³/s.

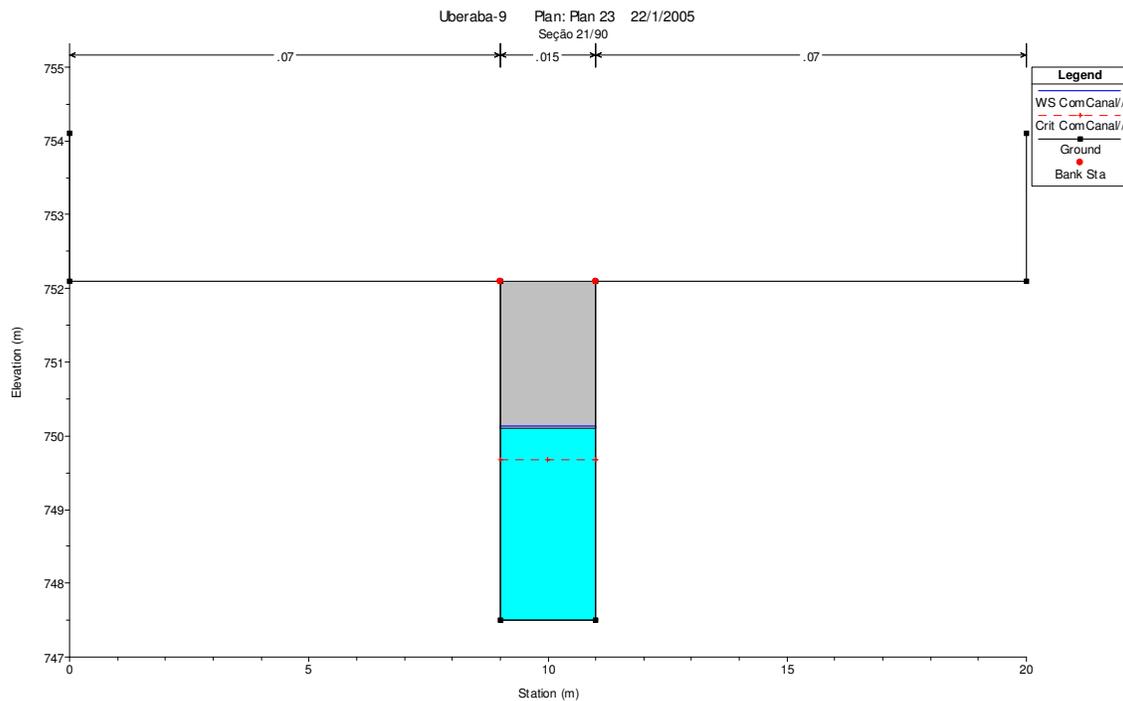


Figura 25. Córrego da Igreja: seção transversal 21, com linha d'água para a vazão de 20 m³/s.

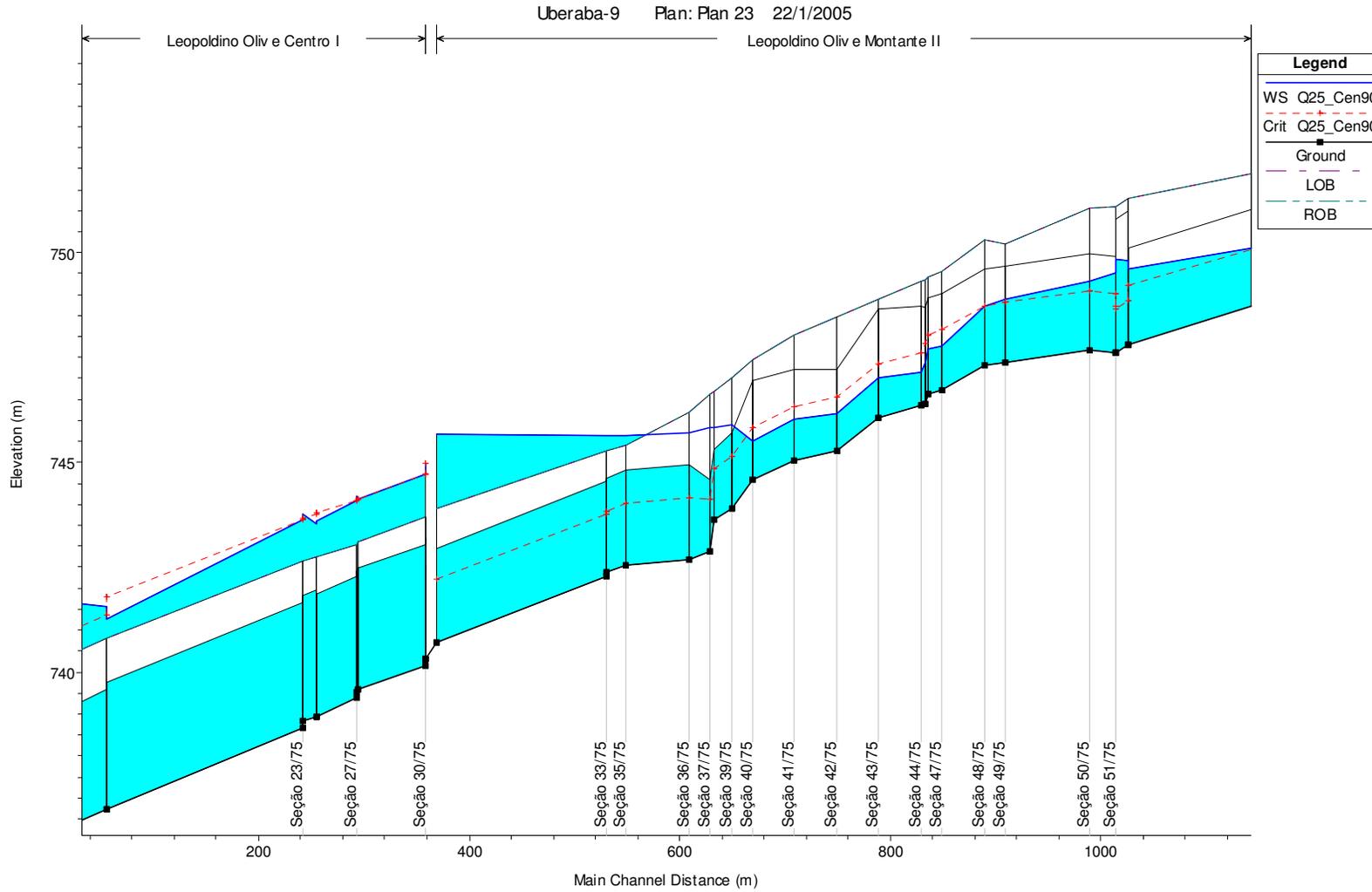


Figura 26. Córrego das Lajes: perfil longitudinal e linha d'água para o evento de $T = 25$ anos nos trechos Montante II e Centro I (confluência com c. Igreja).

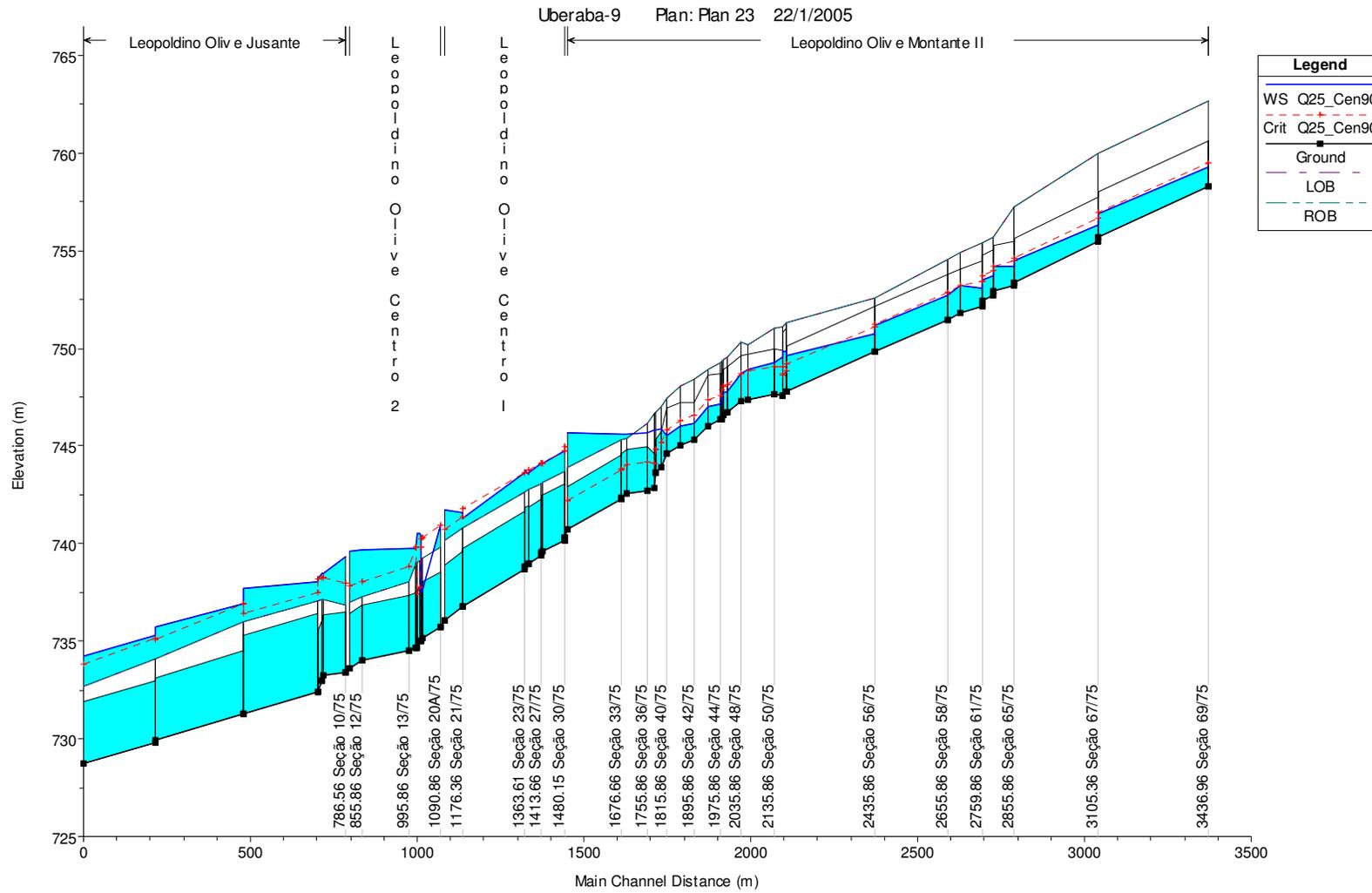


Figura 27. Córrego das Lajes: perfil longitudinal e linha d'água para o evento de $T = 25$ anos nos trechos Montante II , Centro I, Centro II e Jusante.

4.8. 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.

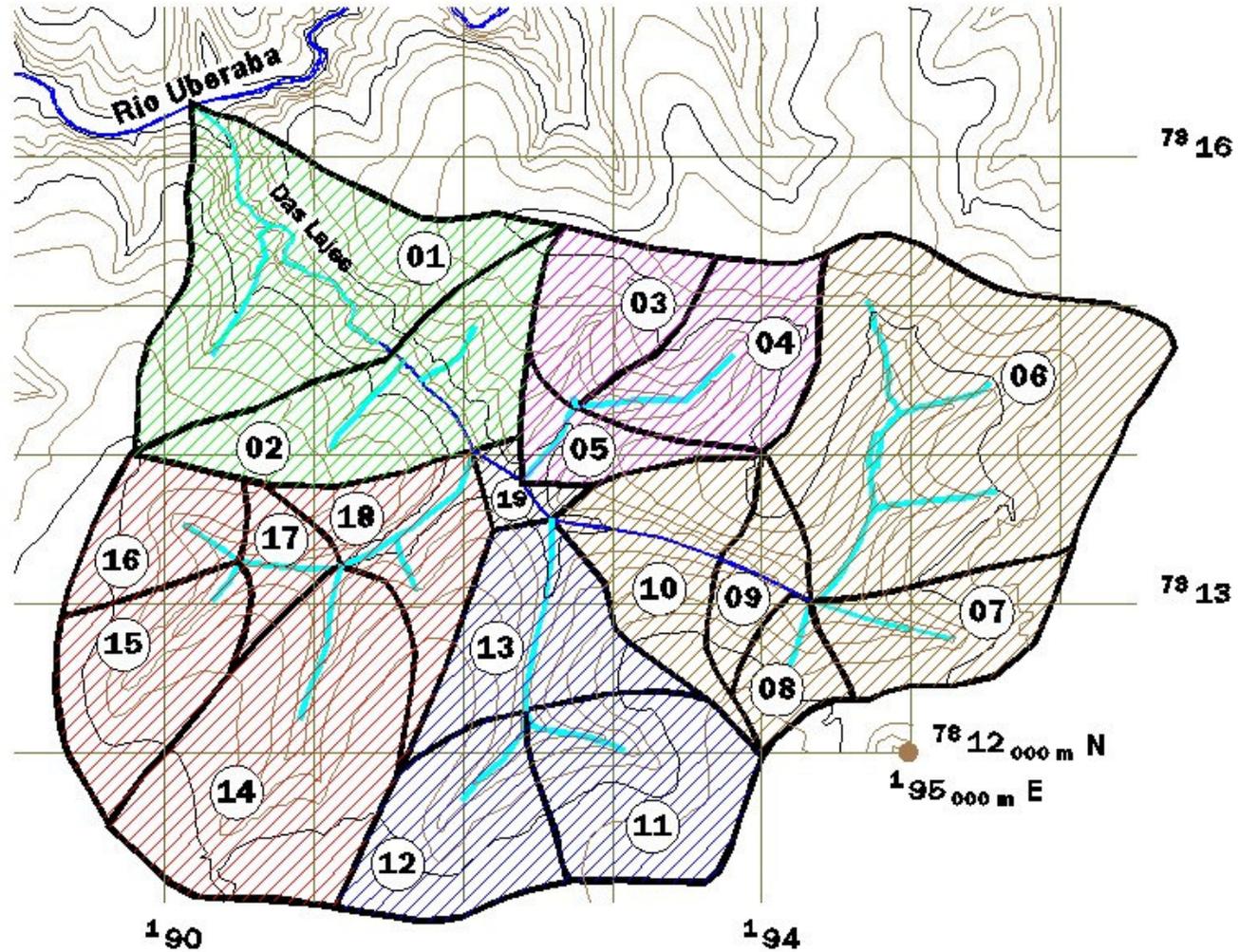
Ademais, filmes realizados no interior das galerias e relatos de técnicos da Prefeitura de Uberaba permitem inferir estados de deterioração de suas paredes por problemas de abrasão e de ataque químico, bem como a existência de obstruções ao escoamento causadas, sobretudo pela presença de elementos de redes de infraestrutura 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 frequência elevada.

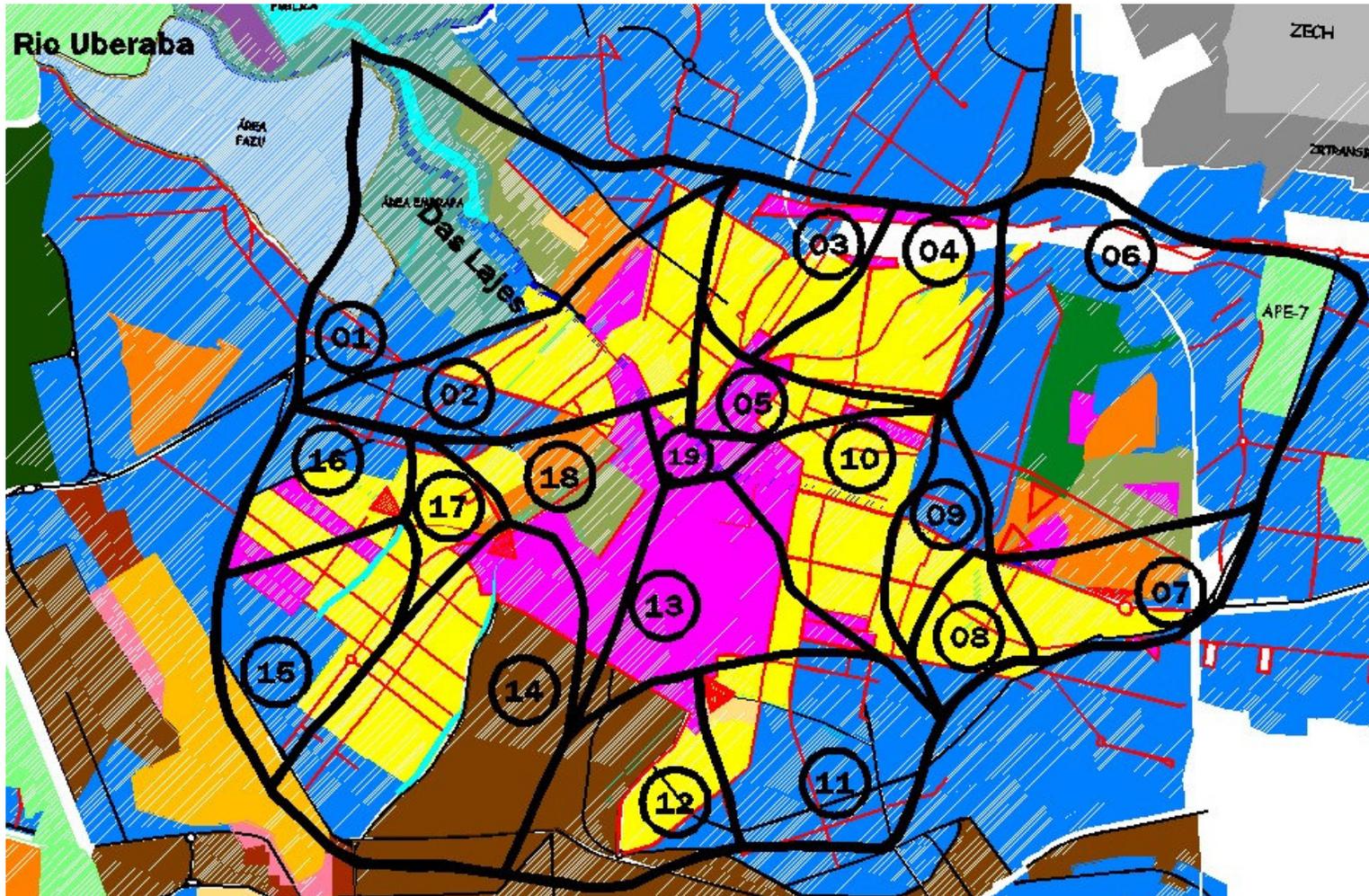
Os relatórios 3 e 4 do presente estudo tratarão de medidas estruturais e não estruturais para a redução do risco de inundação na área de estudo.

ANEXOS

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



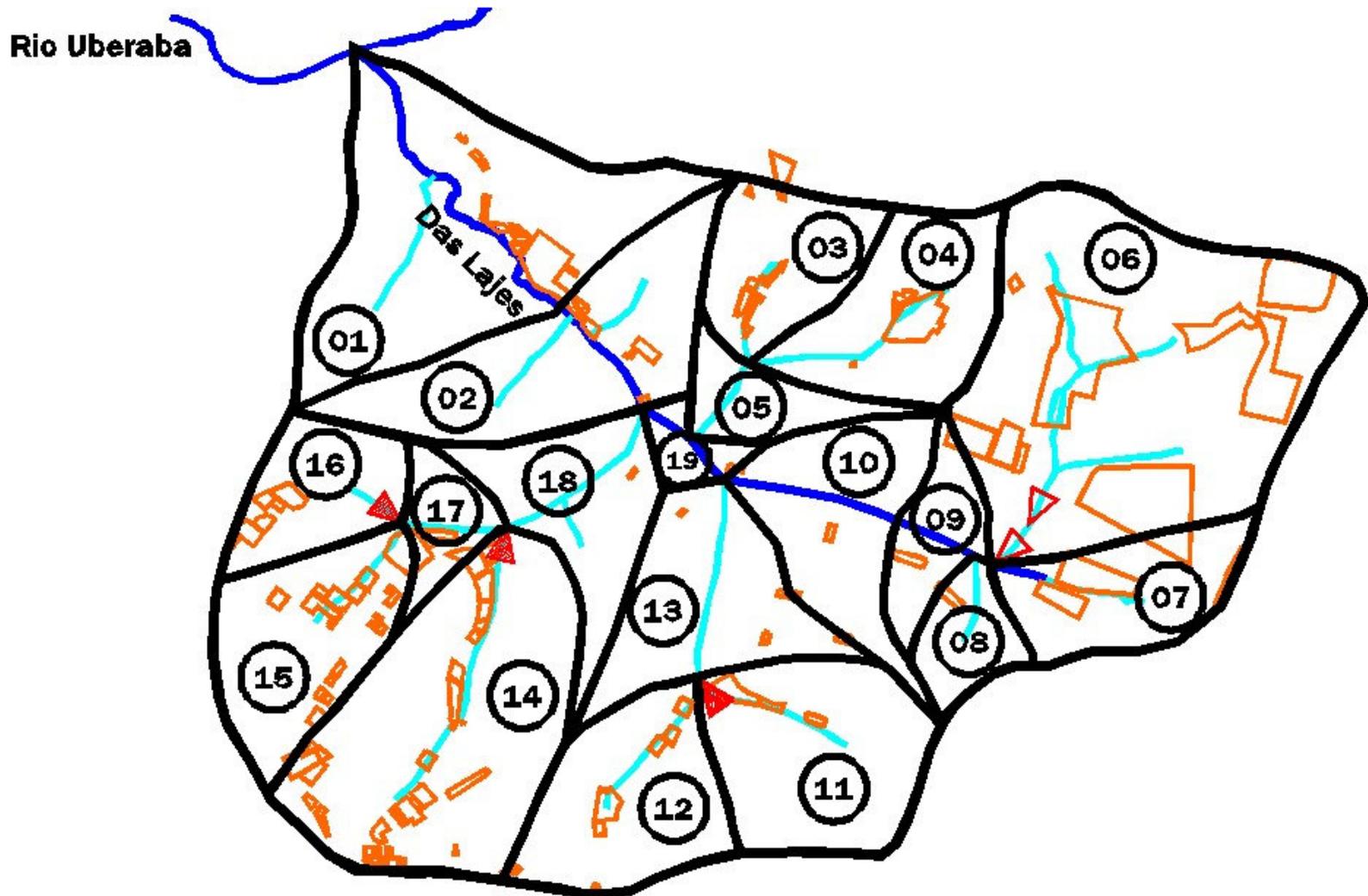
ANEXO 2 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: MAPA DO ZONEAMENTO



ANEXO 2 (CONTINUAÇÃO) – LEGENDA DO MAPA DO ZONEAMENTO

LEGENDA	
<u>ZONAS E ÁREAS DIFERENCIADAS</u>	
	ZONA RESIDENCIAL 1 - ZR1
	ZONA RESIDENCIAL 1A - ZR1A
	ZONA RESIDENCIAL 2 - ZR2
	ZONA RESIDENCIAL 3 - ZR3
	ZONA CENTRAL - ZC
	CENTRO DE BAIRRO - CB
	ZONA MISTA
	ZONA MISTA
	ZONA INDUSTRIAL 1 - ZI-1
	ZONA INDUSTRIAL 2 - ZI-2
	ZONA INDUSTRIAL 3 - ZI-3
	ÁREA DE PROTEÇÃO DO MEIO AMBIENTE - APMA
	ÁREA DE PROTEÇÃO PARCIAL - APP
	ZONA ESPECIAL DE CHÁCARA - ZECH
	ZONA RESIDENCIAL DE TRANSIÇÃO - ZRT
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 1 A APE 7
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 8
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 9 - ÁREA PÚBLICA
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 9 - ÁREA EMBRAPA
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 9 - ÁREA FAZU
	ÁREA DE PROJETOS ESPECIAIS - APE 9 - ÁREA ABCZ
<u>ÁREA DE CONTROLE ESPECIAL DO AEROPORTO</u>	
	AEA 1 - II
	AEA 2 - II
	AEA 3 - I, II, III

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

Estado de Minas Gerais

SB-01	7.7894	01 Jan 04 0040	19.304	2.94
LJ-UB	142.63	01 Jan 04 0040	385.43	26.39

Estado de Minas Gerais

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

Estado de Minas Gerais

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

Estado de Minas Gerais

LJ-UB	197.24	01 Jan 04 0100	754.99	26.39
-------	--------	----------------	--------	-------

Estado de Minas Gerais

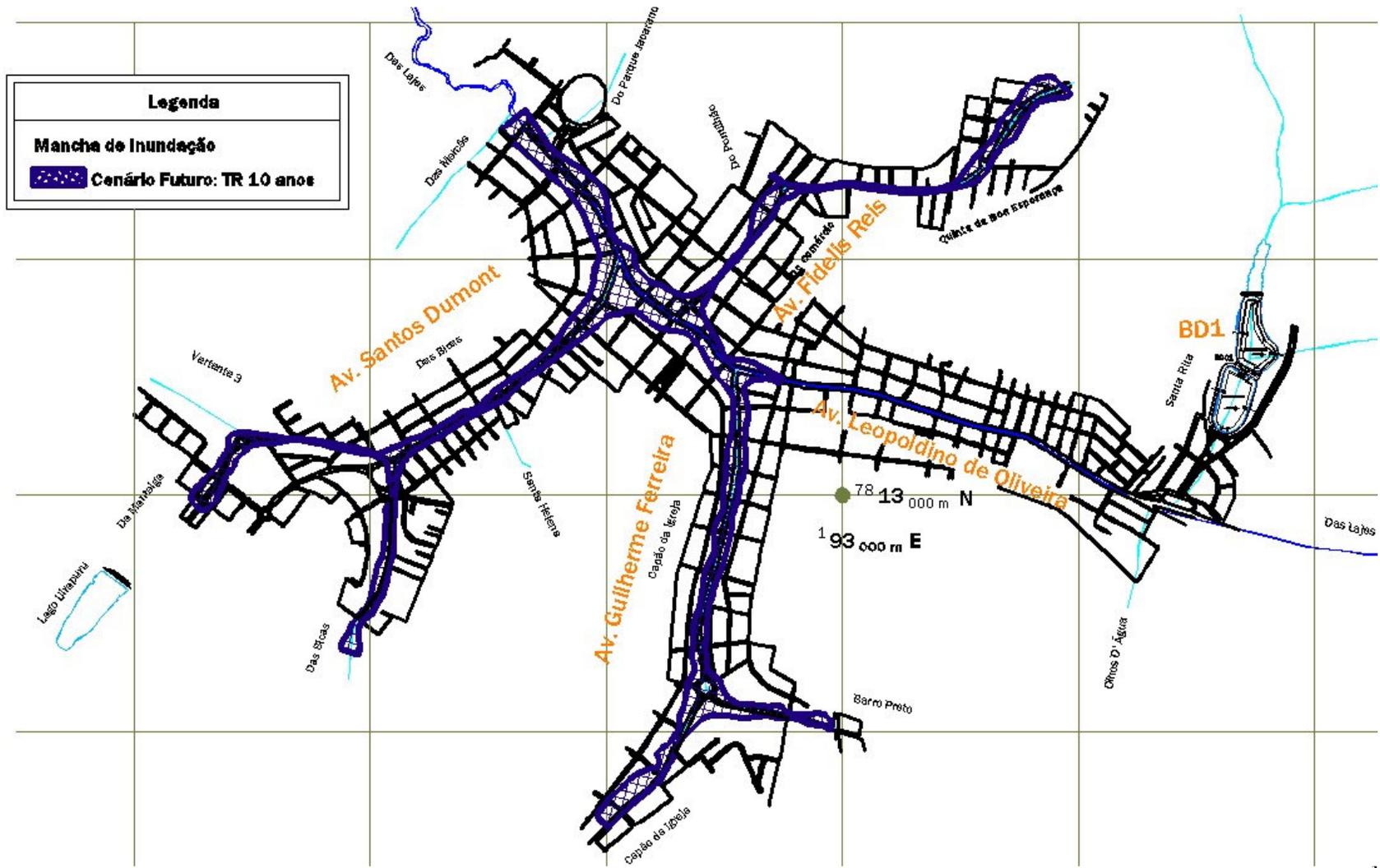
Simulação com Chuva de 2 horas e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	Qp [m³/s]	Tempo [horas]	Volume [m³]	Área Bacia [km²]
SB-04	15.07	01 Jan 04 0050	51.29	1.30
SB-03	10.90	01 Jan 04 0050	37.09	0.94
OFFR	25.97	01 Jan 04 0050	88.38	2.24
FR	25.57	01 Jan 04 0050	88.53	2.24
SB-05	5.84	01 Jan 04 0050	19.86	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

Estado de Minas Gerais

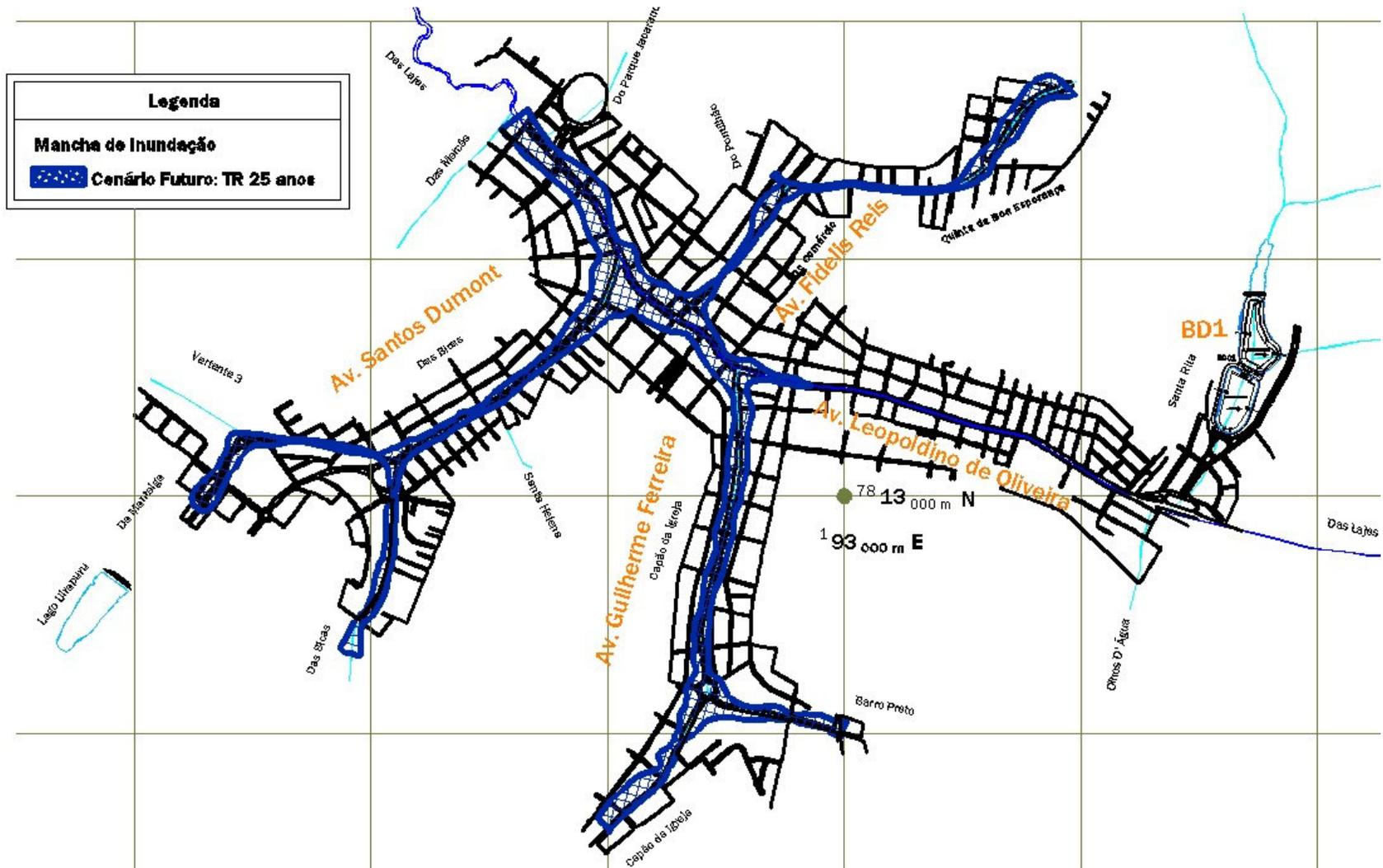
Simulação com Chuva de 2 horas e meia e TR 25 anos - Com BD 1				
Elemento	Qp [m³/s]	Tempo [horas]	Volume [m³]	Área Bacia [km²]
SB-04	9.77	01 Jan 04 0110	55.99	1.30
SB-03	7.06	01 Jan 04 0110	40.48	0.94
OFFR	16.83	01 Jan 04 0110	96.47	2.24
FR	16.53	01 Jan 04 0110	96.54	2.24
SB-05	3.80	01 Jan 04 0110	21.67	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

Estado de Minas Gerais

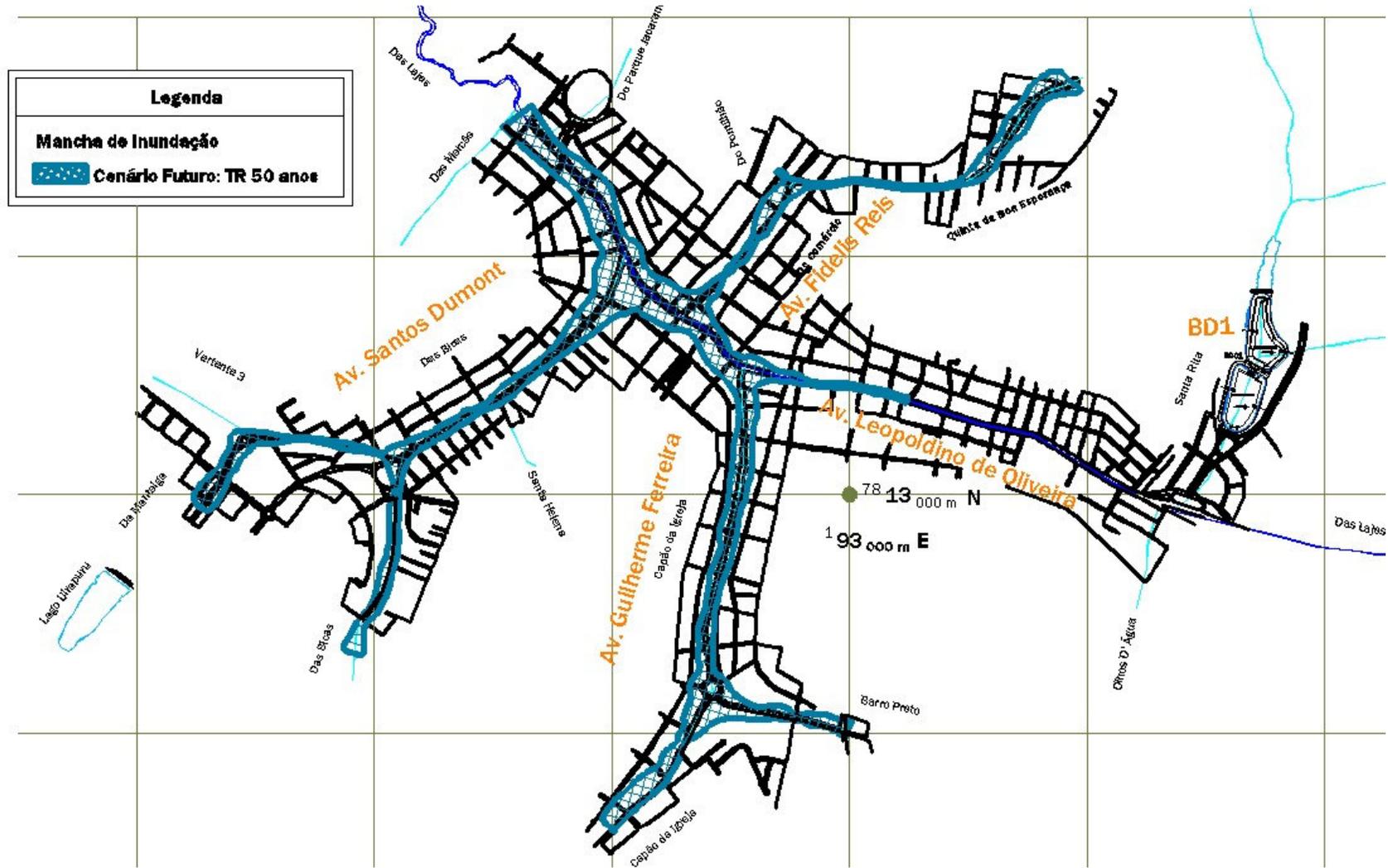
ANEXO 5 – BACIA DO CÓRREGO DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 10 ANOS – CENÁRIO FUTURO



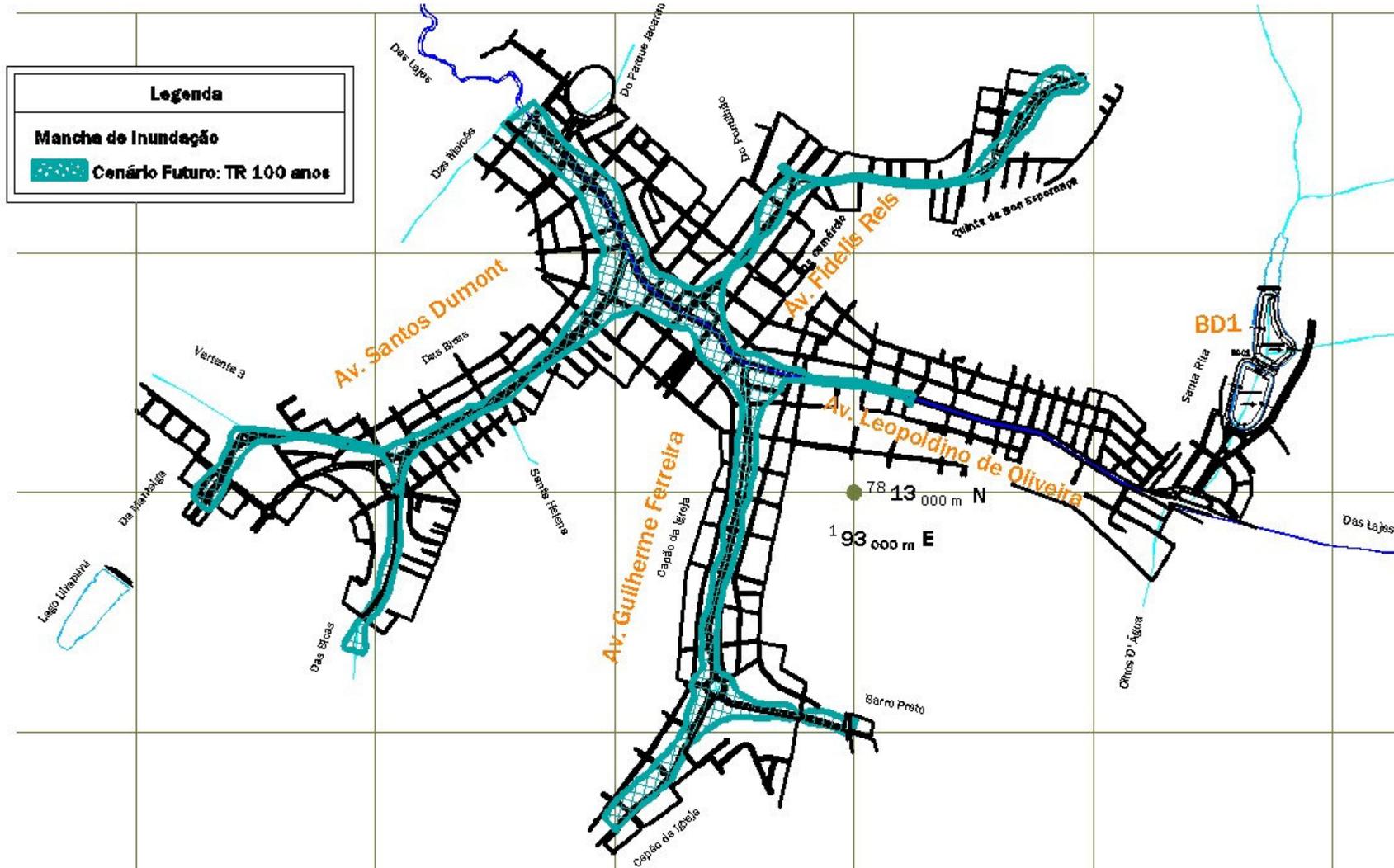
ANEXO 5 (CONT.) – BACIA DO Cór. DAS LAJES: ÁREAS INUNDÁVEIS PARA O EVENTO DE T = 25 ANOS – CENÁRIO FUTURO



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



5. Estudo do Sistema de MacroDrenagem da Cidade de Uberaba: Bacia Hidrográfica do Córrego das Lajes - Diagnóstico e estudo de alternativa.

5.1. INTRODUÇÃO

O presente documento corresponde ao Relatório 2, que consiste no diagnóstico e estudo de alternativas. Este 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 retenção em praças contaram com a colaboração das Arquitetas Maria Eugênia Cunha e Sabrina Canechi.

5.2. BASE CONCEITUAL

5.2.1. 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

Estado de Minas Gerais

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 antecedentes, ao longo e após a inundação. A decisão sobre as 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 interceptação, 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.

5.2.2. 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 dá 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 e outras). 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 da bacia do córrego das Lajes, os fundos de vale do próprio córrego das 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 interceptação, 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 km²). 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

Estado de Minas Gerais

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 retenção, 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 m³, supondo-se uma profundidade de armazenamento de 1,0 m, ou seja, pouco mais de 2% da área de drenagem.

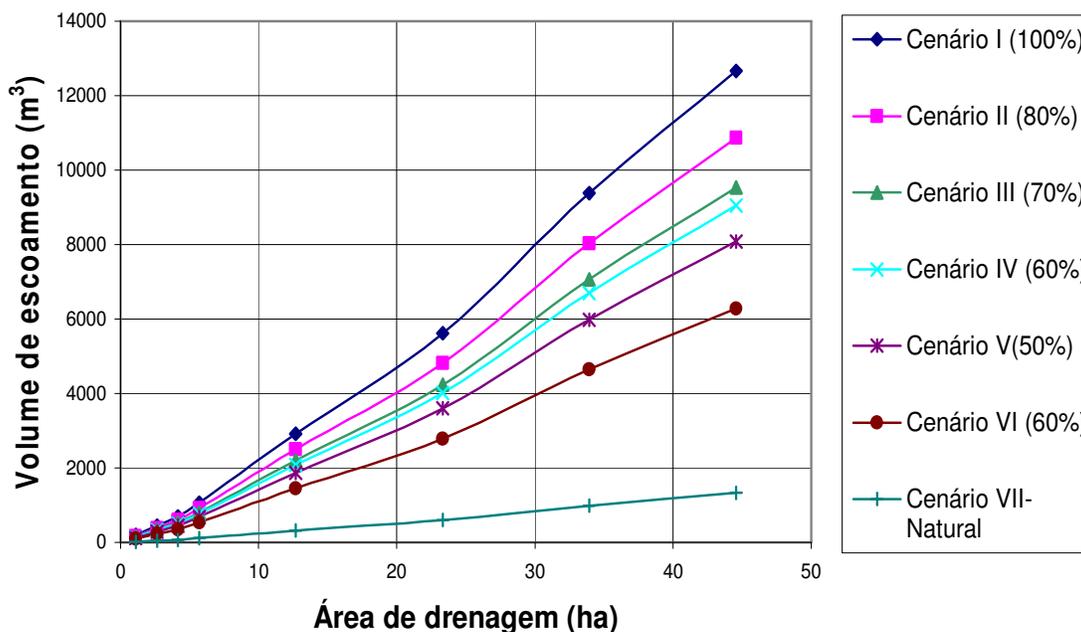


Figura 2.1 – Variação do volume de escoamento com a área de drenagem e a taxa de impermeabilização (fonte: Nascimento, Cançado e Cabral, 2003).

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 e outros), teria a função de reduzir as vazões máximas após a urbanização ao valor da vazão natural anterior à urbanização, para

Estado de Minas Gerais

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 m² de área, seriam necessários entre 5 e 7 m² para a implantação do microreservatório que, entretanto, pode e deve ser coberto, permitindo a utilização de sua área de implantação para outros fins.

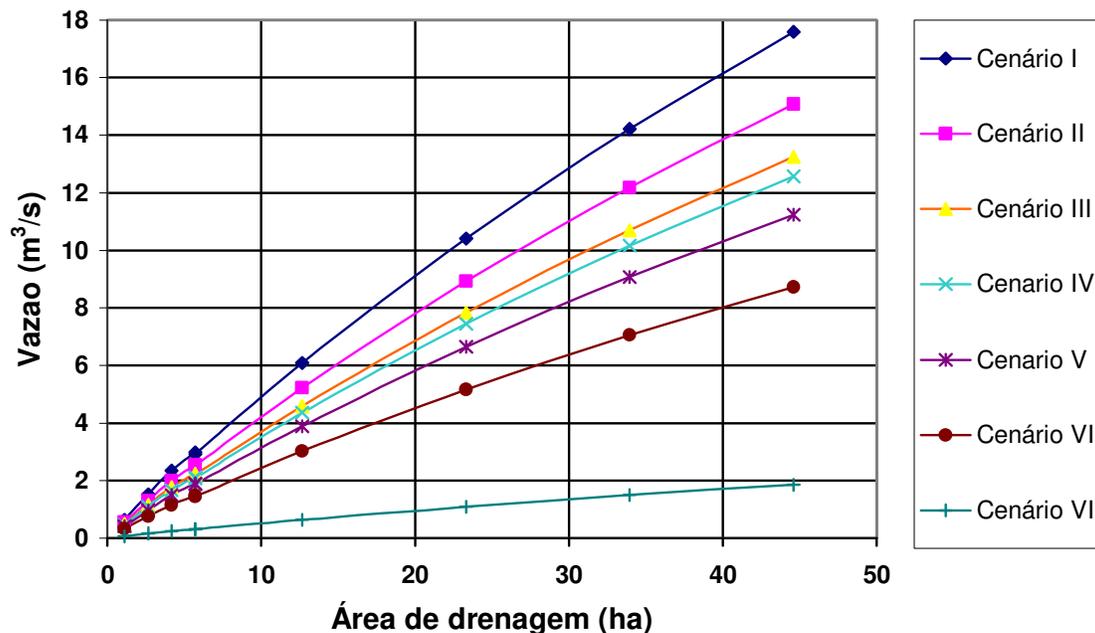


Figura 2.2 – Variação da vazão máxima com a área de drenagem e a taxa de impermeabilização (fonte: Nascimento, Cañado e Cabral, 2003).

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.

Estado de Minas Gerais

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

Estado de Minas Gerais

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 m², 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 constatado 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 m² impermeabilizado, portanto, superior ao custo de R\$ 2,77 por m² 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 m², 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).

Estado de Minas Gerais

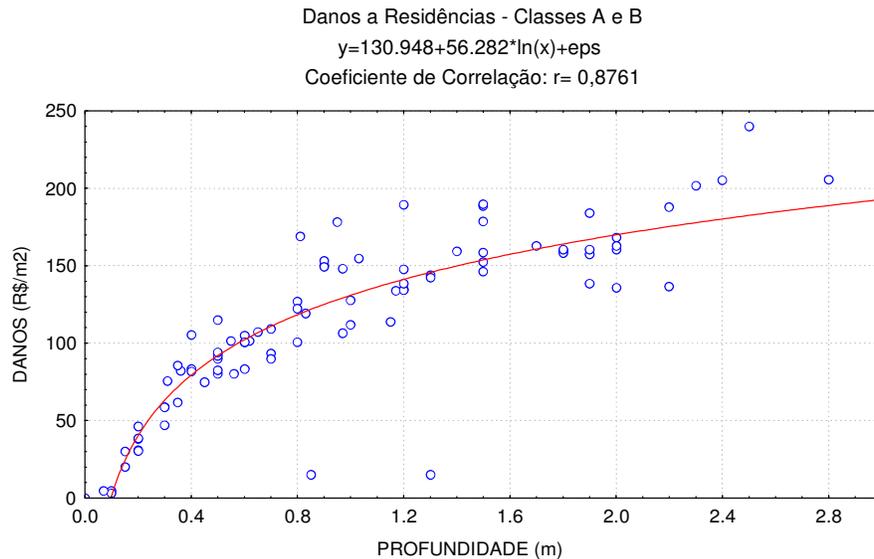


Figura 2.3 - Curvas de danos x profundidade de submersão para o setor habitacional e classes sócio-econômicas A e B (Machado et al, 2005)

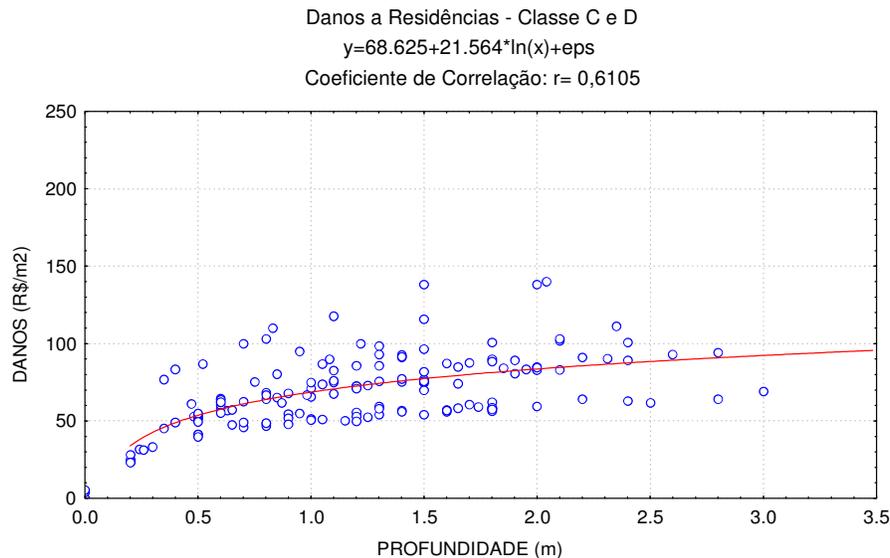


Figura 2.4 - Curvas de danos x profundidade de submersão para o setor habitacional e classes sócio-econômicas C e D (Machado et al, 2005)

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, ressaltando-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.

Há conceitos como o de vazão de restrição que 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, de 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 águas 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.

5.3. 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 na bacia hidrográfica do córrego das Lajes, são

Estado de Minas Gerais

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.

5.3.1. 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 dos escoamentos superficiais e, em consequência, 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 m³/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.

Estado de Minas Gerais

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 localizada 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.

5.3.2. 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 lavagem 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.

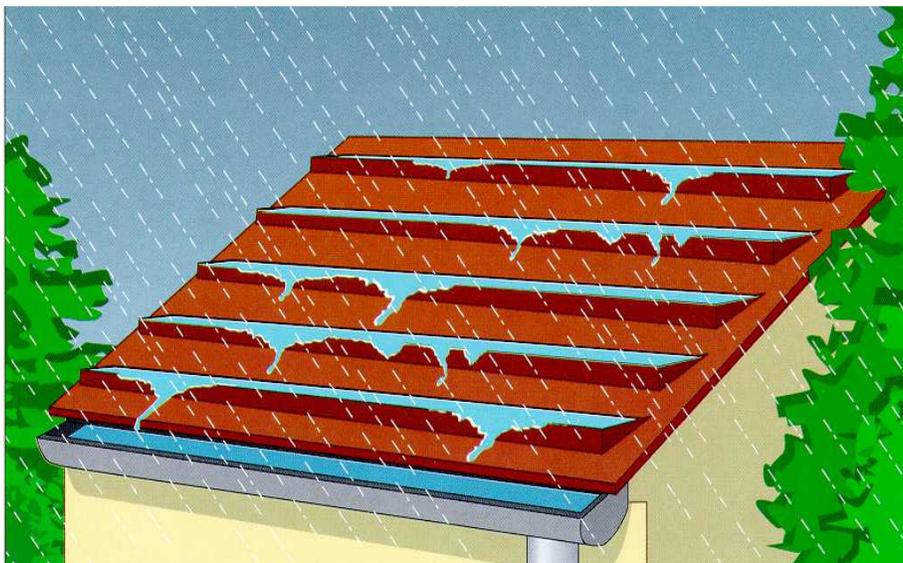
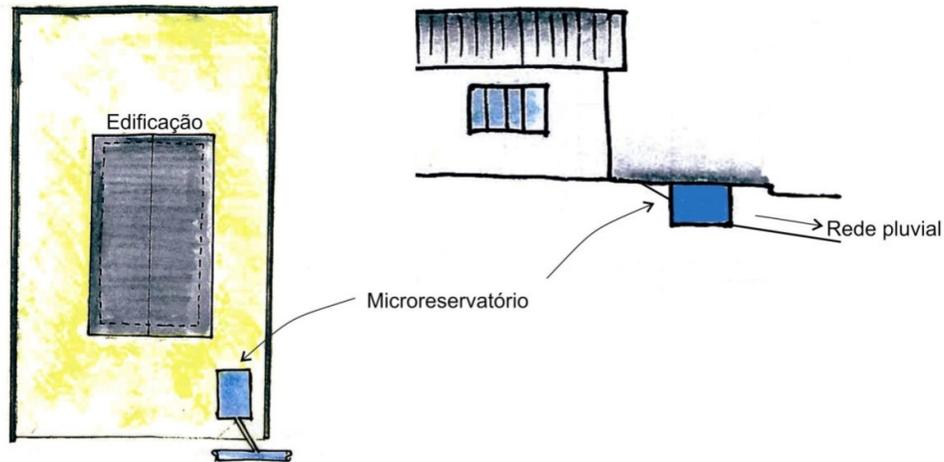


Figura 3.1 – Armazenamento em telhado



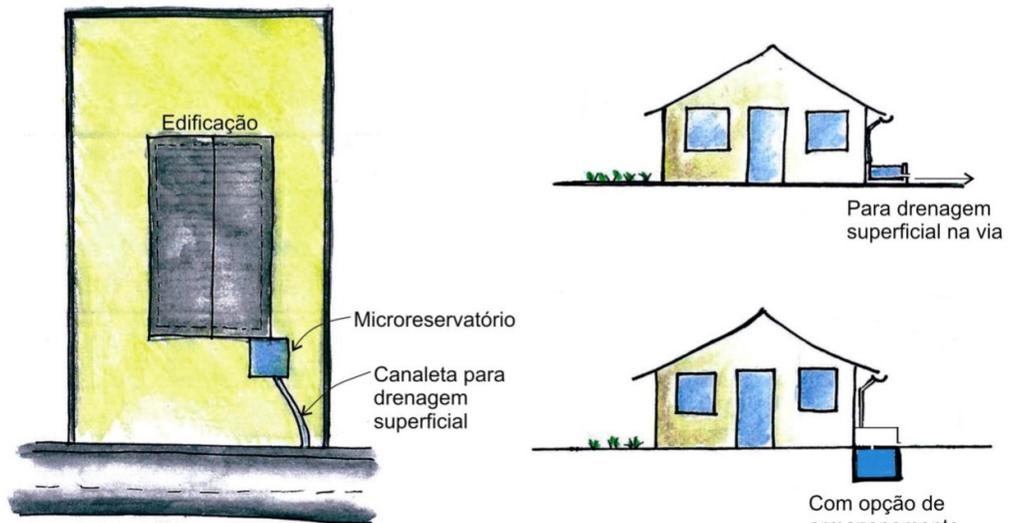
Figura 3.2 – Armazenamento em nível do solo: microreservatório de águas pluviais.

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

Para drenagem
superficial na via

Com opção de
armazenamento
subterrâneo para uso
futuro (bombeamento)

MICRORESERVATÓRIO DOMICILIAR DE ÁGUAS PLUVIAIS

Figura 3.3 – Arranjos de implantação de microreservatório de águas pluviais

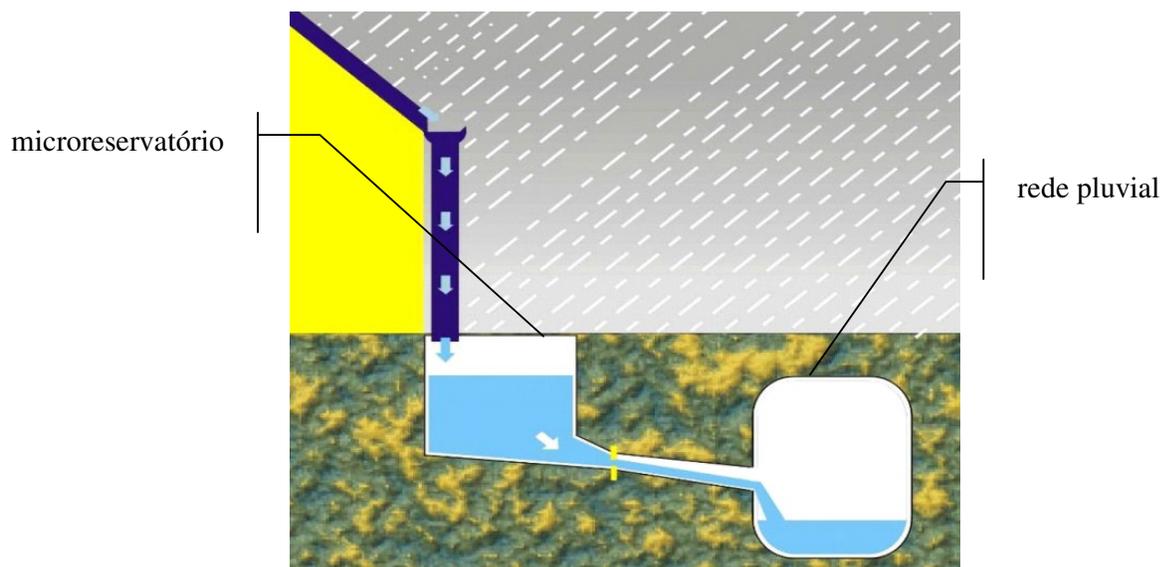


Figura 3.4 – Armazenamento em microreservatório subterrâneo no lote

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.

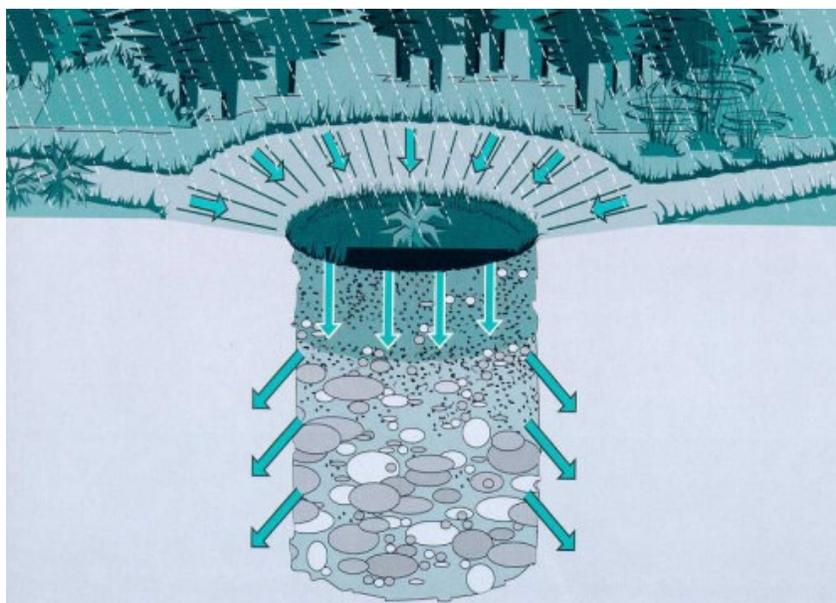


Figura 3.5 – Poço de infiltração: esquema de funcionamento



poço de
infiltração

Figura 3.6 – Poço de infiltração: esquema de implantação associado a uma praça

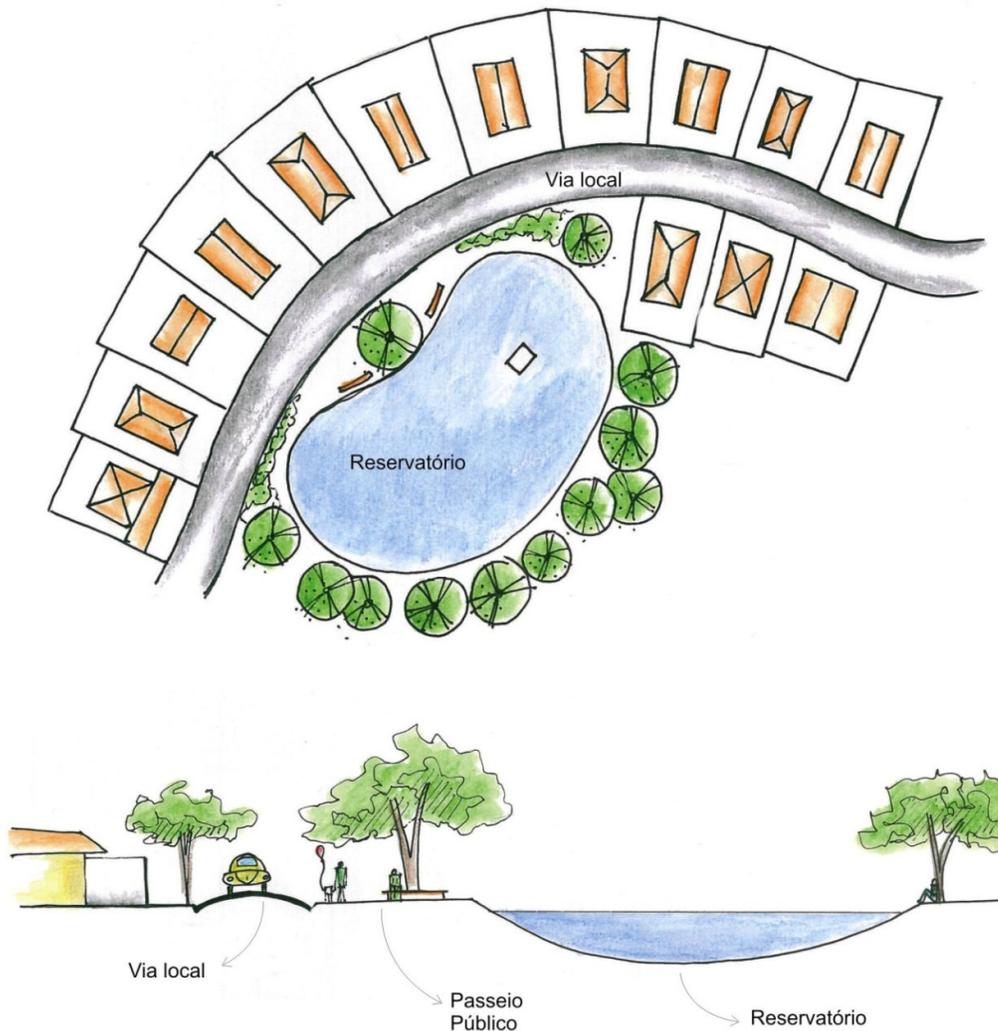


Figura 3.7 – Implantação de estrutura de armazenamento em praça.

Estado de Minas Gerais

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

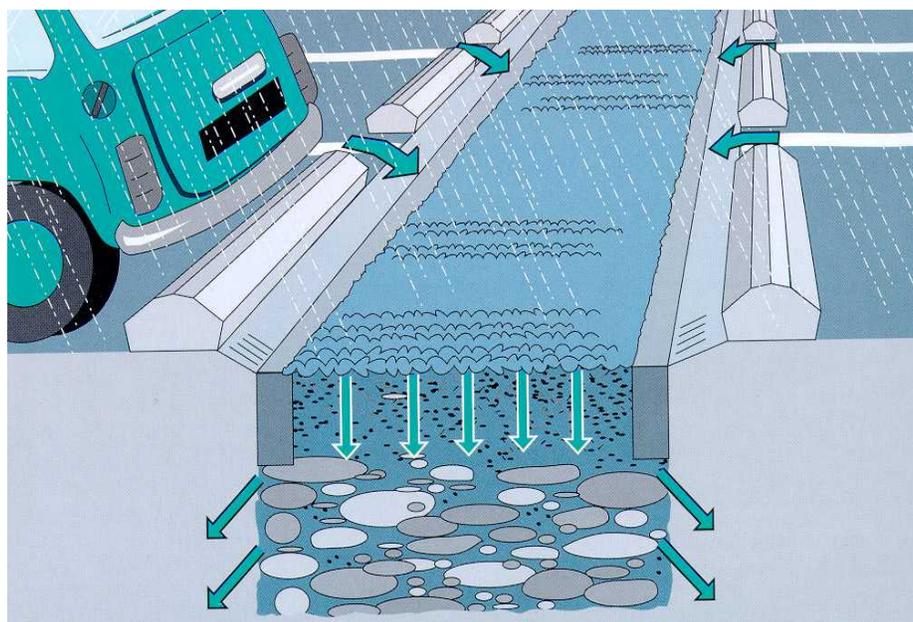


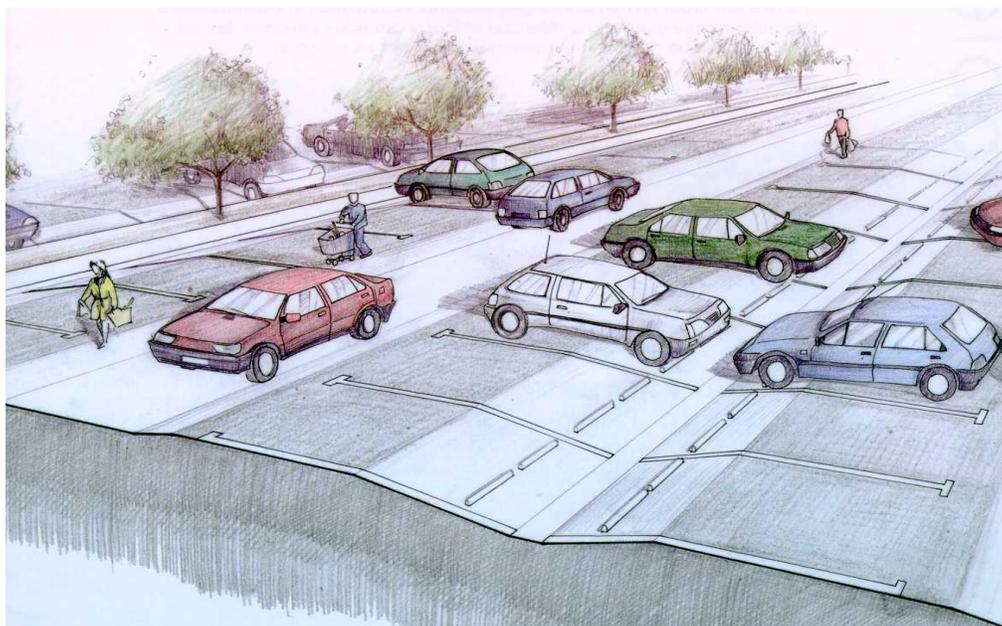
Figura 3.10 – Esquema de funcionamento de trincheira de infiltração

Estado de Minas Gerais



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).



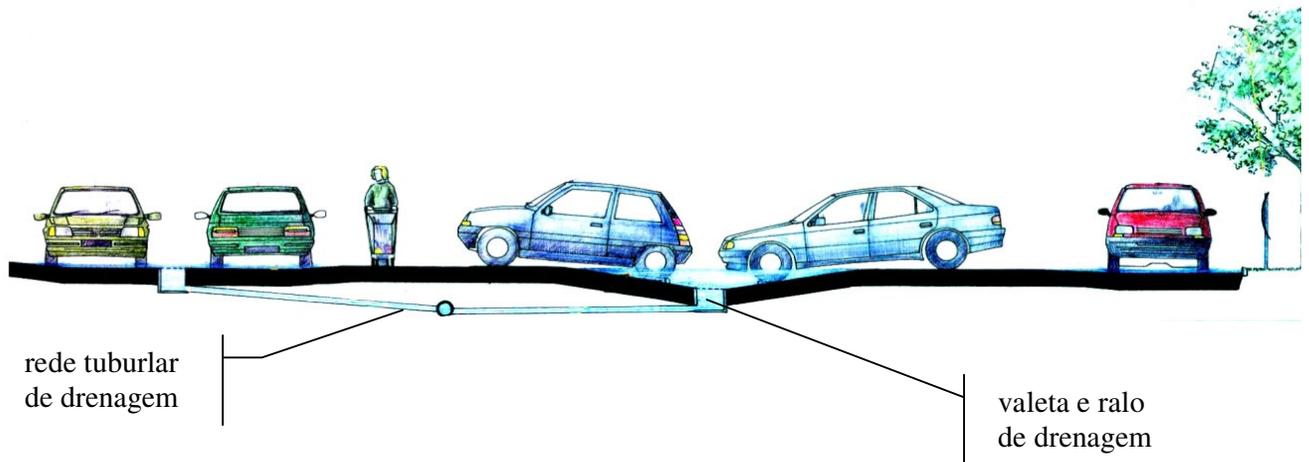


Figura 3.12 – Esquemas de valetas de armazenamento em estacionamentos



Figura 3.13 – Exemplo de emprego de pavimentos permeáveis

Estado de Minas Gerais



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 Região Metropolitana de Belo Horizonte, 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 retenção 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 retenção 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 de 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.

5.3.3. 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 dos bairros 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'água¹ 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, baseada na delimitação das áreas inundáveis para um tempo de retorno definido *a priori*, quanto em critérios ambientais focados na preservação de áreas úmidas (*wetland's*) 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

¹ Quando há justificativas baseadas em interesse social, interesse e benefício público, permite-se a ocupação dessas áreas ribeirinhas (Medida Provisória 1956-53/2000).

morfológicas do curso d'água (meandros, corredeiras, áreas naturais de armazenamento) com papel ecológico e de proteção de leito e margens contra processos erosivos.

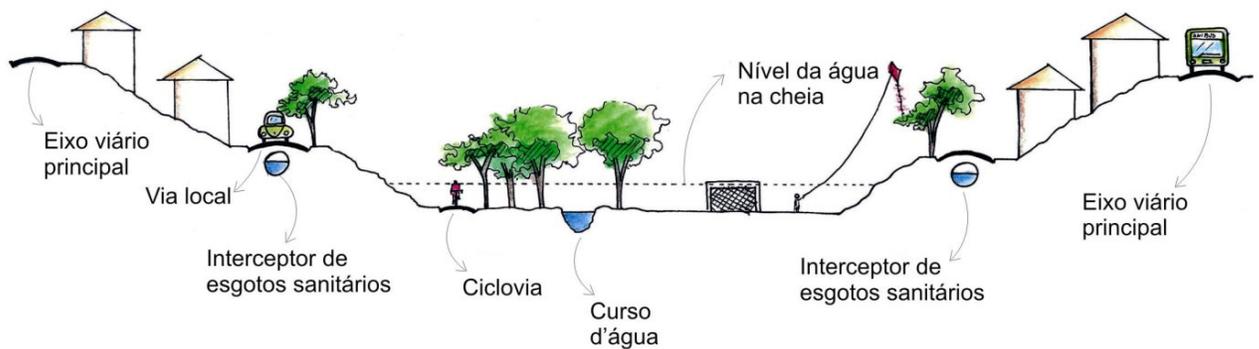
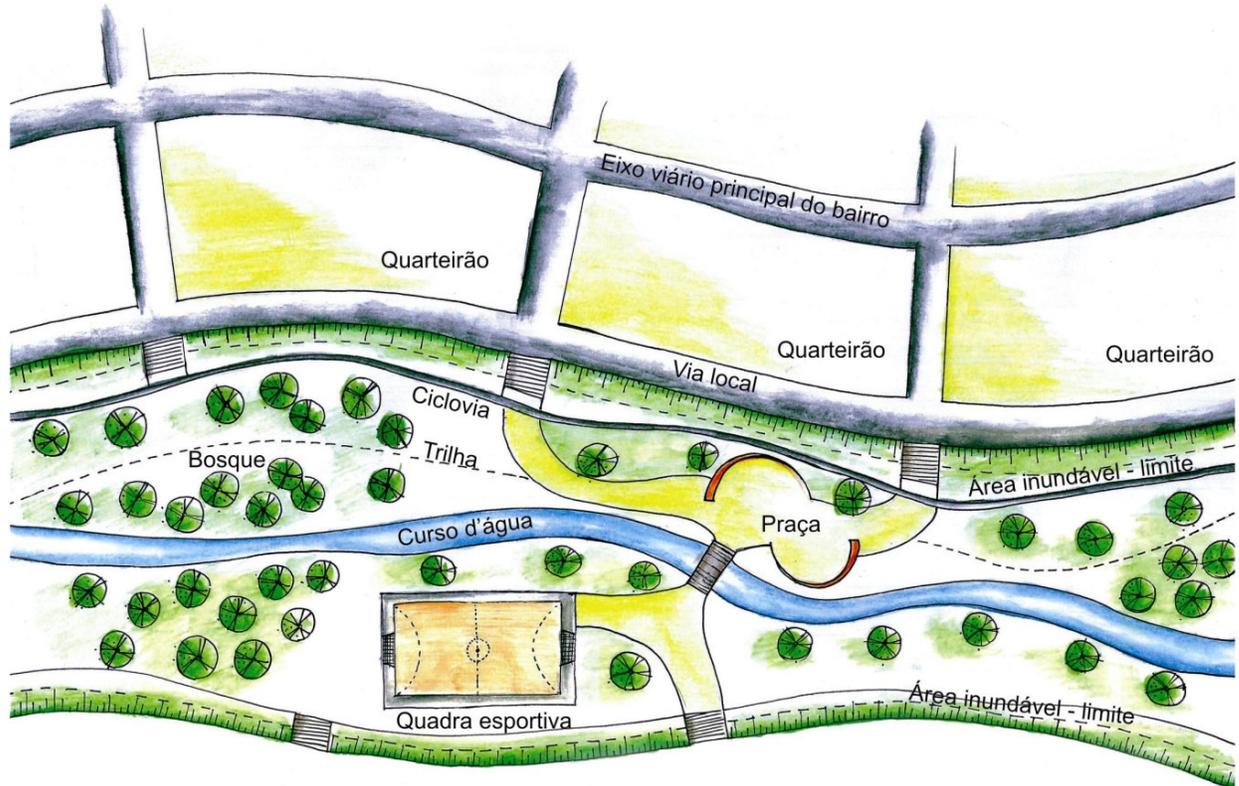


Figura 3.18 – Tratamento de fundos de vale: esquema para áreas não ocupadas.

5.3.4. Planejamento setorial

A aplicação do conjunto de diretrizes descrito nos parágrafos 3.1 a 3.3 requer a realização de estudos, a definição e as implementações 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 foi realizada 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 nos 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.

5.4. 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 nos 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;

Estado de Minas Gerais

- 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 retenção,...);
- 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.

6. ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

6.1. INTRODUÇÃO

O presente documento corresponde ao Relatório 4 de Bacias de detenção: pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e descrição de funcionamento.

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 e canais suplementares, com execução na forma de galerias tradicionais 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.

6.2. Breve resumo da metodologia e dos resultados 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 provêm de levantamentos cadastrais do sistema de macrodrenagem existente, de mapas topográficos, de tipo e de uso do solo e de fotografias aéreas.

6.2.1. Modelagem das precipitações de projeto

As precipitações de projeto foram definidas a partir do desenvolvimento de uma equação Intensidade-Duração-Frequência (Equação IDF) para a cidade de Uberaba, 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:

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

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.

Estado de Minas Gerais

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. 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. O funcionamento do conjunto de bacias de detenção foi realizado também para o evento de $d = 1,5$ h.

A Figura 1 ilustra um dos hietogramas de projeto empregados no estudo.

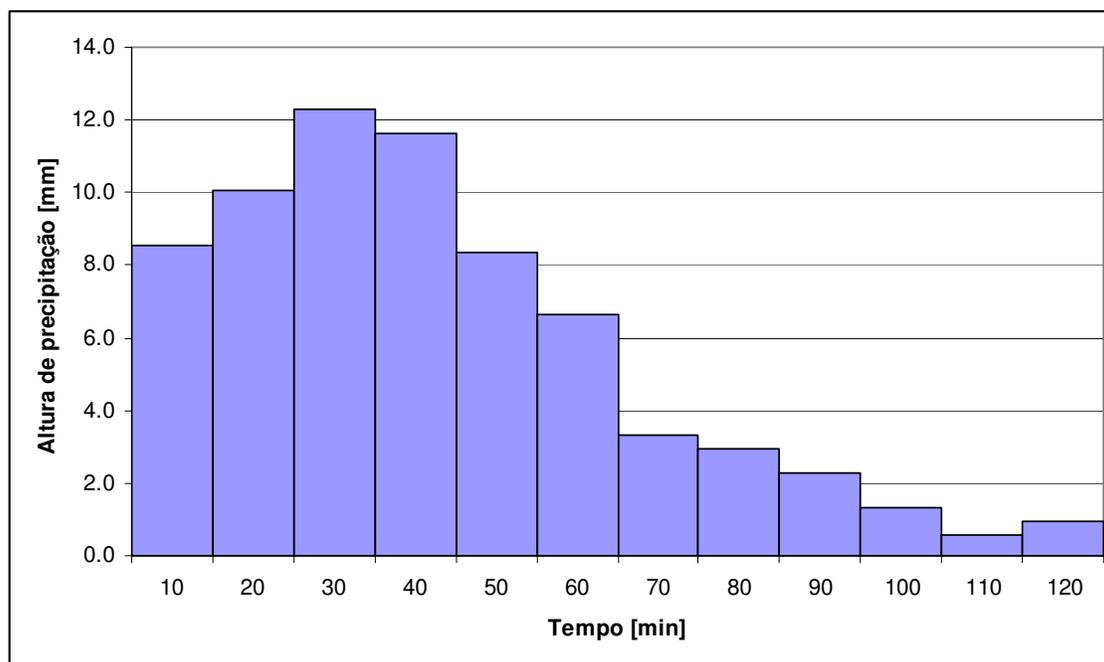


Figura 1. Uberaba: hietograma de projeto para $T = 25$ anos, duração 2 h e probabilidade de excedência de 50%

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.

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

Conforme mencionado 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 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.

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.

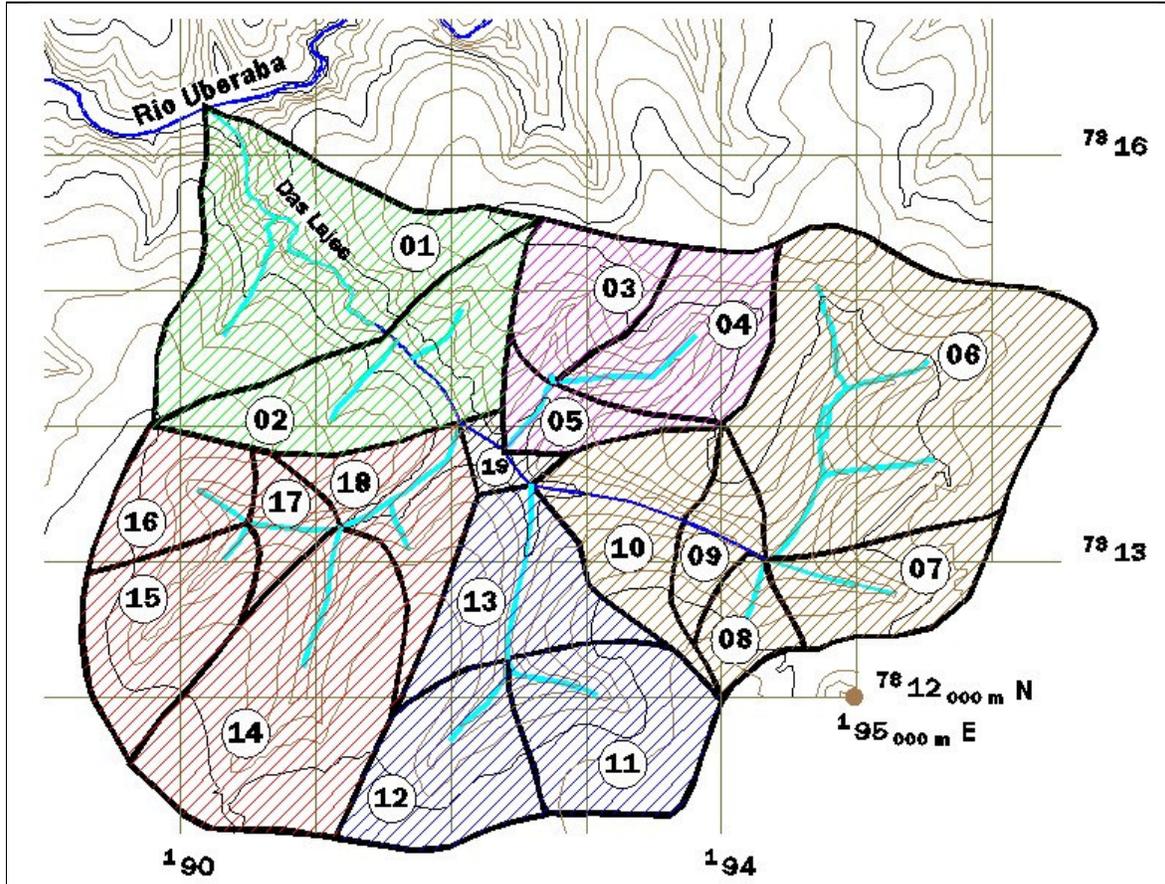


TABELA 2.1 Figura 2. Mapa topográfico da bacia do córrego Lajes mostrando a divisão de sub-bacias

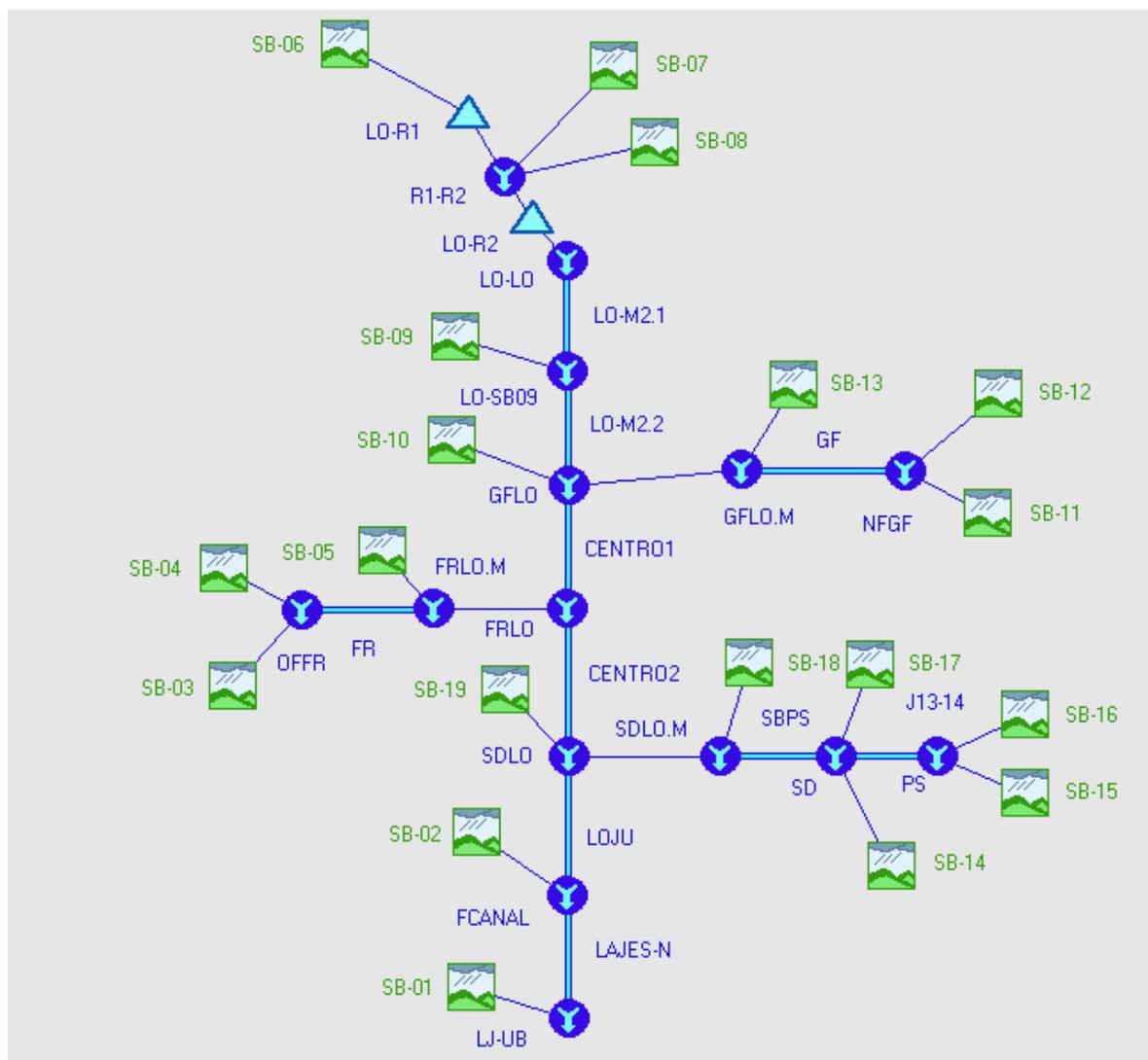


Figura 3-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: discretização especial do estudo de diagnóstico. .

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.

Estado de Minas Gerais

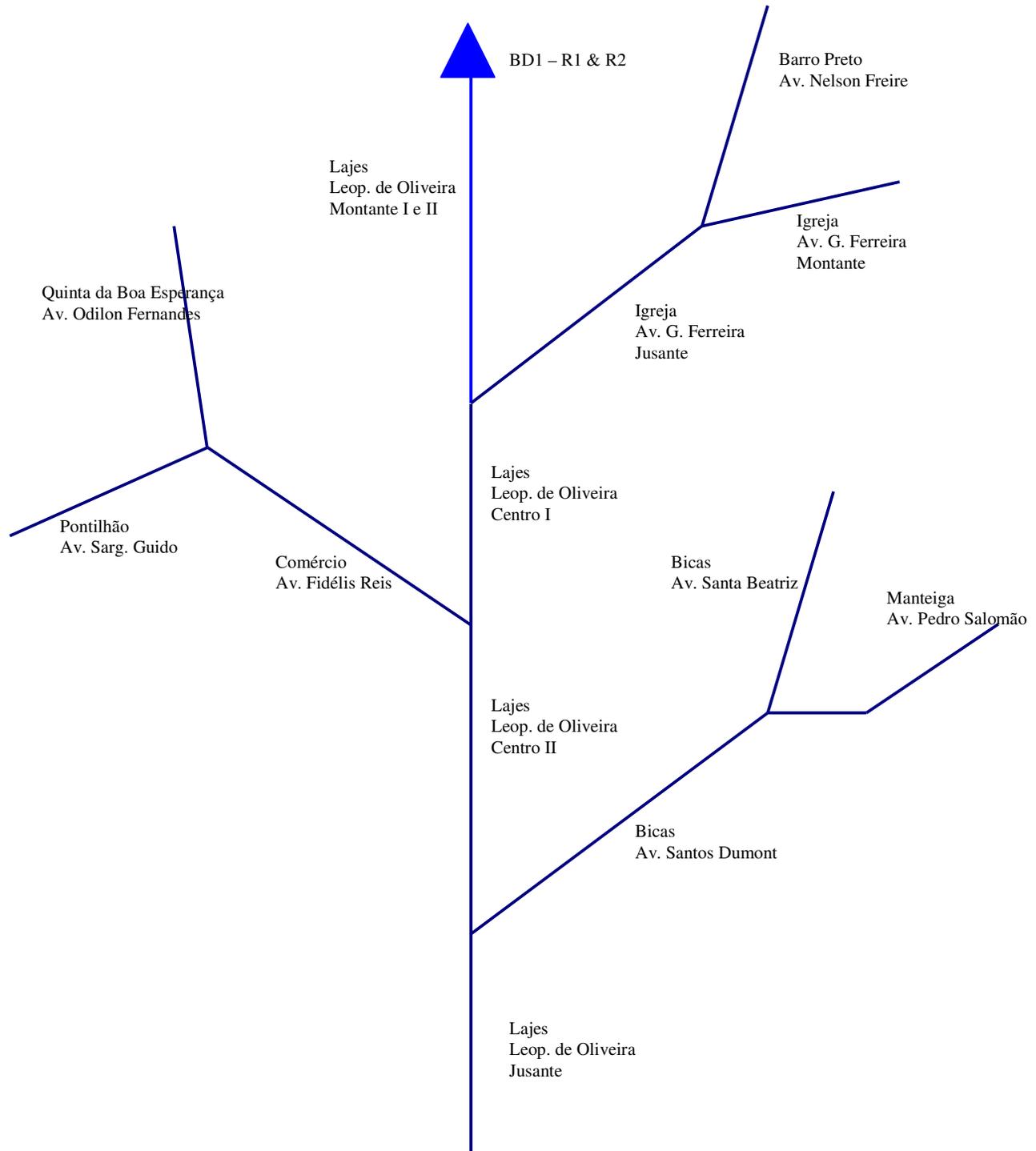


Figura 3-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: diagrama unifilar do estudo de diagnóstico.

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 o córrego 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

Estado de Minas Gerais
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.

t_c = tempo de concentração e I = declividade média do trecho de curso d'água.

6.2.3. 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 retenção 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 macrodrenagem 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 bruscamente 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 os estudos das estruturas de controle hidráulico das bacias de retenção. 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 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 provêm do cadastro do sistema de macrodrenagem da bacia do Córrego das 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 $n = 0,015$.

6.2.4. 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 três cenários distintos de uso do solo, a saber:
 - 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

Estado de Minas Gerais

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 [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 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 [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

Estado de Minas Gerais

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 [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 6. 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. Leop. 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 cor. 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} [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 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 = 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

Estado de Minas Gerais

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 infraestrutura 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 frequência 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.

6.3. Breve descrição das bacias de retenção originalmente propostas

Apresenta-se, nesse item, uma breve descrição das bacias de retenção 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.

6.3.1. LOCALIZAÇÃO DAS BACIAS DE RETENÇÃO PROPOSTAS

Foram propostas quatro bacias de retenção 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 retenção. Em face das características das bacias, adotou-se como referência a localização dos órgãos de controle de saída.

Quadro 3. Localização das bacias de retenção

Bacia de retenção	Referência	Coordenadas	
		Norte	Leste
BD1 Leopoldino de Oliveira R1	Vertedor, eixo da barragem	7813520	194690
	Leopoldino de Oliveira R2	7813280	194600
BD2 Guilherme Ferreira	Estação elevatória	7812110	192410
BD3 Santa Beatriz	Estação elevatória	7813150	191100
BD4 Pedro Salomão	Vertedor tipo tulipa	7813350	190510

6.3.2. Bacias de retenção Leopoldino de Oliveira (BD1)

Conforme relatado anteriormente, a Prefeitura de Uberaba implantou parte do conjunto de bacias de retenção 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 retenção, 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 foram realizadas 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.

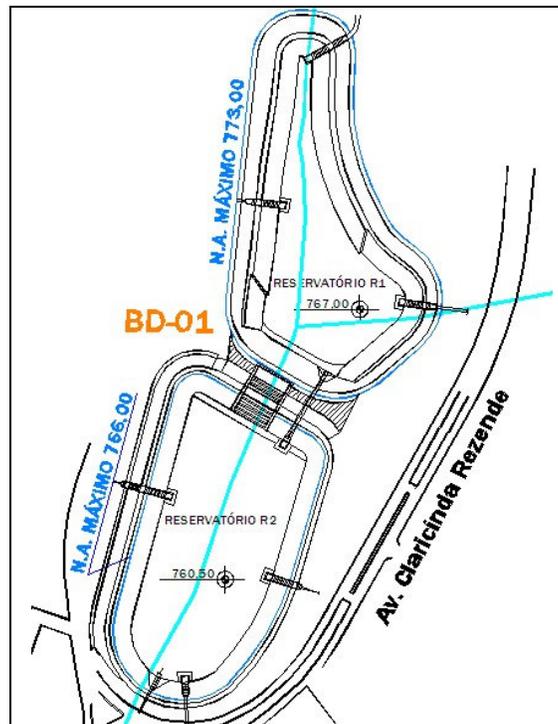


Figura 4. Croqui da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (BD1)

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.

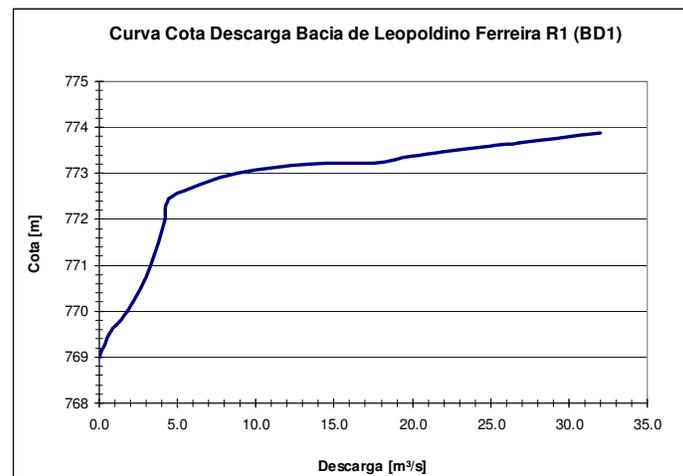


Figura 5. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

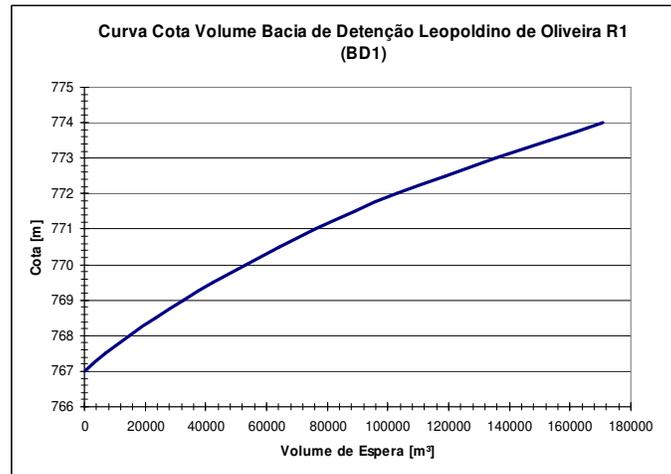


Figura 6. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

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

Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [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	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-

Estado de Minas Gerais

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.

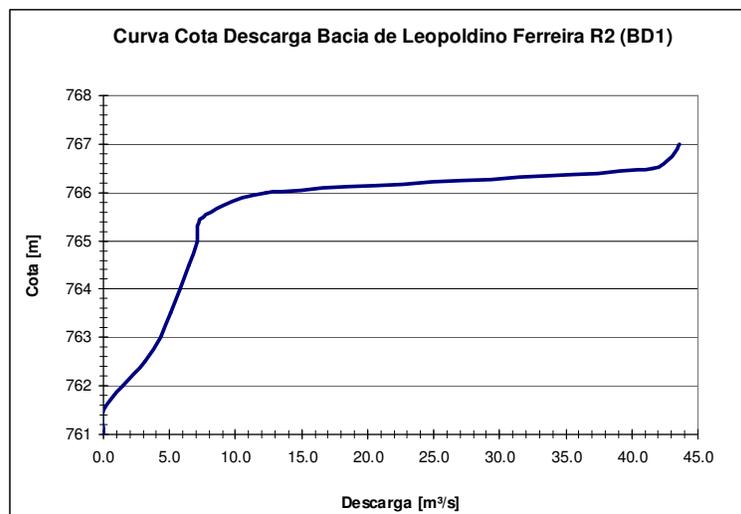


Figura 7. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

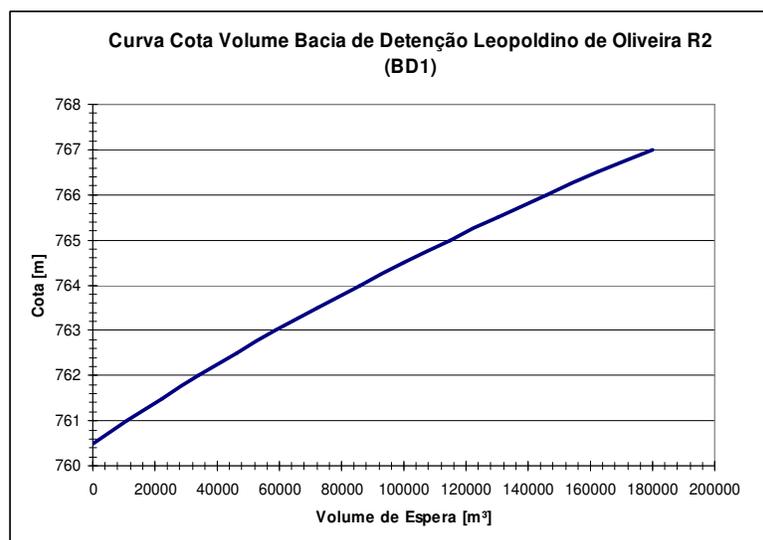


Figura 8. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

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

Cota [m]	Volume [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 m³

3.3. 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 9 mostra o croqui da BD2, localizada próxima à rotatória entre a avenida Nelson Freire e a avenida Guilherme Ferreira.

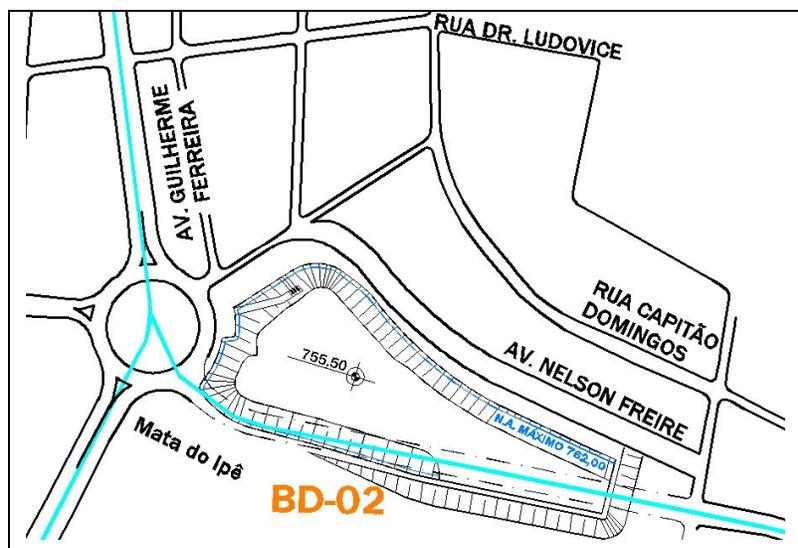


Figura 9. Croqui da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2)

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 m³.

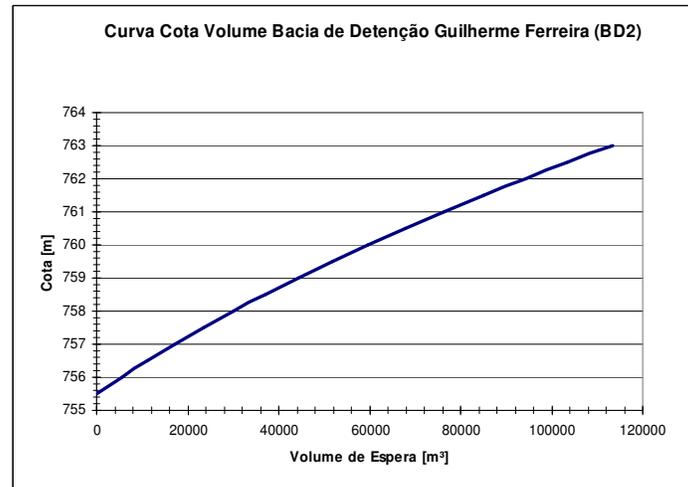


Figura 10. Curva cota-volume da bacia de detenção Guilherme Ferreira (BD2)

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 m³/s e um volume total de 116.833 m³ (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 m³/s.

Estado de Minas Gerais

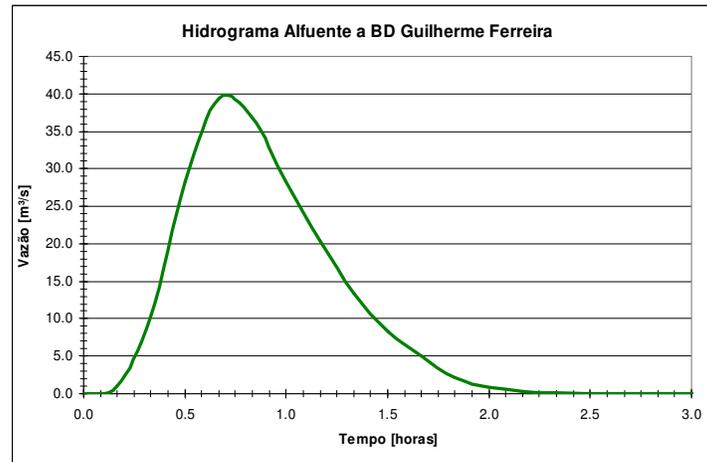


Figura 11. Hidrograma de cheia afluyente a BD2

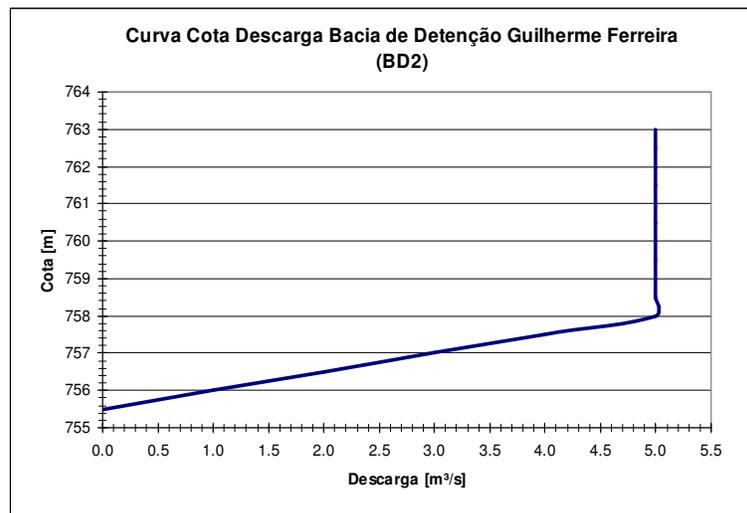


Figura 12. Curva cota-descarga da bacia de detenção Guilherme Ferreira.

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

Estado de Minas Gerais

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	

Quadro 6. **Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Guilherme Ferreira (BD2)**

6.3.4. 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 13 mostra o croqui da BD3 entre as avenidas Santos Dumont, Santa Beatriz e Pedro Salomão.

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.

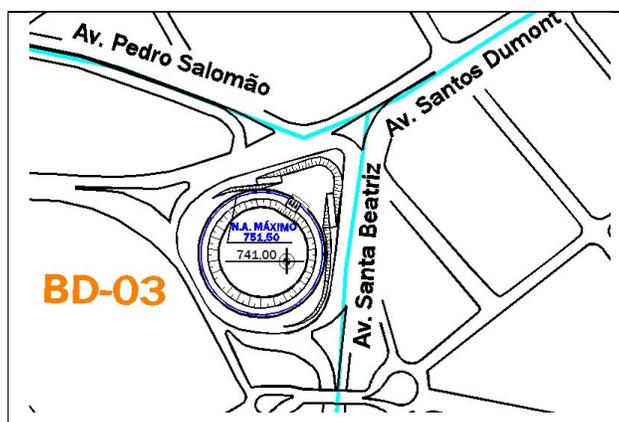


Figura 13. Croqui da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

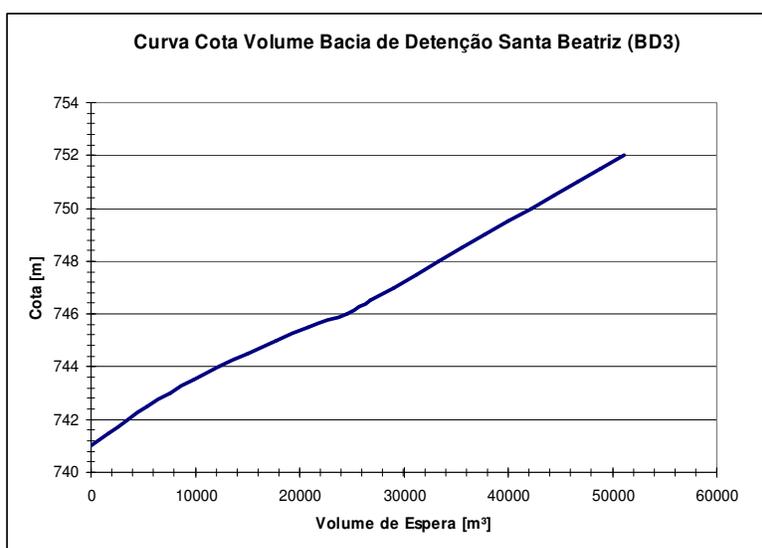


Figura 14. Curva cota-volume da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

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 $36,9 \text{ m}^3/\text{s}$ 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 $14,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Esse valor é elevado em razão da pequena capacidade de armazenamento de BD3 em face do volume afluente.

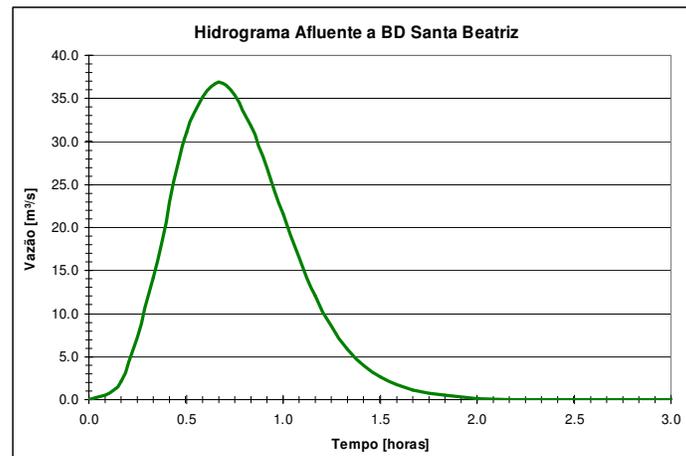


Figura 15. Hidrograma de cheia afluente a BD3

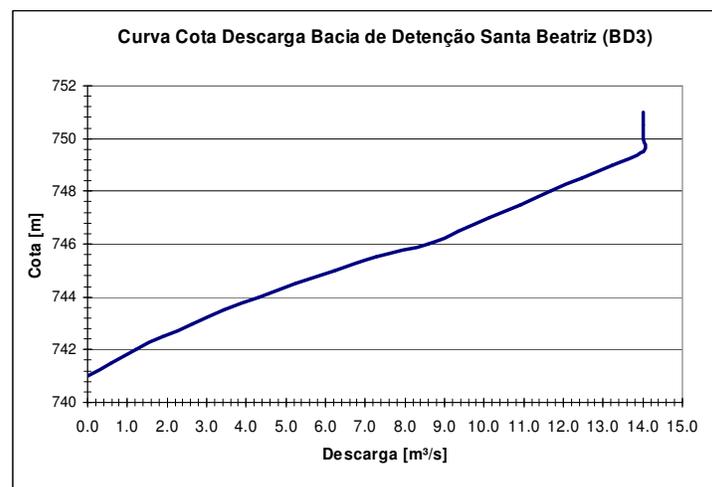


Figura 16. Curva cota-descarga da bacia de detenção Santa Beatriz (BD3)

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
752,00	51054	14,00

NA Máximo

6.3.5. 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 16 mostra o croqui da BD4, localizada junto à avenida Pedro Salomão.

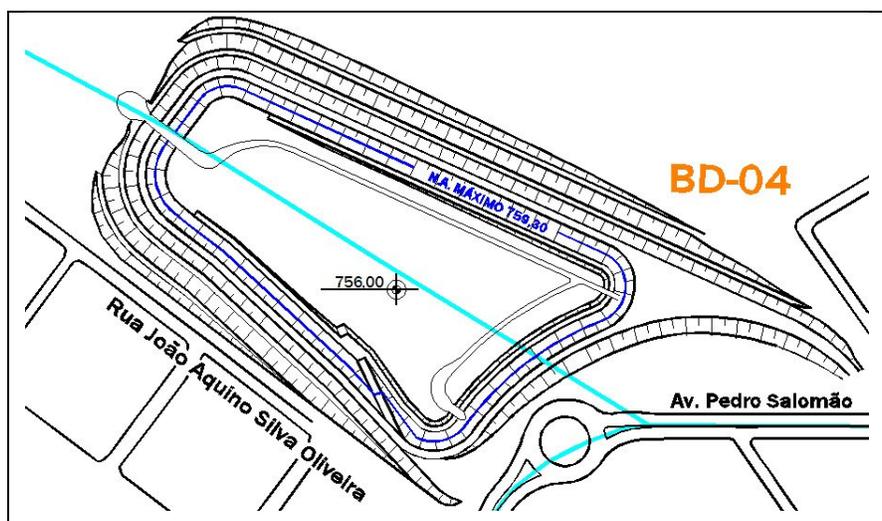


Figura 16. Croqui da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4)

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 m³.

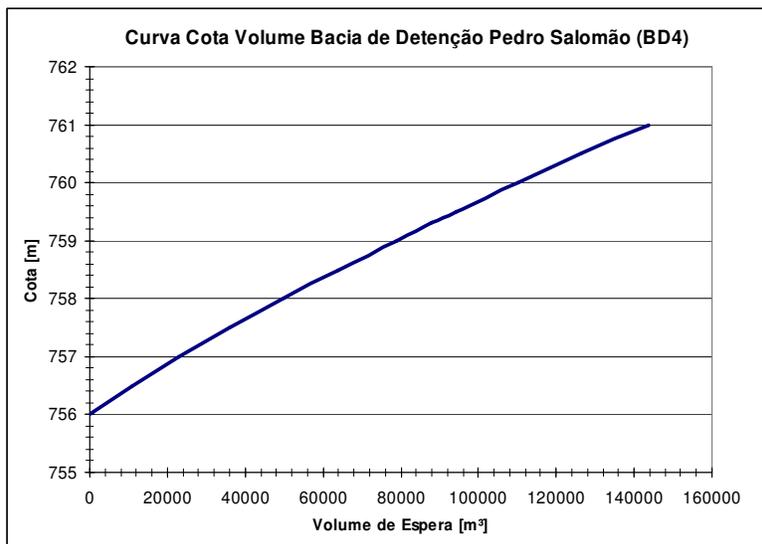


Figura 17. Curva cota-volume da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4)

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 m³/s e um volume total de 72.724 m³ (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.

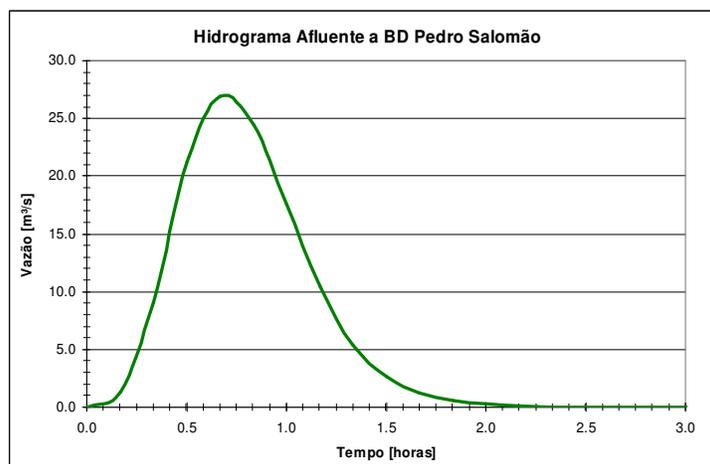


TABELA 2.2 **Figura 18.** Hidrograma de cheia afluyente a BD4.

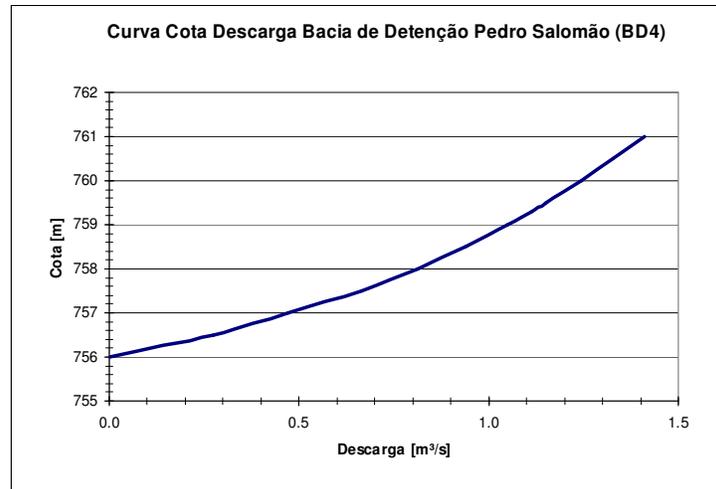


Figura 19. Curva cota-descarga da bacia de detenção Pedro Salomão.

Quadro 8. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Pedro Salomão.

Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [m ³ /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
759,50	94194	1,15
760,00	110118	1,24
760,50	126612	1,33
761,00	143683	1,41

NA Máximo

6.4. Estudo da alternativa de implantação das bacias de retenção projetadas (BD1, BD2, BD3 e BD4)

6.4.1 Cenários De Simulação Com As Bacias De Retenção 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 retenção 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 retenção 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.

Estado de Minas Gerais

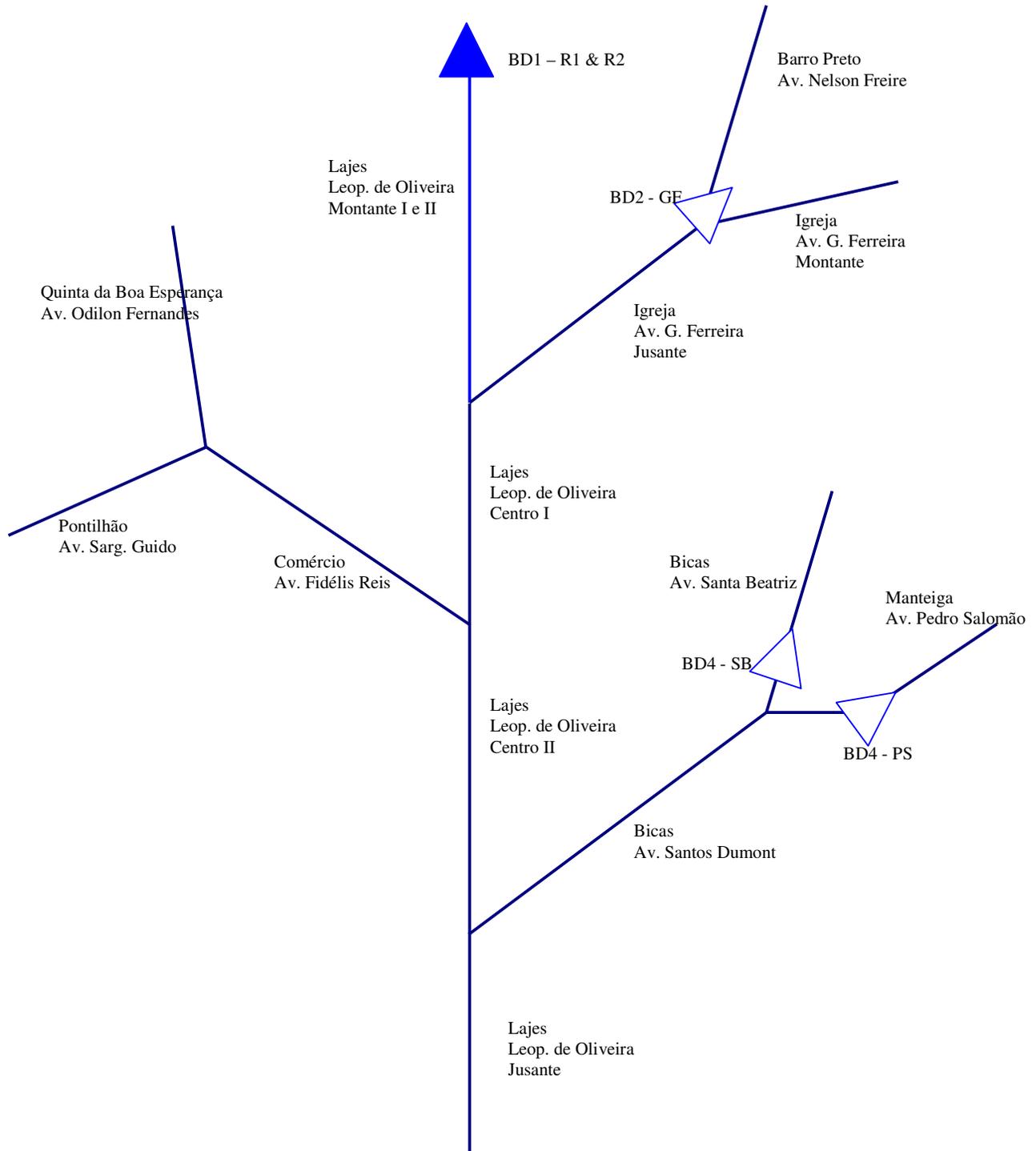


Figura 20-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes: diagrama unifilar do cenário 5

6.4.2. 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. [m³/s]	
			Tempo de Retorno						
			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos		100 anos
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	
Fidelis Reis	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	
San tos mo	SDLO.M	2 (LJATBD1)	31,78	46,96	57,49	70,41	80,84	91,53	30,00

Estado de Minas Gerais

	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 às maiores complexidades construtivas 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 $2 \text{ anos} < T < 5 \text{ anos}$. Apesar da eficiência de amortecimento de BD2, a pequena capacidade de descarga da galeria, nesse trecho do sistema, associada às contribuições diretas da sub-bacia cuja área é de $1,4 \text{ km}^2$, 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 do limite. 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.

Estado de Minas Gerais
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 Adm. [m³/s]
			Tempo de Retorno					
			02 anos	05 anos	10 anos	25 anos	50 anos	
Leopoldino de Oliveira	LO-M2.1	5 (LJFTBD1234)	4,00	4,84				25,00
		6 (LJFTBD124)	4,00	4,84	5,69	7,01	9,06	
		4 (LJFTBD1)	4,00	4,84	5,69	7,01	9,06	
	LO-M2.2	5 (LJFTBD1234)	5,81	7,82				25,00
		6 (LJFTBD124)	5,81	7,82	9,21	10,99	12,33	
		4 (LJFTBD1)	5,81	7,82	9,21	10,99	12,33	
	CENTRO1	5 (LJFTBD1234)	35,99	46,46				60,00
		6 (LJFTBD124)	35,99	46,46	52,95	60,78	66,52	
		4 (LJFTBD1)	52,30	69,46	80,85	95,20	106,94	
	CENTRO2	5 (LJFTBD1234)	57,48	74,87				55,00
		6 (LJFTBD124)	57,48	74,87	87,83	103,32	114,17	
		4 (LJFTBD1)	73,92	97,82	115,51	138,42	155,32	
LOJU	5 (LJFTBD1234)	79,10	104,49				110,00	
	6 (LJFTBD124)	94,86	125,13	144,87	170,12	187,90		
	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				20,00
		6 (LJFTBD124)	19,39	24,20	26,94	30,34	33,34	
		4 (LJFTBD1)	35,42	47,69	56,25	67,17	75,31	
Fidelis Reis	FRLO.M	5 (LJFTBD1234)	24,88	33,35				28,00
		6 (LJFTBD124)	24,88	33,35	39,01	46,19	51,51	
		4 (LJFTBD1)	24,88	33,35	39,01	46,19	51,51	
Santos Dumont	SDLO.M	5 (LJFTBD1234)	20,98	28,14				30,00
		6 (LJFTBD124)	36,66	48,57	56,52	66,57	74,03	
		4 (LJFTBD1)	53,18	70,48	82,38	97,40	108,48	

6.4.2.1 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 retenção 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 retenção 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 (CN90), 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

Estado de Minas Gerais

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, nos períodos de chuva.

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 TR 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 TR 50 anos em condições de ocupação futura com taxa de impermeabilização de 90%. De fato, BD1-R2 é sub-utilizado, 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 riscos de inundação ao longo da av. Leopoldino de Oliveira.

Estado de Minas Gerais

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	

Estado de Minas Gerais

	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 (Leopoldino de Oliveira R1 e R2), os tempos de subida do NA para a cota máxima no caso das bacias de detenção projetadas também são relativamente curtos.

Estado de Minas Gerais

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		Bacia de Detenção	Parâmetro		Cota	
BD2	C _{barragem}		763,00		BD3	C _{barragem}		752,00	
	C _{fundo}		755,50			C _{fundo}		741,00	
	C _{maxNA}		762,00			C _{maxNA}		751,50	
	C _{minNA}		755,50			C _{minNA}		741,00	
	Variável	Cenário	Tempo de Retorno			Variável	Cenário	Tempo de Retorno	
			25 anos	50 anos				2 anos	5 anos
	C _{maxNA,T}	LJFTBD124	762,05	762,84		C _{maxNA,T}	LJFTBD1234	748,33	751,52
	BL	LJFTBD124	0,95	0,16		BL	LJFTBD1234	3,67	0,48
T _{cmax,T}	LJFTBD124	1:30	1:30	T _{cmax,T}	LJFTBD1234	1:10	1:20		
BD4	Parâmetro		Cota		Parâmetro		Cota		
	C _{barragem}		761,00		C _{barragem}		761,00		
	C _{fundo}		756,00		C _{fundo}		756,00		
	C _{maxNA}		759,30		C _{maxNA}		759,30		
	C _{minNA}		756,00		C _{minNA}		756,00		
	Variável	Cenário	Tempo de Retorno		Variável	Cenário	Tempo de Retorno		

Estado de Minas Gerais

			25 anos	50 anos
	$C_{\max,NA,T}$	LJFTBD124	759,65	760,02
	BL	LJFTBD124	1,35	0,98
	$T_{\max,T}$	LJFTBD124	2:00	2:00

6.5. Estudo da alternativa de ampliação do volume de armazenamento em BD2 e BD4 e emprego de túneis e canais de reforço.

6.5.1 TENDO EM CONTA OS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES COM AS BACIAS DE DETENÇÃO PROJETADAS, OPTOU-SE POR CONSIDERAR AS SEGUINTE 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 foi 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 ao 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.

6.5.2. MODIFICAÇÕES DE PROJETO EM BD2 E BD4

6.5.2.1. 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.

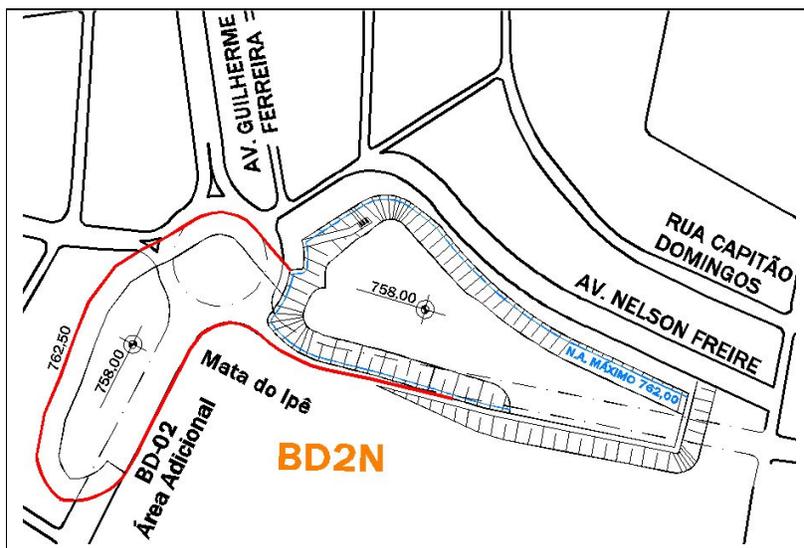


Figura 21. Nova implantação da bacia de retenção Guilherme Ferreira (BD2N)

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.

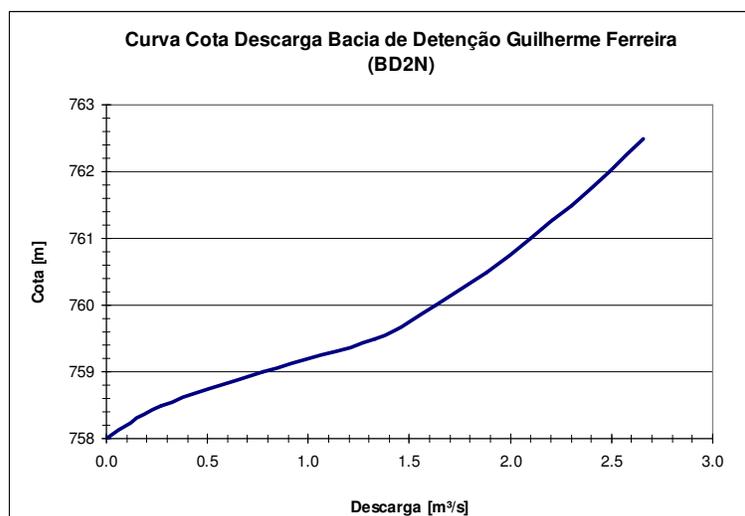


Figura 22. Curva cota-descarga da BD2N (Guilherme Ferreira) com volume adicional.

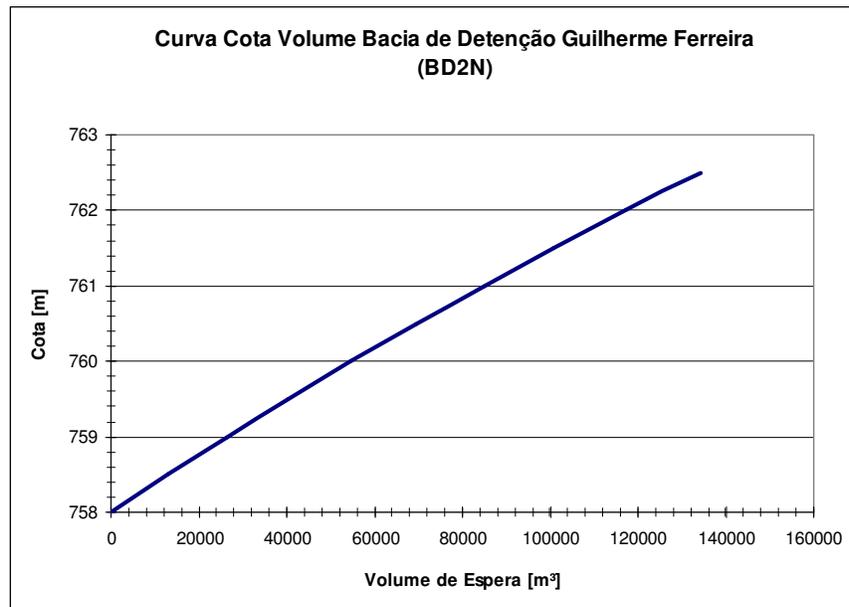


Figura 23. **Curva cota-volume BD2N (Guilherme Ferreira) com volume adicional**

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. 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, aumentando 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 [m ³]	Vazão [m ³ /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 m³ para 117.275 m³, com ganho de cerca de 23.000 m³.

6.5.2.2. 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 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 nova 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.

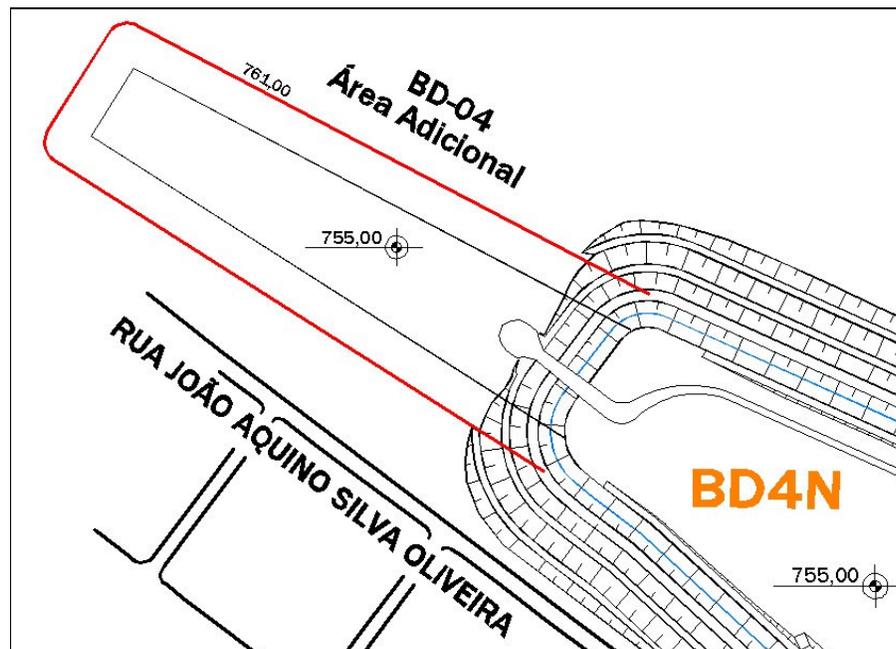


Figura 24. Nova implantação da bacia de detenção Pedro Salomão (BD4N)

As Figuras 25 e 26 mostram, respectivamente, as curvas cota-descarga e cota-volume de BD4N, dados que também se encontram no Quadro 11.

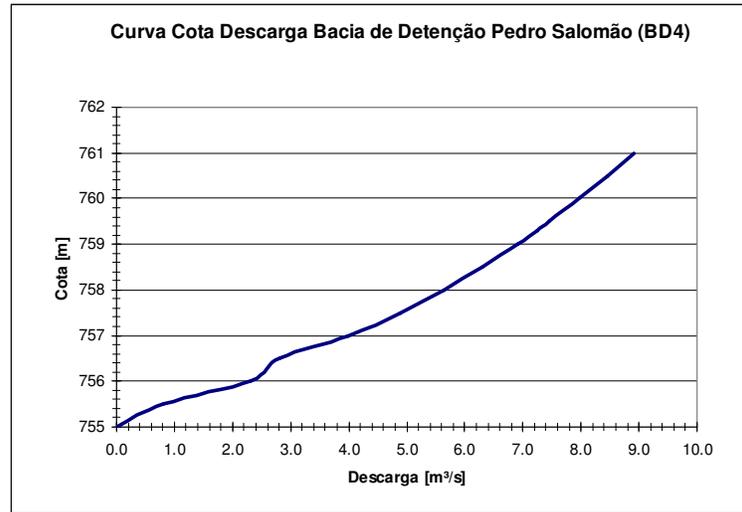


Figura 25. Curva cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional.

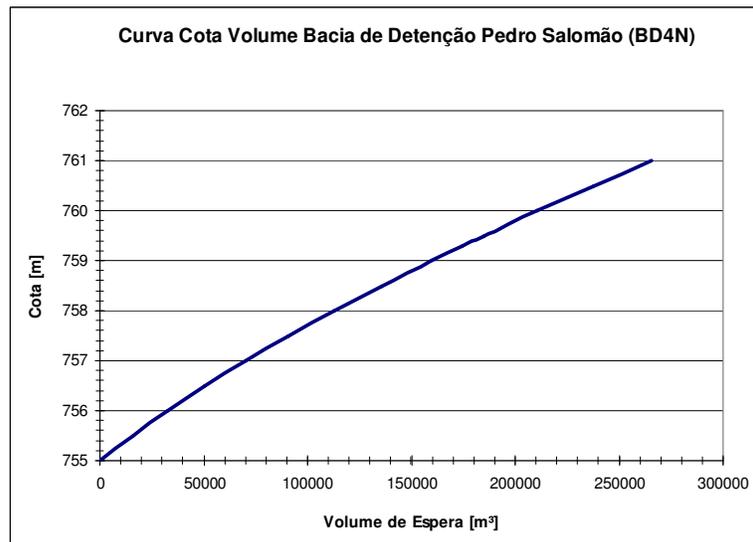


Figura 26. Curva cota-volume de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Quadro 11. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Cota	Volume	Vazão	
[m]	[m³]	[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 Guilherme Ferreira passa de 87.983 m³ para 174.511 m³, com ganho de cerca de 86.000 m³, praticamente o dobro do original de projeto.

6.5.3 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 dimensionamento:

- Vazão de projeto de 31 m³/s;
- Comprimento da ordem 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;

6.5.4 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 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;
- Cota inicial junto à confluência Comércio-Lajes de 740,00 m;
- Cota final no início do trecho não canalizado do córrego das Lajes de 731,50 m;

Notar que, na hipótese de implantação de túnel, esse deverá ser construído em cotas inferiores às indicadas de forma a evitarem-se interferências com outras redes urbanas.

6.5.5 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 ao 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.

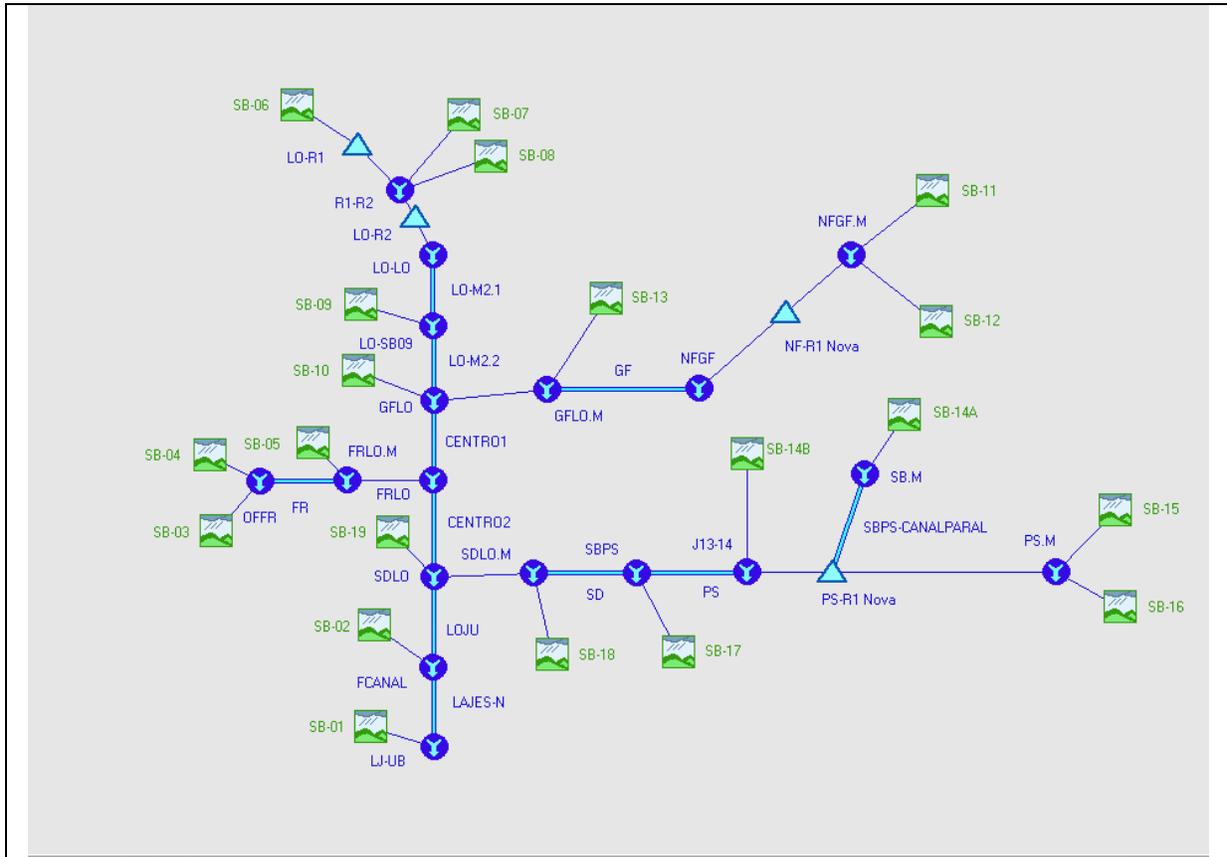


Figura 27. Bacia hidrográfica do cor. das Lajes: discretização espacial para os cenários 7, 8 e 9

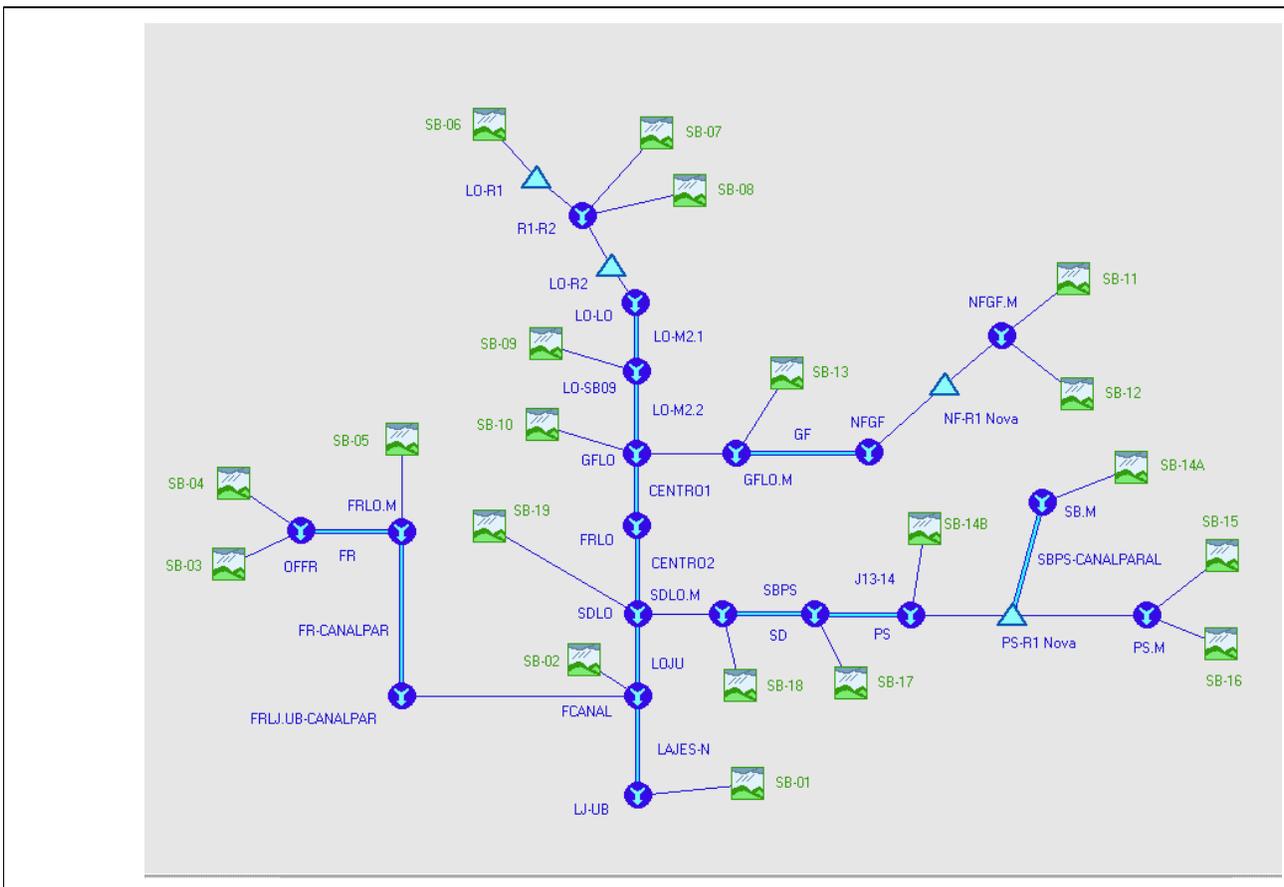


Figura 28. Bacia hidrográfica do Córrego das Lajes: discretização espacial para o cenário 10

6.5.6 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 [m ³ /s]	Vazão Adm. [m ³ /s]
			Tempo de Retorno 25 anos	
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	

Estado de Minas Gerais

	9 (LJFTBD12N4N-SBPS)	34,49	
--	----------------------	-------	--

Os resultados listados na Tabela 15 evidenciam os benefícios do emprego das bacias de retenção 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 retenção. 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.

Estado de Minas Gerais

Tabela 16. Cenários 8 e 10: Vazões de pico em trechos do sistema de macrodrenagem.

	Elemento	Cenário	Vazão de Pico - Qp [m³/s]	Vazão Adm. [m³/s]
			Tempo de Retorno 25 anos	
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 constitui-se 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.

6.5.7 CENÁRIO 10: COMPLEMENTOS

As análises realizadas para os itens precedentes (cenário 7 a 10) enfocaram os trechos das canalizações existentes controlados pelas bacias de retenção previstas para o sistema. Entretanto, conforme evidenciado no estudo de diagnóstico (Relatório 2), vários dos trechos não controlados pelas bacias de retenção 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 obtém um acréscimo suficiente de capacidade de condução de escoamentos que permita conduzir por elas, sem a ocorrência de extravasamentos, as vazões máximas 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 solo (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 retenção 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.

6.6 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 [m ³ /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%	

Estado de Minas Gerais

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

Estado de Minas Gerais

	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, os cuidados de segurança e controle de risco de acidentes com usuários das área de implantação dessas estruturas, conforme já mencionado em itens anteriores.

6.7 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 segundo 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 examinado, 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.

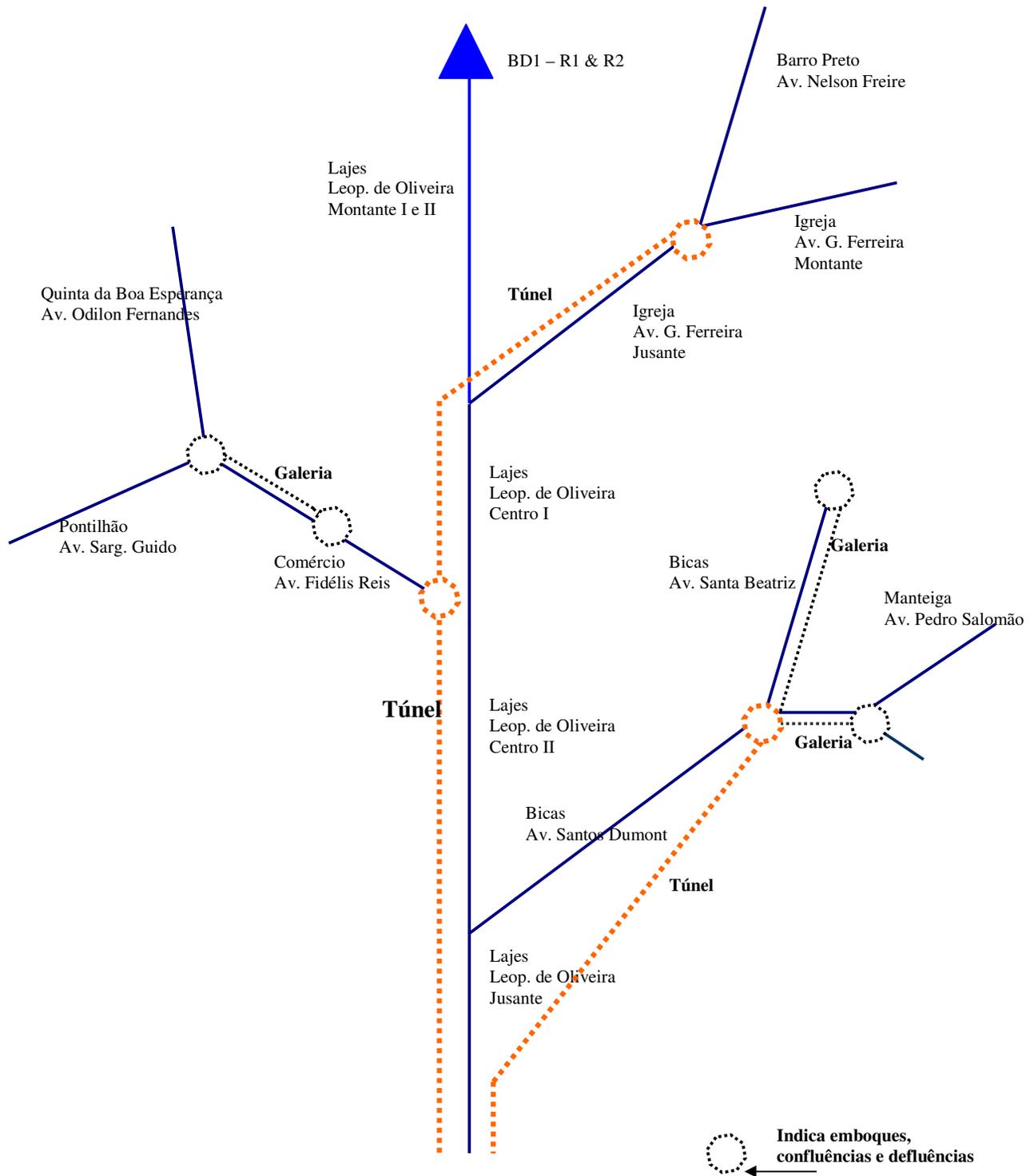
6.7.1 Túneis como canais de reforço: cenários

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	<p>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.</p>	<p>Avaliar a alternativa de controle de cheia apenas com a utilização de túneis, eliminando-se as bacias de detenção BD2N e BD4N.</p>
12	LJFTBD1FR-GFSBPSCP90	<p>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 deságüe no trecho em canal natural do córrego das Lajes.</p>	<p>Avaliar a alternativa de controle de cheia apenas com a utilização de túneis, eliminando-se as bacias de detenção BD2N e BD4N.</p>

Estado de Minas Gerais



Estado de Minas Gerais

Figura 29-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar para o cenário 11

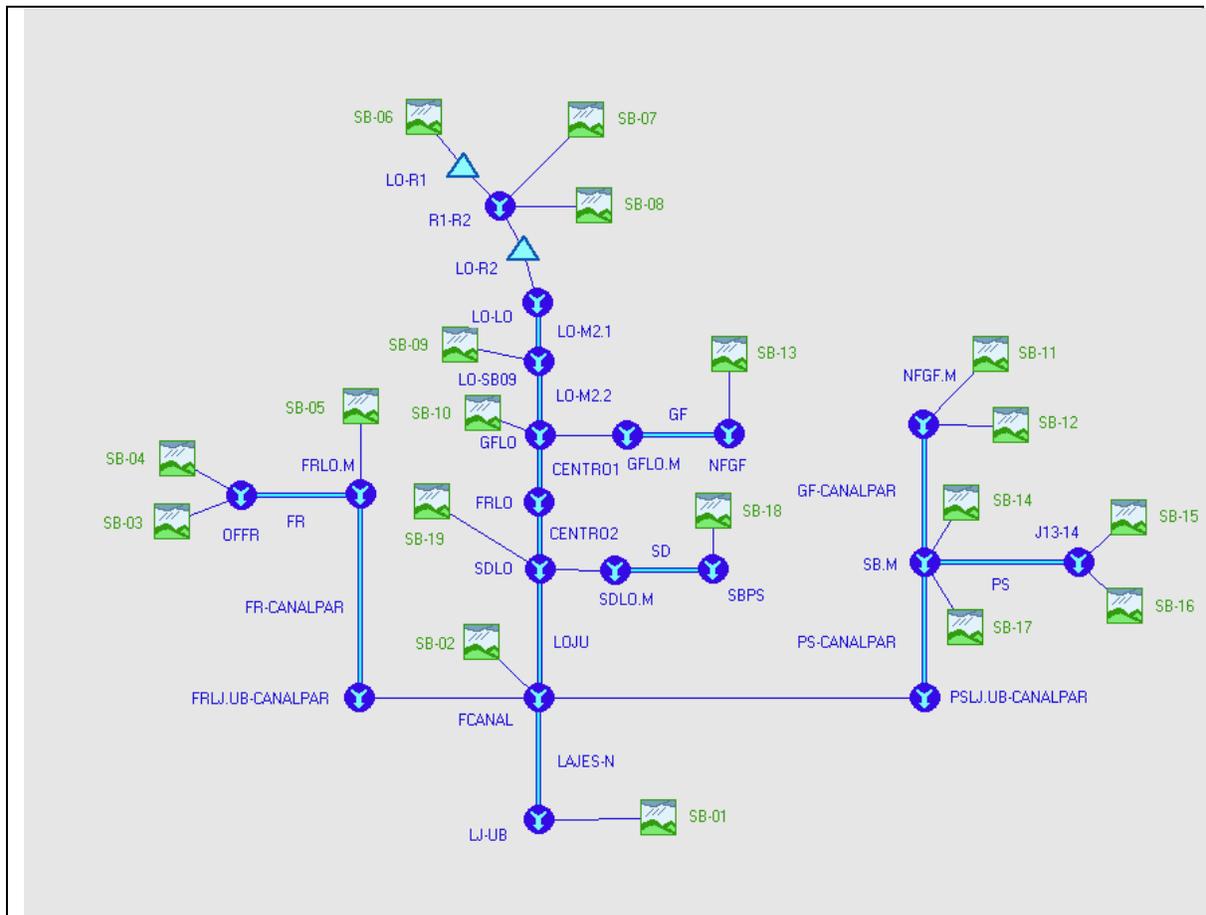


Figura 30-a. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – discretização espacial para o cenário 12

Estado de Minas Gerais

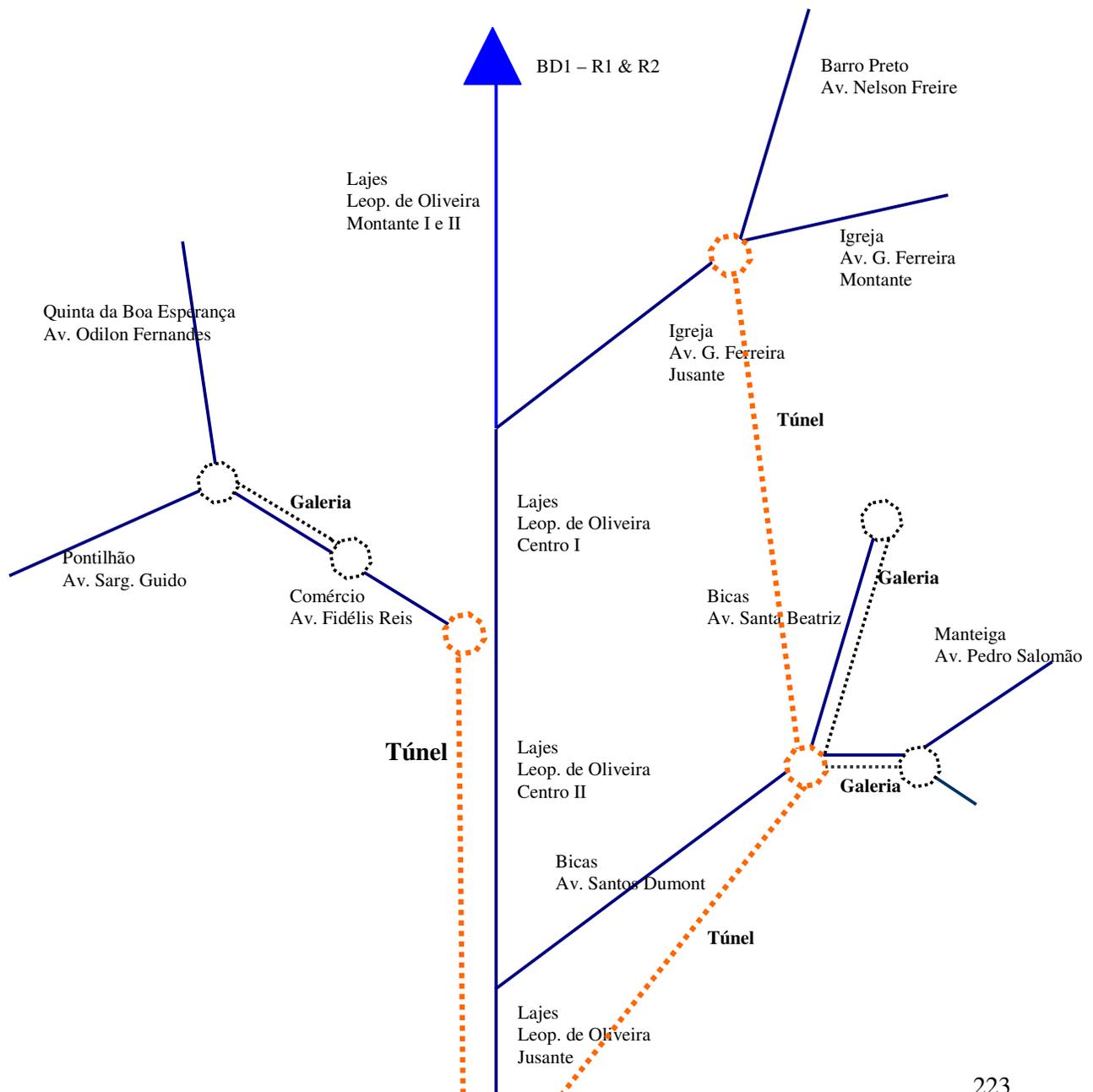


Figura 30-b. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar para o cenário 12

6.7.2 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. 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 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 72,1 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 72,1 m³/s;
- Comprimento da ordem de 1150 m;
- Diâmetro de 4 m;
- Declividade de 0,00739 m/m.

O túnel que drena as sub-bacias 14, 15 e 16, designado como PS-CANALPAR no modelo HEC-HMS, atende a 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 0,00109 m/m.

6.7.3. 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. 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, 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 0,0109 m/m.

O túnel que drena as sub-bacias 14, 15 e 16, designado como PS-CANALPAR no modelo HEC-HMS, atende a 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 0,00109 m/m.

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, 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.

6.7.4. 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 [m ³ /s]	Vazão Adm. [m ³ /s]
		Tempo de Retorno	
		25 anos	
Leopoldina e Olive	LO-M2.1	7,0	25,00

Estado de Minas Gerais

	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 canalizado)	237,8	
Guil h 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 [m ³ /s]	Vazão Adm. [m ³ /s]
		Tempo de Retorno	
		25 anos	
Leopoldi no de Oliveira	LO-M2.1	7,0	22,00
	LO-M2.2	9,0	22,00

Estado de Minas Gerais

		CENTRO1	42,0	60,00
		CENTRO2	42,0	55,00
		LOJU	57,1	110,00
		LJ-UB (trecho não canalizado)	238,4	
	Guil h 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	

6.8 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 as estruturas existentes e 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 infraestrutura 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.

Estado de Minas Gerais

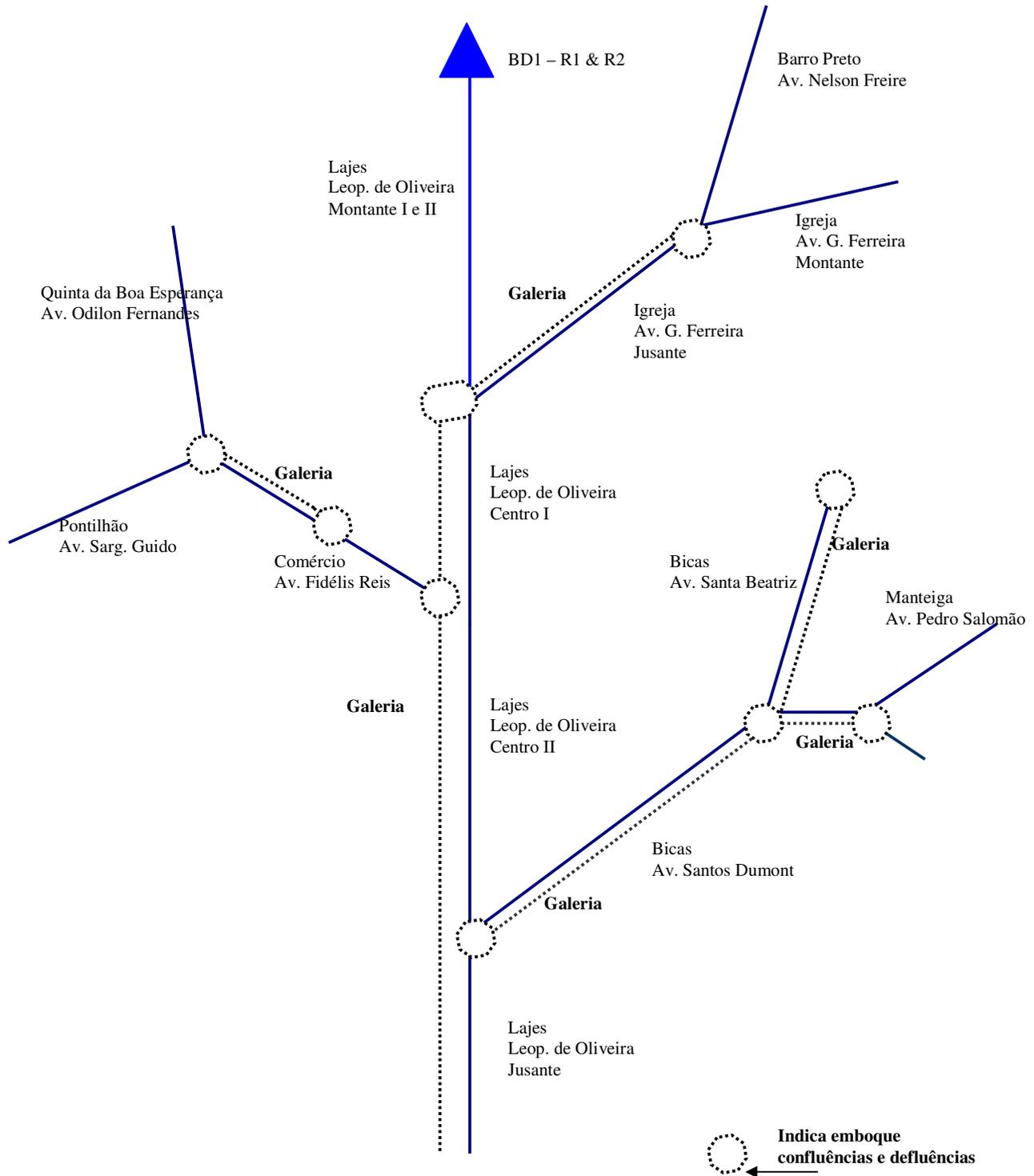


Figura 31. Bacia hidrográfica do córrego das Lajes – diagrama unifilar considerando-se a adoção de canais de reforço como galerias convencionais.

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 [m ³ /s]	I [m/m]	L [m]	largura [m]	altura [m]	Área [m ²]	Borda liv. [m]	y _n [m]	u [m/s]	Fr
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	Fidelis 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	Sta. 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	S. 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

6.9 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) a implantação do conjunto de bacias de retenção originalmente projetadas para esse fim;
- b) a implantação de bacias de retenção com alterações de concepção e dimensionamento, associadas a canais de reforço;
- c) 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 [m ³ /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 [m ³ /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

Estado de Minas Gerais

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	
Guilherm e 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
FIO elis Rei	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

Estado de Minas Gerais

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	
Santos Dumont	FRLO.M	24,881	33,352	39,013	46,189	51,51	56,811
	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)

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 [m ³ /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 [m ³ /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 [m ³ /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 [m³/s]
		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 Ferreira	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 Paralelo	SB.M	32,61
	SBPS-CANAL PARALELO	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)

Bacias	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m ³ /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
Canal Paralelo	SDLO.M	27,51
	SB.M	30,79
	SBPS-CANALPARAL	30,42
	PS-R1	6,73

Estado de Minas Gerais

Quadro 16. Avaliação do amortecimento da vazão de pico nas bacias de detenções BD 2N e 4N (cenário futuro CN 90)

Bacias	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m ³ /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 [m ³ /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
s Du	J13-14	10,38
	PS	10,29

Estado de Minas Gerais

Canal Paralelo	SBPS	16,70
	SD	16,22
	SDLO.M	34,71
	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)

Bacia	Elemento	Vazão de Pico - Qp [m ³ /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 [m ³ /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

Estado de Minas Gerais

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 [m ³ /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	217,42
Guilherme Ferreira	LAJES-N	206,12
	LJ-UB	237,80
	NFGF	17,48
Fidelis Reis	GF	17,14
	GFLO.M	17,14
	OFFR	32,08
Santos Dumont	FR	31,08
	FRLO.M	73,85
	J13-14	26,55
	PS	26,16
	SBPS	14,87
Canal Parale	SD	14,46
	SDLO.M	14,46
Canal Parale	PS-CANALPAR	65,76
	GFLO-CANALPAR	37,69

Estado de Minas Gerais

	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
Guilherme Ferreira	LAJES-N	206,68
	LJ-UB	238,36
	NFGF	17,48
Fidelis Reis	GF	17,14
	GFLO.M	17,14
	OFFR	32,08
Santos Dumont	FR	31,08
	FRLO.M	38,30
	J13-14	26,55
	PS	26,16
	SBPS	14,87
Canal Paralelo	SD	14,46
	SDLO.M	14,46
	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).

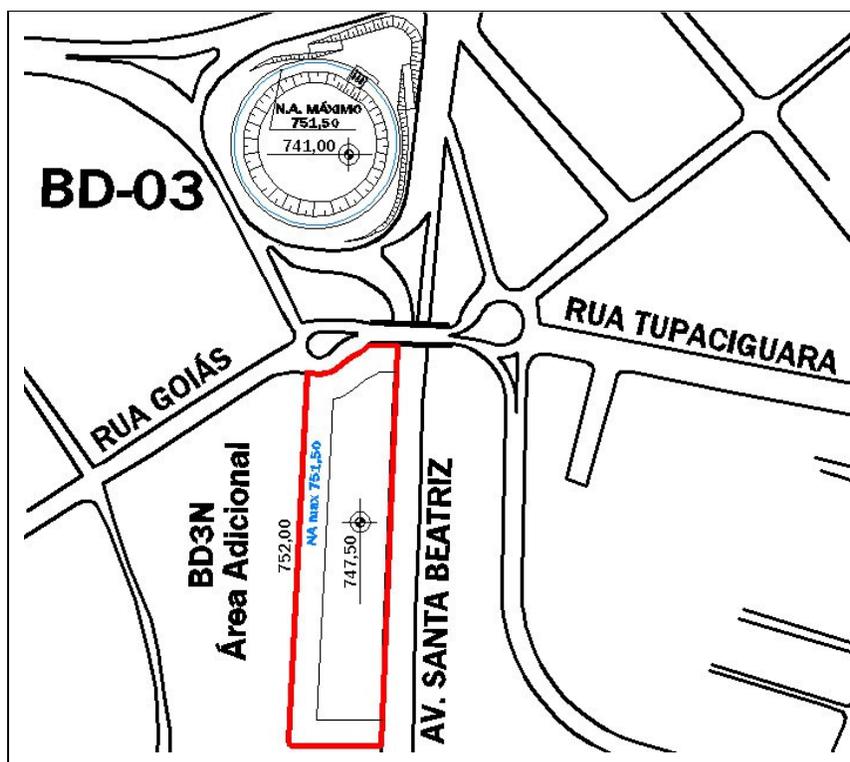


Figura 4. Área adicional utilizada para o aumento de volume da bacia de detenção Santa Beatriz Ferreira (BD3N)



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	

7. Bacias de retenção: Estudo Geotécnico

7.1. 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 frequência. 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 retenção, 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 retenção à empresa HT Consultoria e Planejamento. A empresa Hidrostudio Engenharia elaborou o projeto executivo da bacia de retenção 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 retenção 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 retenção Guilherme Ferreira e na bacia de retenção Leopoldino de Oliveira, já implantada.

7.2 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 retenção Guilherme Ferreira e bacia de retenção Leopoldino de Oliveira. Vale ressaltar que estudos geotécnicos relativos a bacia de Santa Beatriz não foram realizados, pois, após um consenso, concluiu-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.

7.2.1 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 γ , coesão C e ϕ 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	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ graus	FS
Argila Turfosa	20,8	20	0	2,167
Argila Silto-Arenosa	20,8	50	0	
Areia Argilosa	22,4	10	35	

Estado de Minas Gerais

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	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	FS
Argila turfosa	19,2	12	0	
Argila Arenosa	19,2	30	0	1,143

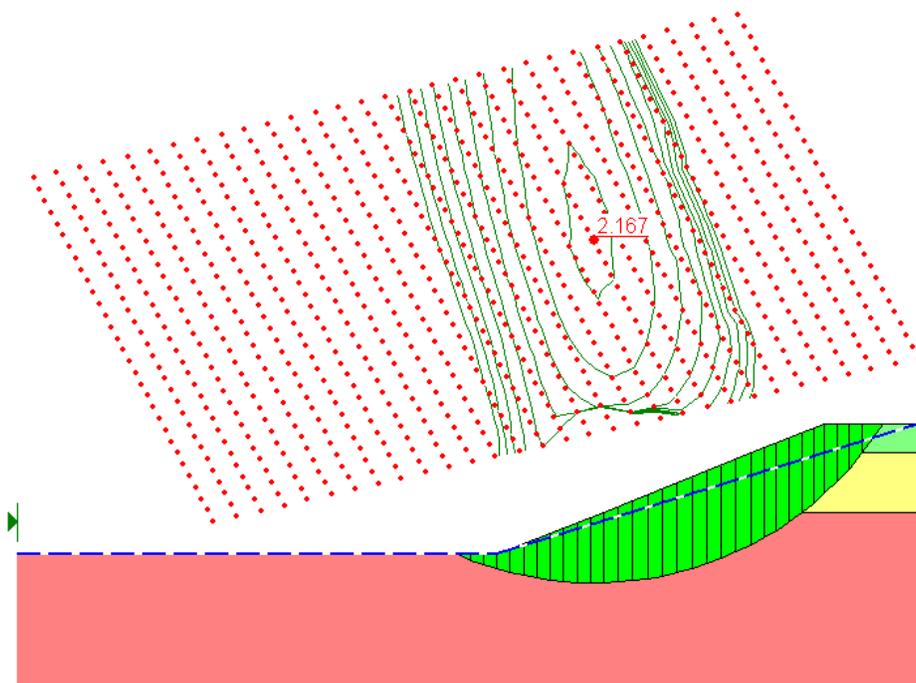


Figura 01: Corte A1 – GUILHERME FERREIRA

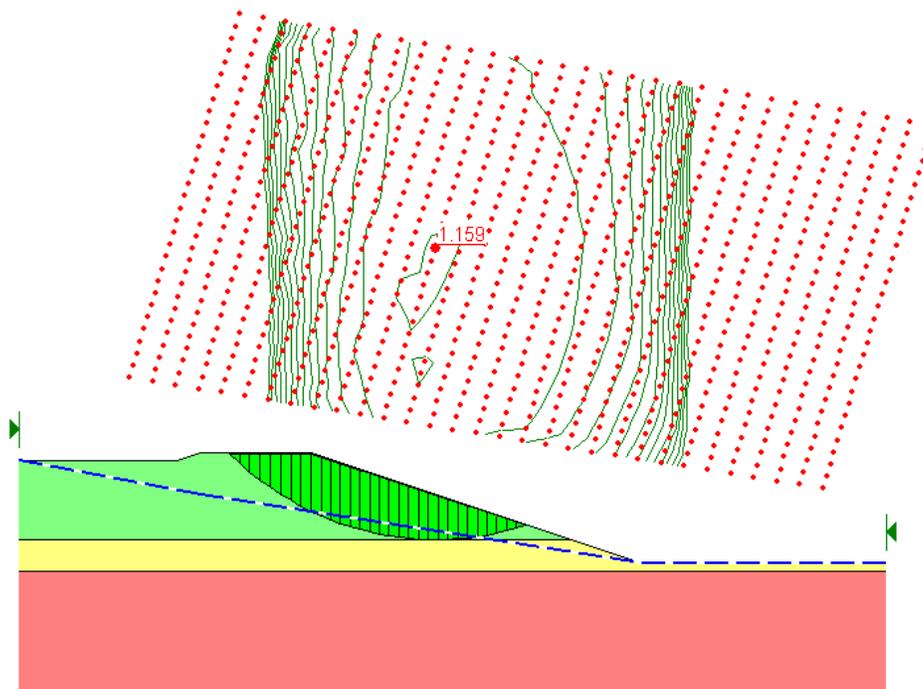


Figura 02: Corte A2 - GUILHERME FERREIRA

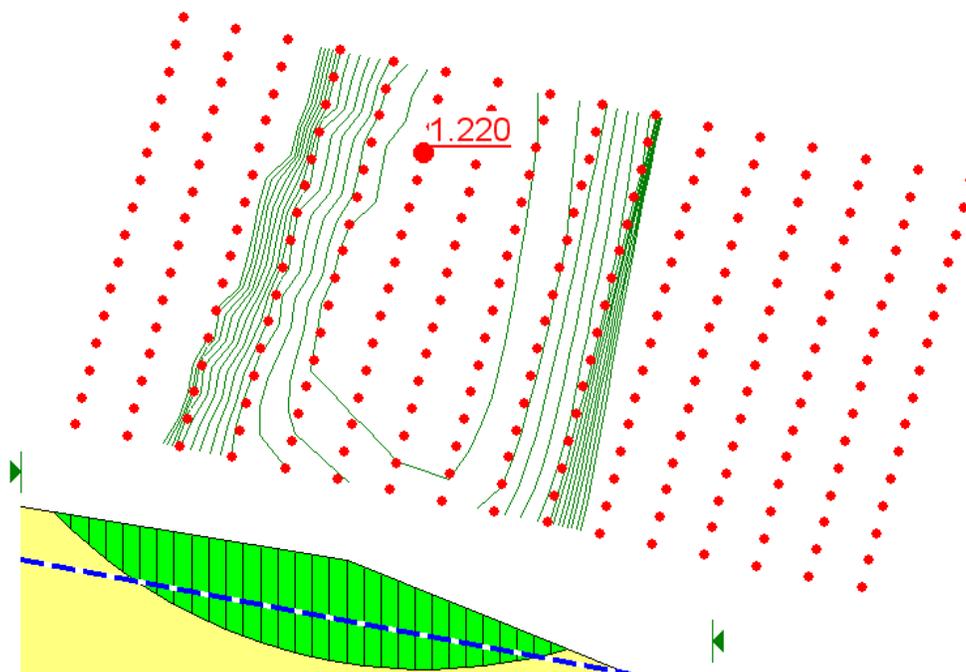


Figura 03: Corte B1 - GUILHERME FERREIRA

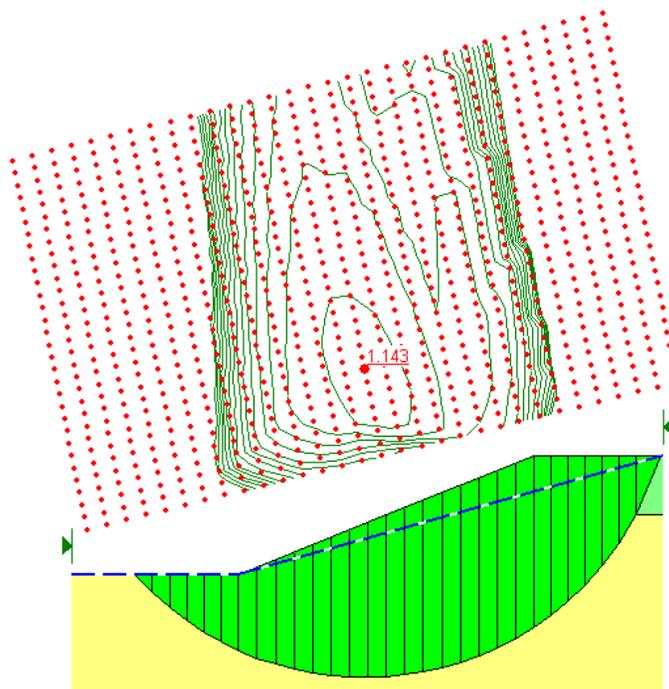


Figura 04: Corte B2 - GUILHERME FERREIRA

7.2.2 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 γ , coesão C e ângulo de atrito ϕ , 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 resultados 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	20	0	207-208	R2	5,931

Tabela 7 – Corte C

Estado de Minas Gerais

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	209	R2	1,427

Tabela 9 – Corte E Jusante

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ 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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Enrocamento	25	5	45	212-216	Barramento entre R1 e R2	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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Enrocamento	25	5	45	212-216	Barramento entre R1 e R2	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	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	02	R1	2,122

Tabela 14 – Corte J

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	03	R1	2,657

Tabela 15 – Corte K

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	220-219	R1	3,294

Tabela 16 – Corte L

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Argila Arenosa	20,8	50	0	220-219	R1	3,315

Tabela 17 – Corte M

Descrição da camada	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ graus	SP	Localização	FS
Aterro	20,8	15	25	220-219	Dique de R1	2,079
Argila Arenosa	20,8	50	0			

Estado de Minas Gerais

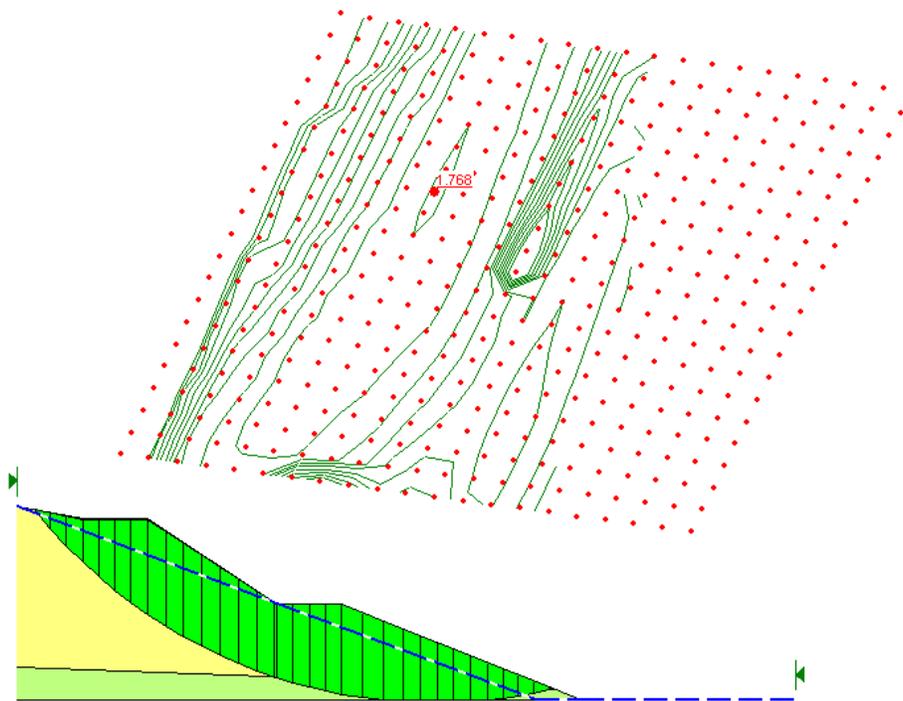


Figura 05: Corte A – LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

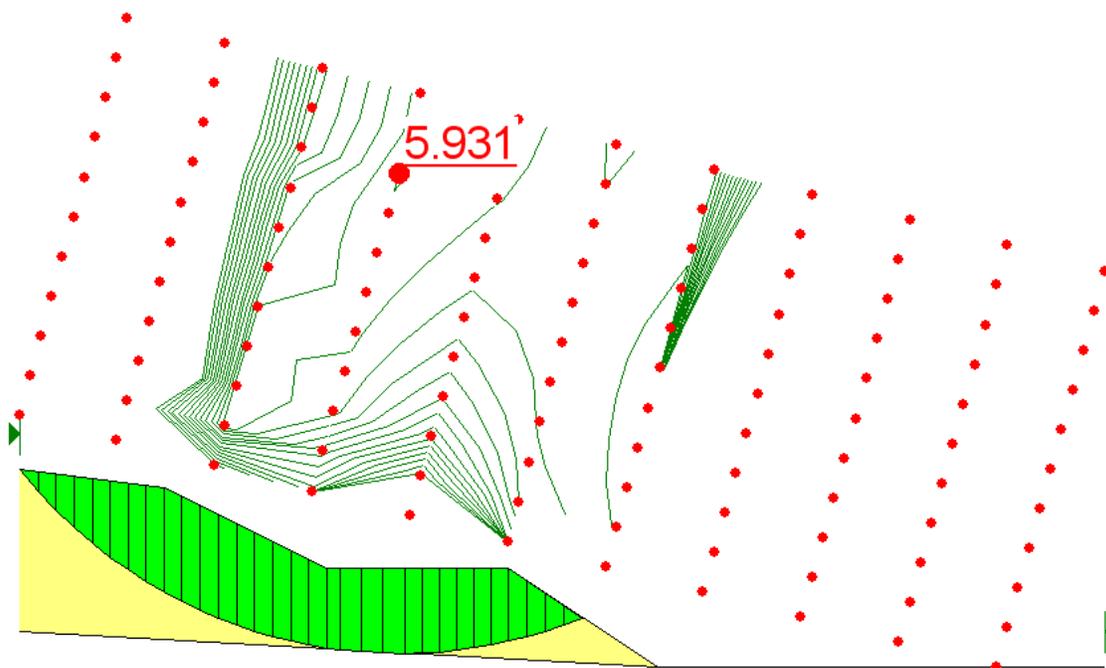


Figura 06: Corte B - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

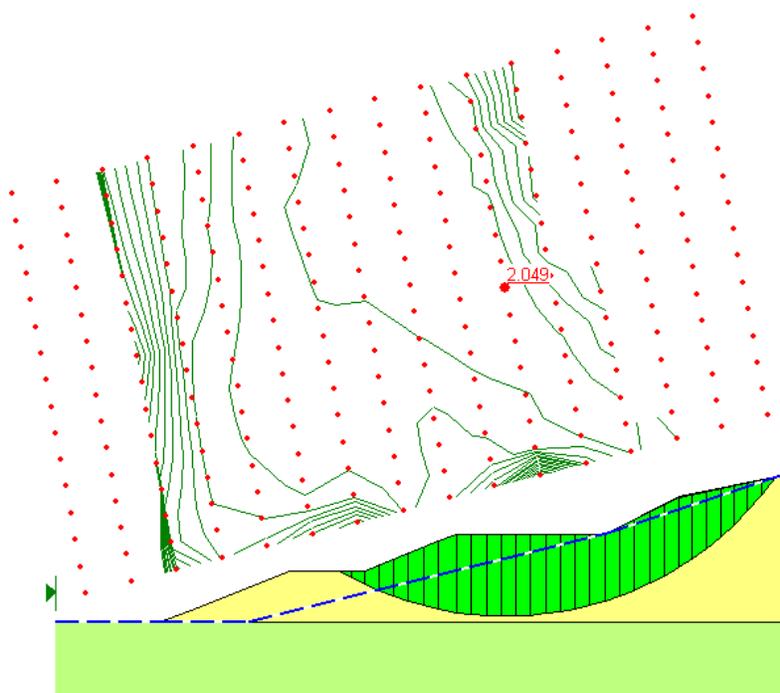


Figura 07: Corte C - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

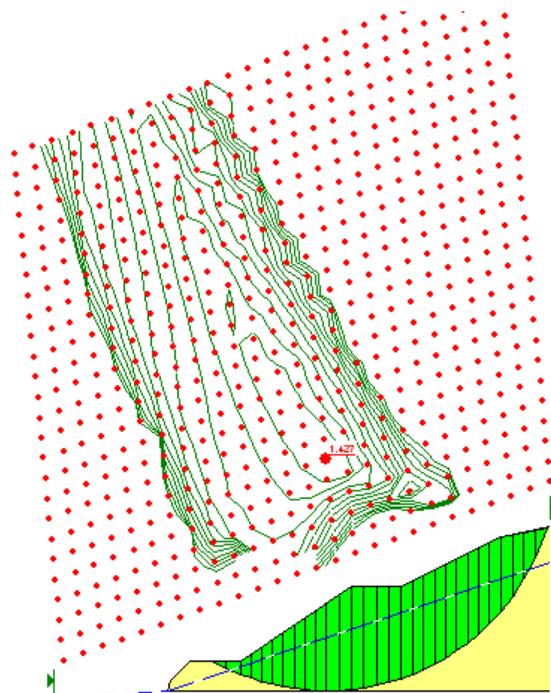


Figura 08: Corte D - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

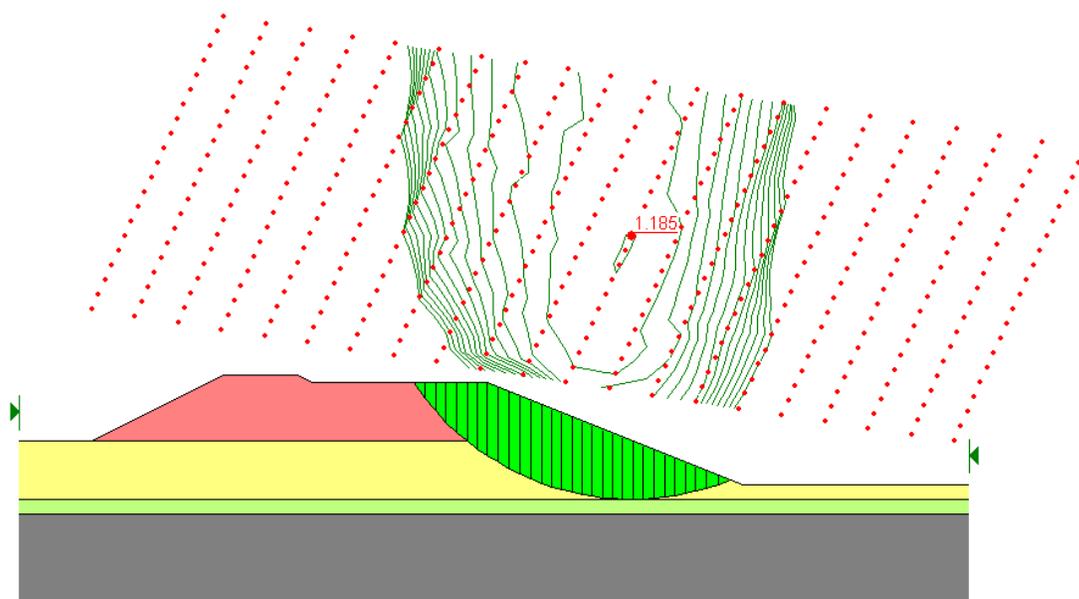


Figura 09: Corte E Montante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

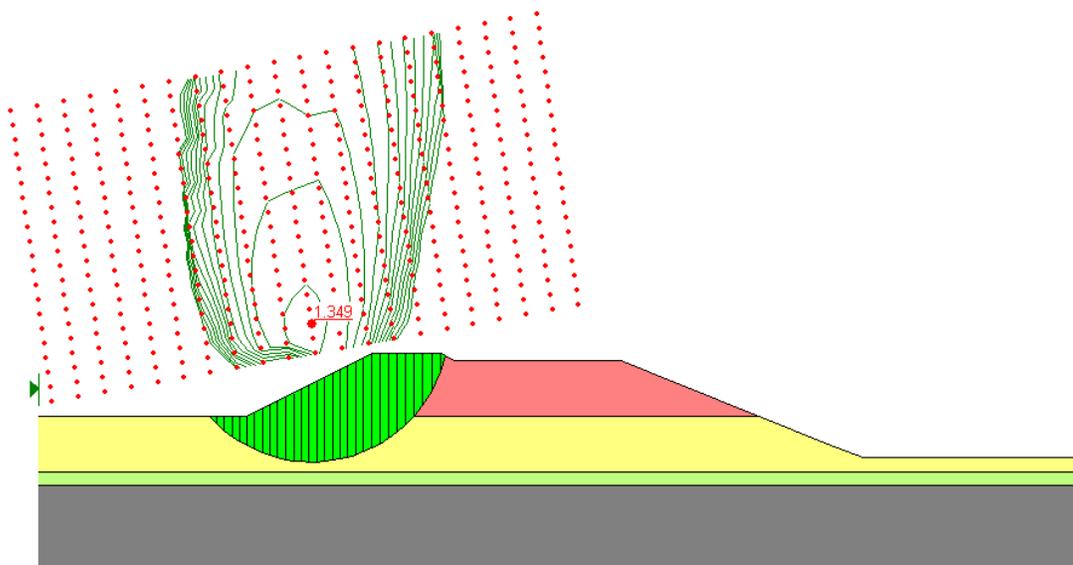


Figura 10: Corte E Jusante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

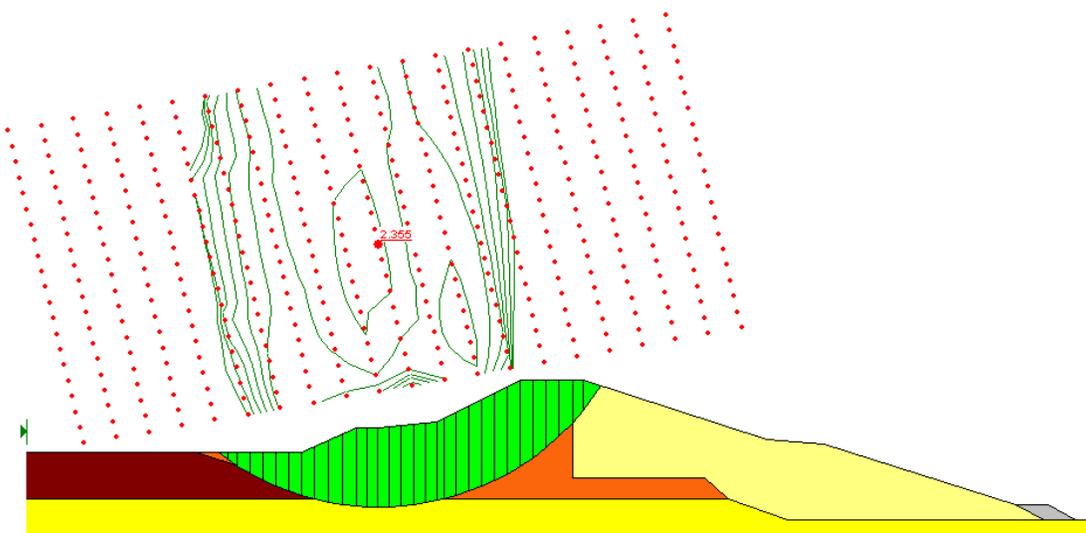


Figura 11: Corte G Montante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

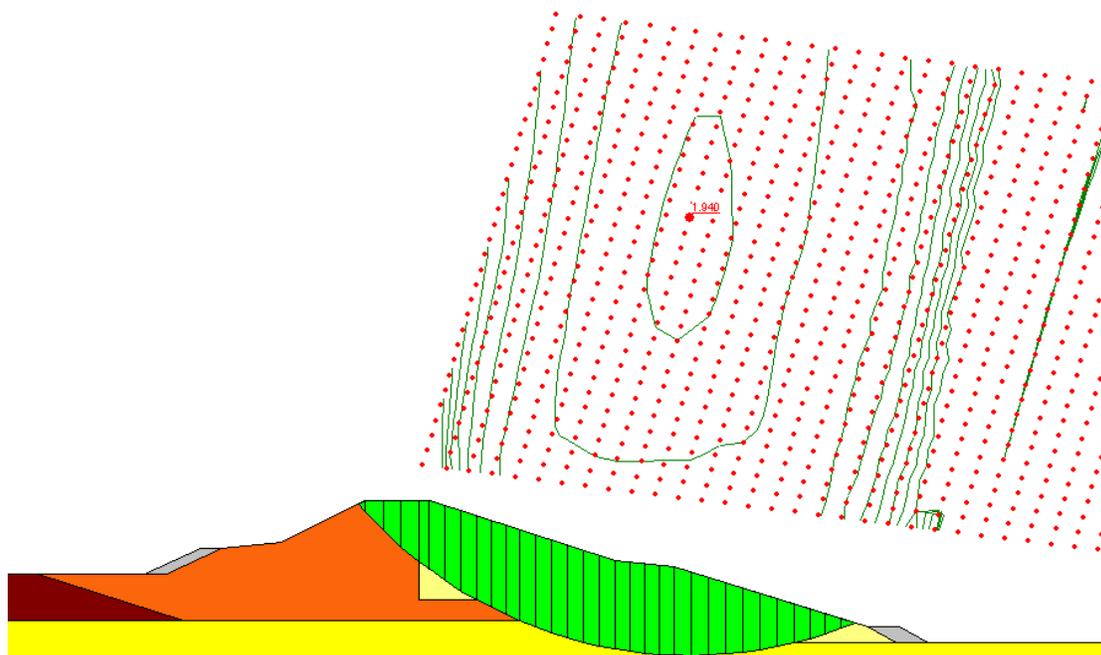


Figura 12: Corte G Jusante - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

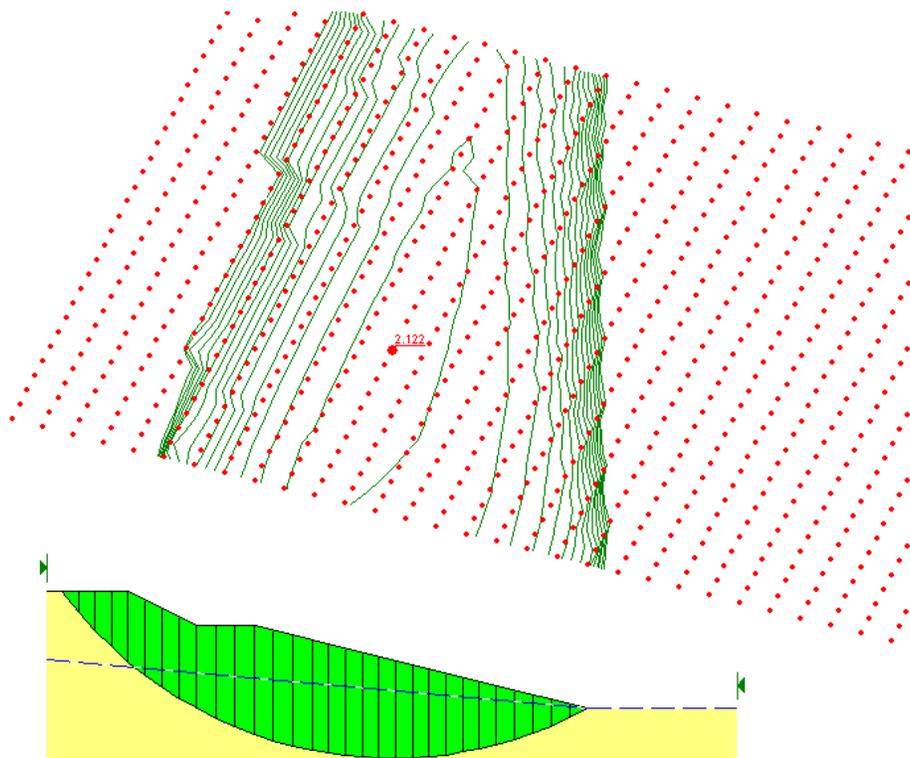


Figura 13: Corte I - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

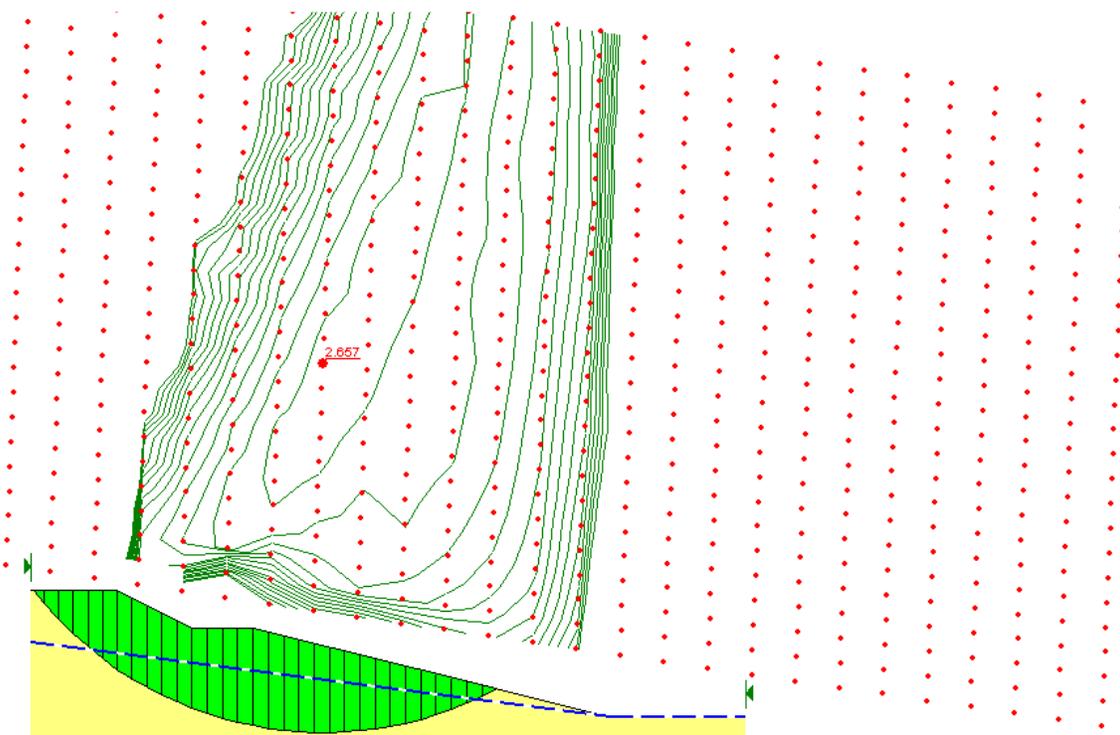


Figura 14: Corte J - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

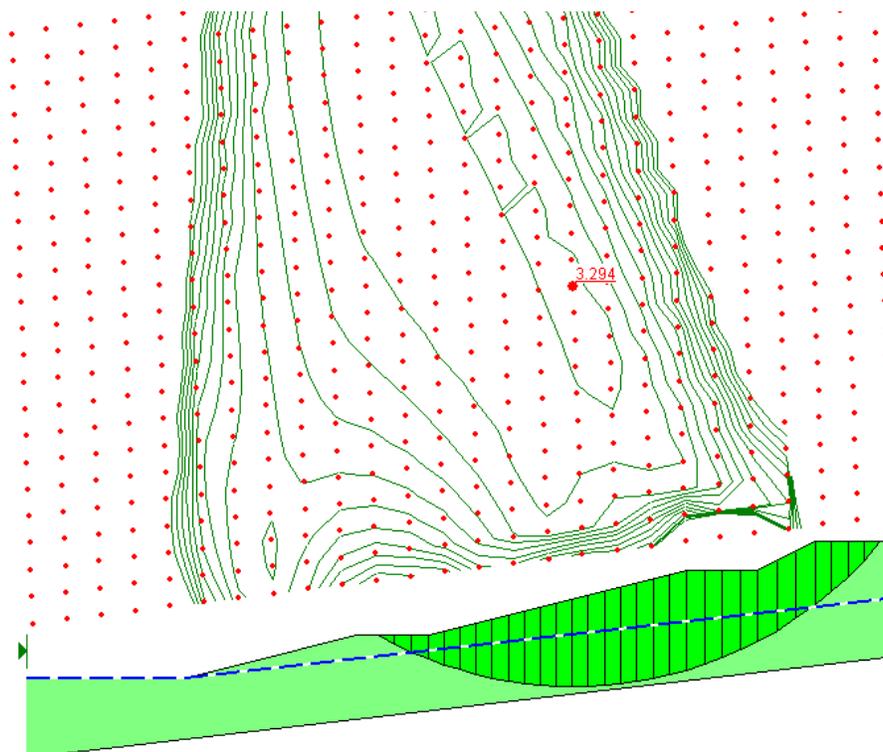


Figura 15: Corte K - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

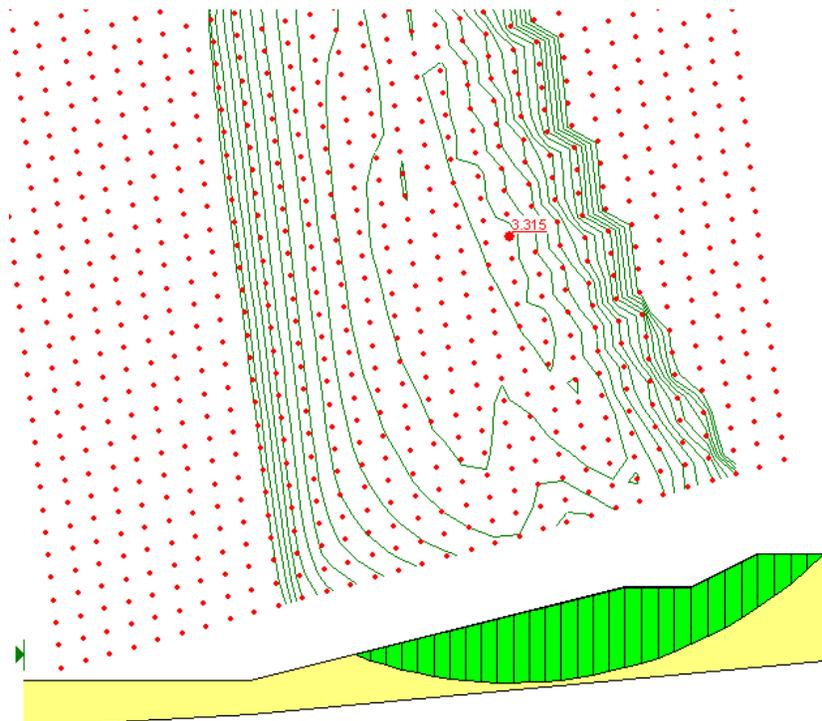


Figura 16: Corte L - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

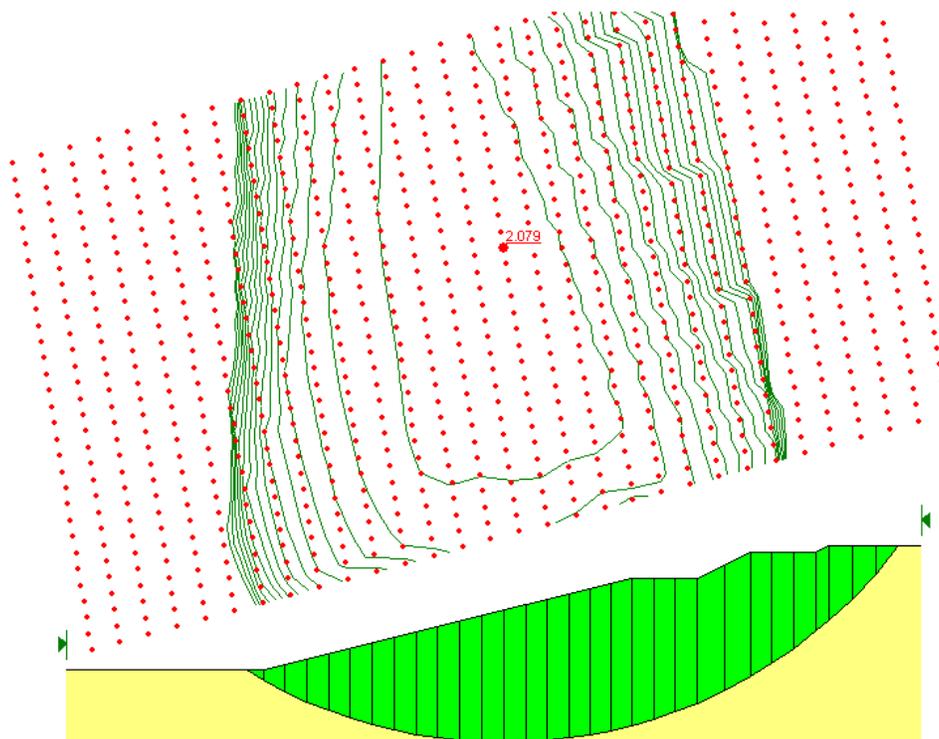


Figura 17: Corte M - LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

7.3 COMENTÁRIOS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS

7.3.1 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.

7.3.2 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.

7.3.3 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 das 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.

8. Análise de Efeitos de Ruptura de Barragens

8.1. INTRODUÇÃO

O presente documento corresponde ao Relatório 6 - Análise de efeitos de ruptura de barragens

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.

8.2 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;

Estado de Minas Gerais

- 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.

8.3 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).

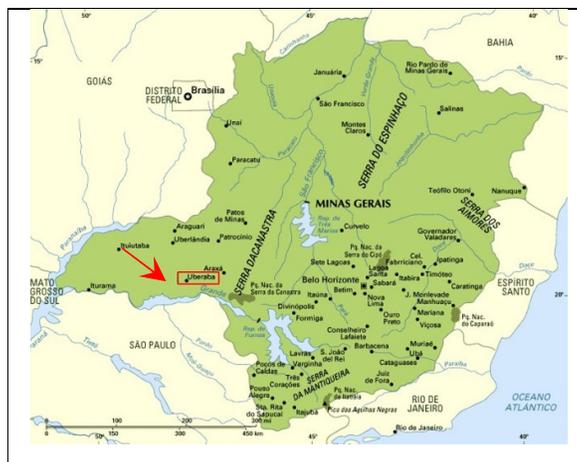


Figura 1 – Localização do município de Uberaba

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 frequência 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.

Estado de Minas Gerais

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.

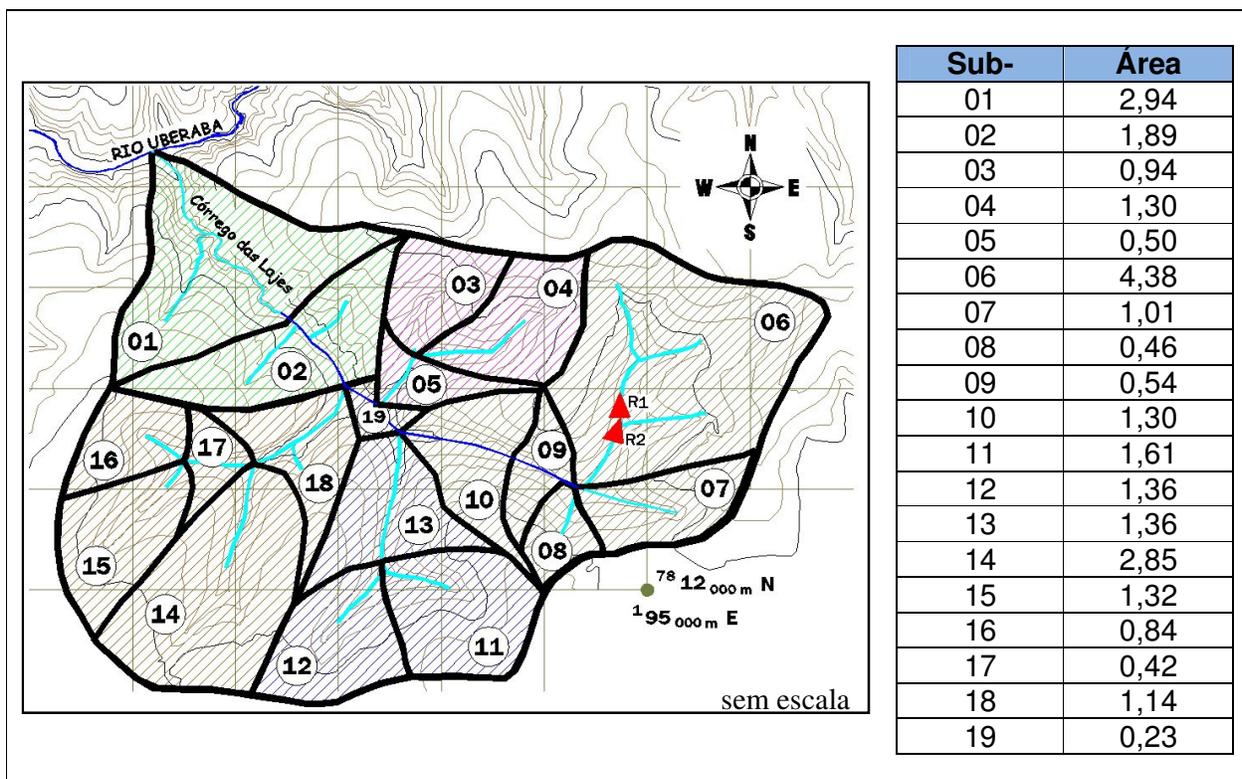


Figura 3 – Mapa topográfico da bacia do córrego das Lajes e localização de R1 e R2

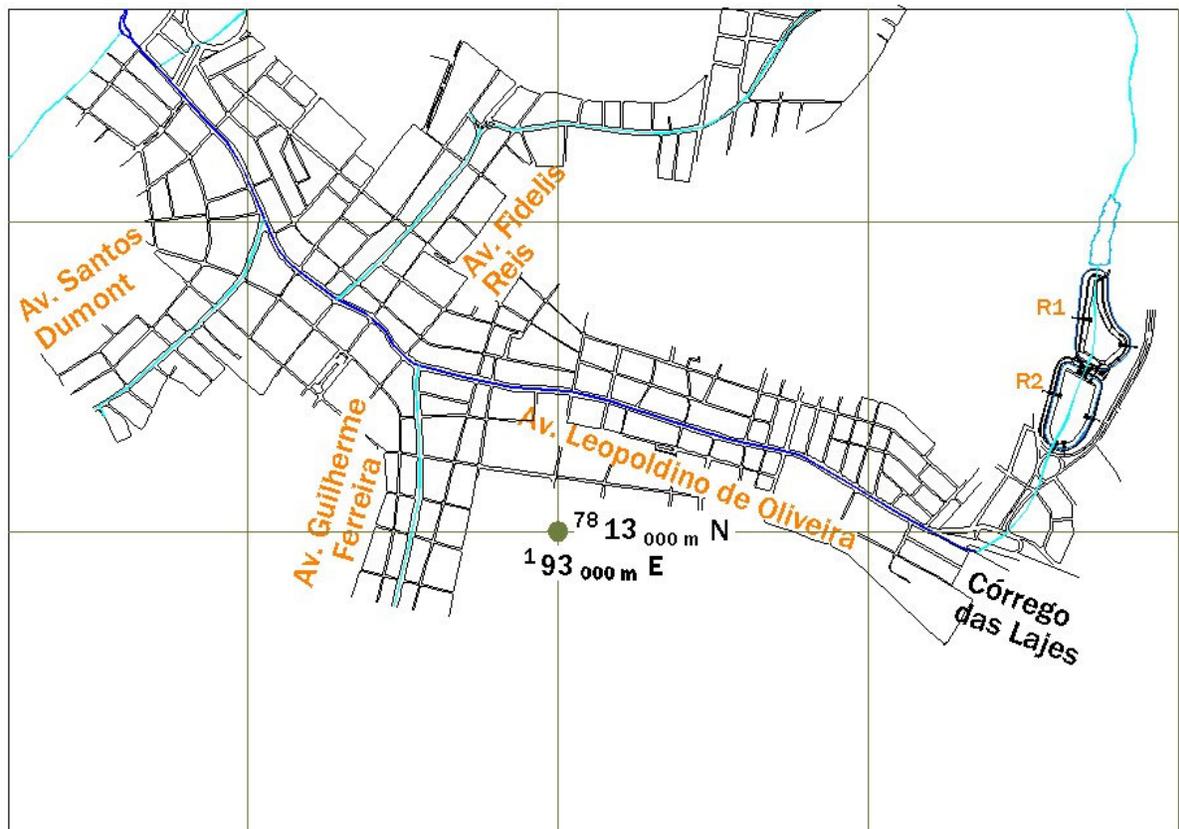


Figura 4 – Mapa do sistema viário na área central de Uberaba e localização de R1 e R2

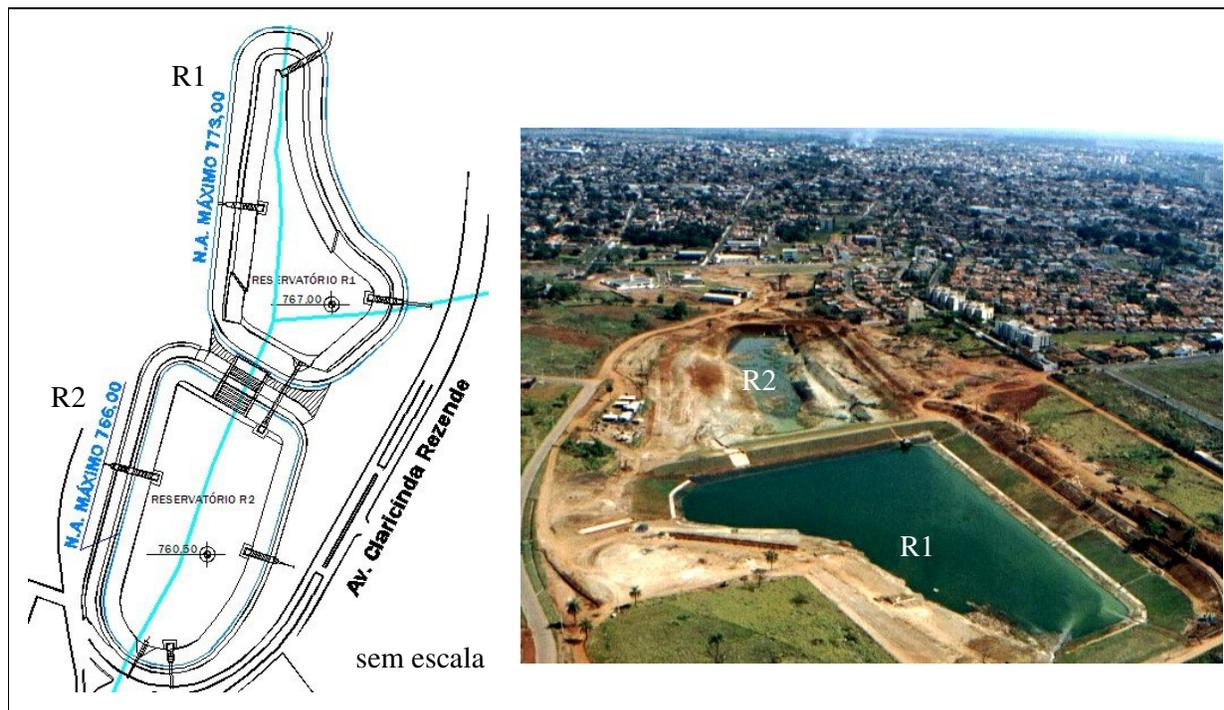


Figura 5 – Disposição da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (R1 e R2)

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 provêm 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.

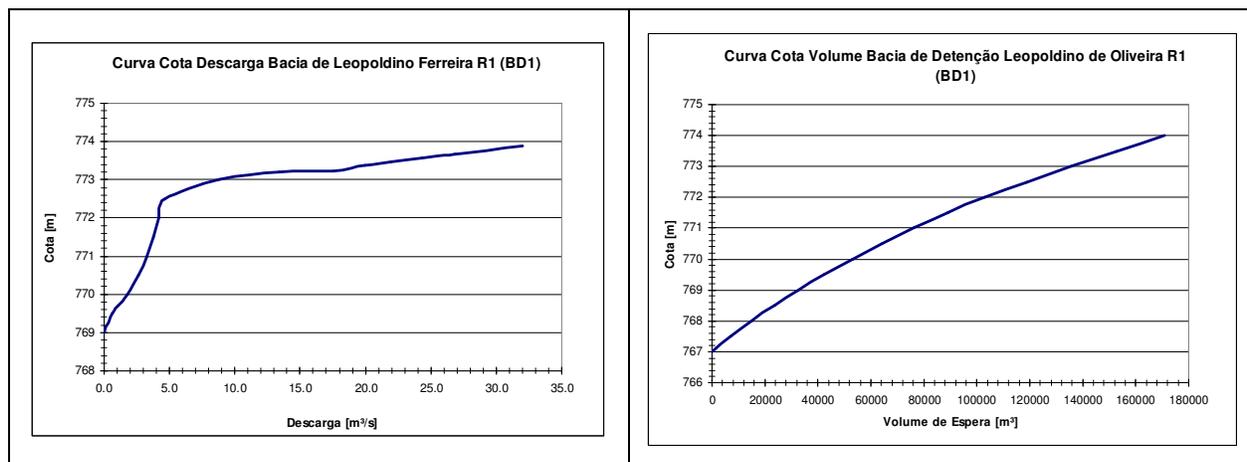


Figura 6 – Curva cota-descarga e cota-volume da bacia de detenção R1

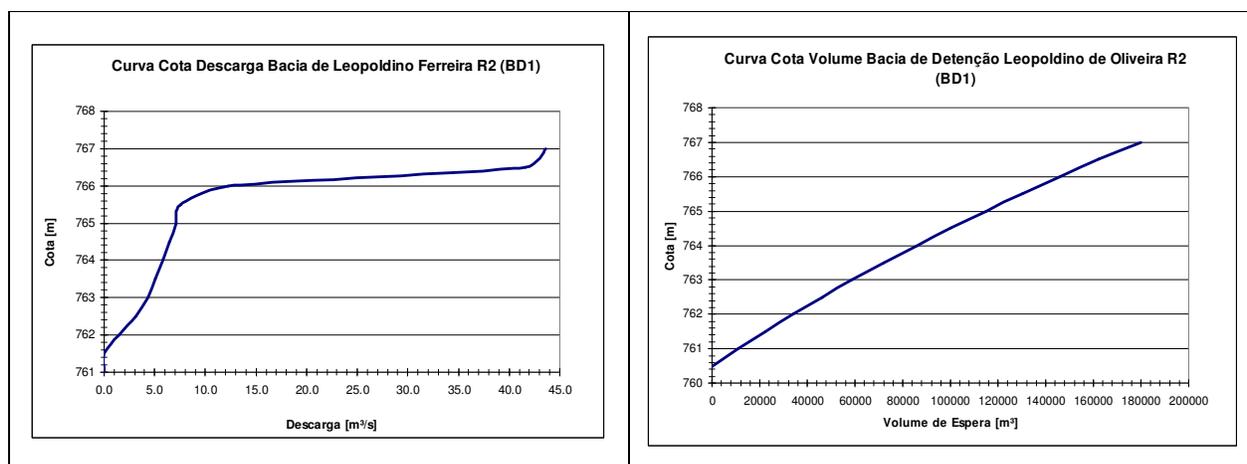


Figura 7 – Curva cota-descarga e cota-volume da bacia de detenção R2

8.4 METODOLOGIA

8.4.1 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.

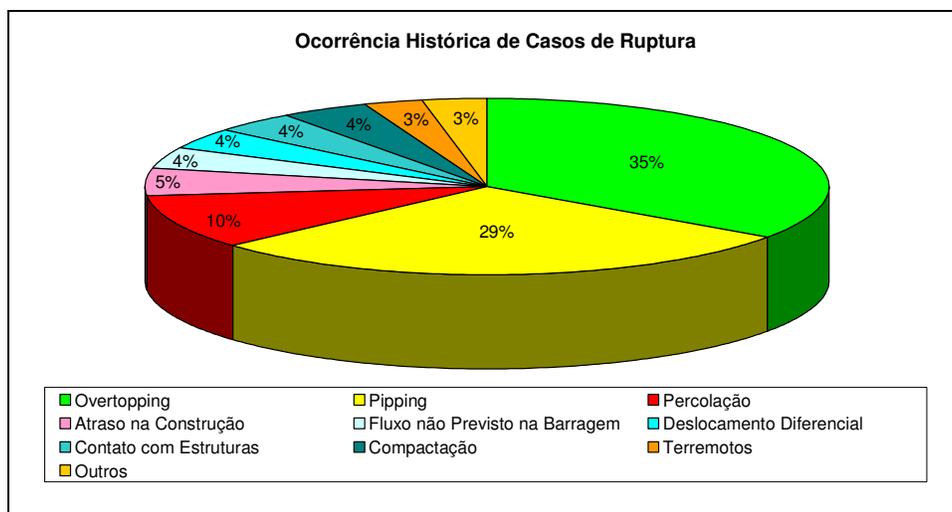


Figura 8 – Ocorrências históricas dos tipos de rupturas em barragens (fonte: ICOLD, 1995)

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 o 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.

8.4.2. 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-Freqüência 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.

8.4.3 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 prever, 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)	$\bar{B} = 3(h_w)$	$t_f = 0,011(\bar{B})$
Von Thun e Gillete (1990)	$\bar{B} = 2,5h_w + C_b$	$t_f = 0,015(h_w)$ material erodível $t_f = 0,020(h_w) + 0,25$ material resistente à erosão
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er} = 0,0261(V_w \cdot h_w)^{0,769}$	$t_f = 0,0179(V_{er})^{0,364}$
Froehlich (1995)	$\bar{B} = 0,1803K_0V_w^{0,32}h_b^{0,19}$	$t_f = 0,00254(V_w)^{0,53}h_b^{-0,9}$

Sendo:

- \bar{B} : largura média da brecha [m];
- C_b : coeficiente função do volume de armazenamento no reservatório; para reservatórios com volumes até $1,23 \times 10^6 \text{ m}^3$, $C_b = 6,1$;
- K_0 : coeficiente de majoração, sendo $K_0 = 1,0$, no caso de ruptura por piping e $K_0 = 1,4$, no caso de ruptura por galgamento;
- V_{er} : volume de material erodido da barragem [m^3];
- 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 [m^3];
- 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.

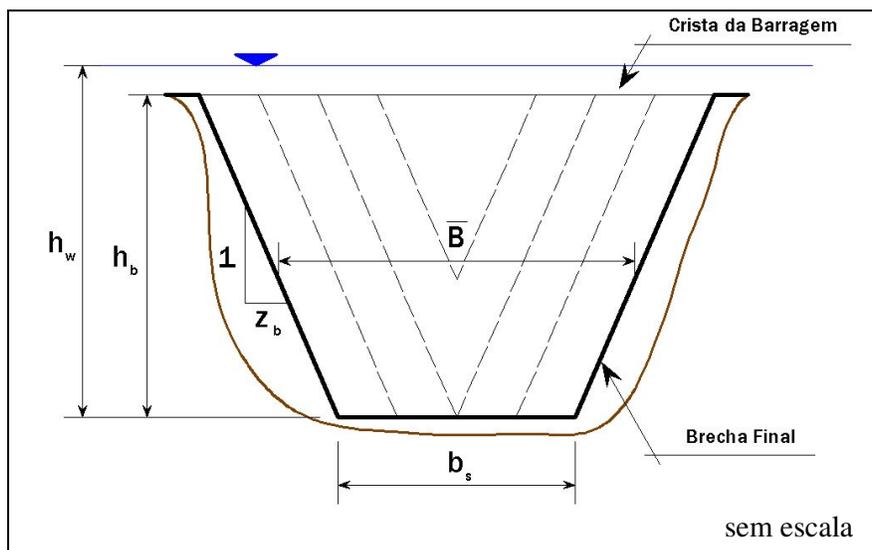


Figura 9 – Representação esquemática da brecha com geometria trapezoidal
(fonte: Froehlich e Tufail, 2004)

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):

$$Q_b = C_w [b_s (H_{ti} - h_b)^{1,5} + 0,8z_b (H_{ti} - h_b)^{2,5}] \quad (1)$$

Sendo:

- b_s : largura do fundo da brecha no tempo t_i , função do tempo de formação da brecha t_f [m];
- h_b : altura da brecha no tempo t_i [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:

$$C_w = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} \quad (2)$$

Sendo:

- C_d : coeficiente de descarga;

- g: aceleração da gravidade.

8.4.4 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 afluição 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.

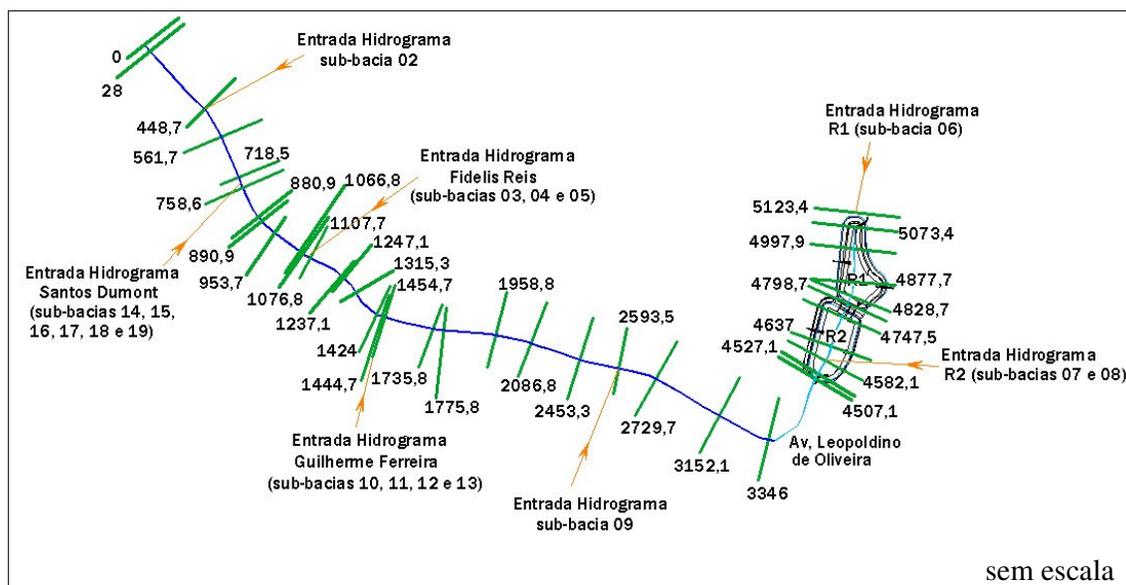


Figura 10 – Localização das seções transversais ao longo da av. Leopoldino de Oliveira

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.

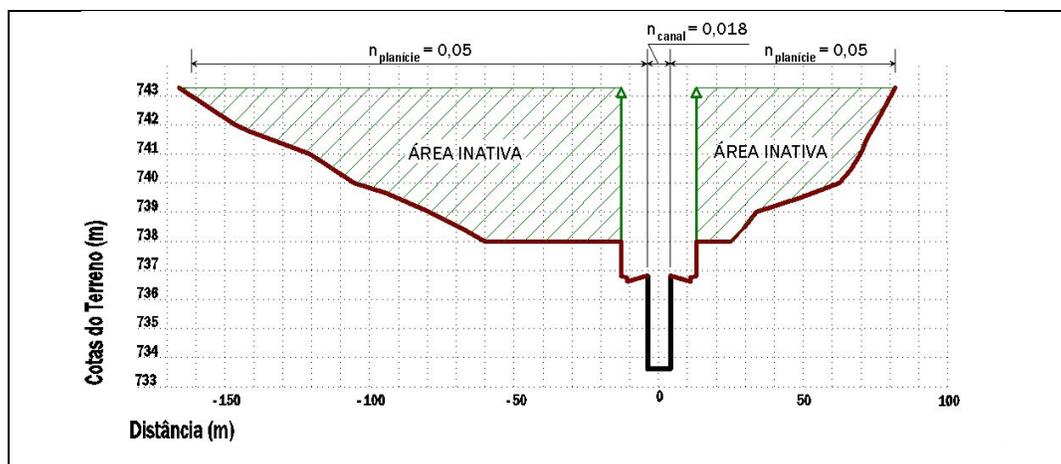


Figura 11 – Exemplo de seção transversal do córrego das Lajes e área inundável

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).

8.4.5 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.

8.4.6 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.

8.5 RESULTADOS: ANÁLISE E DISCUSSÃO

8.5.1. 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 m ³	179980 m ³
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: \bar{B}	20 m	18 m

Largura do fundo da brecha: $b_s = \bar{B} - z_b \cdot h_b$ (para brecha trapezoidal)	10 m	9 m
Tempo para formação da brecha: t_f	0,2 hora	0,18 hora

8.5.2 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 [m ³ /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.

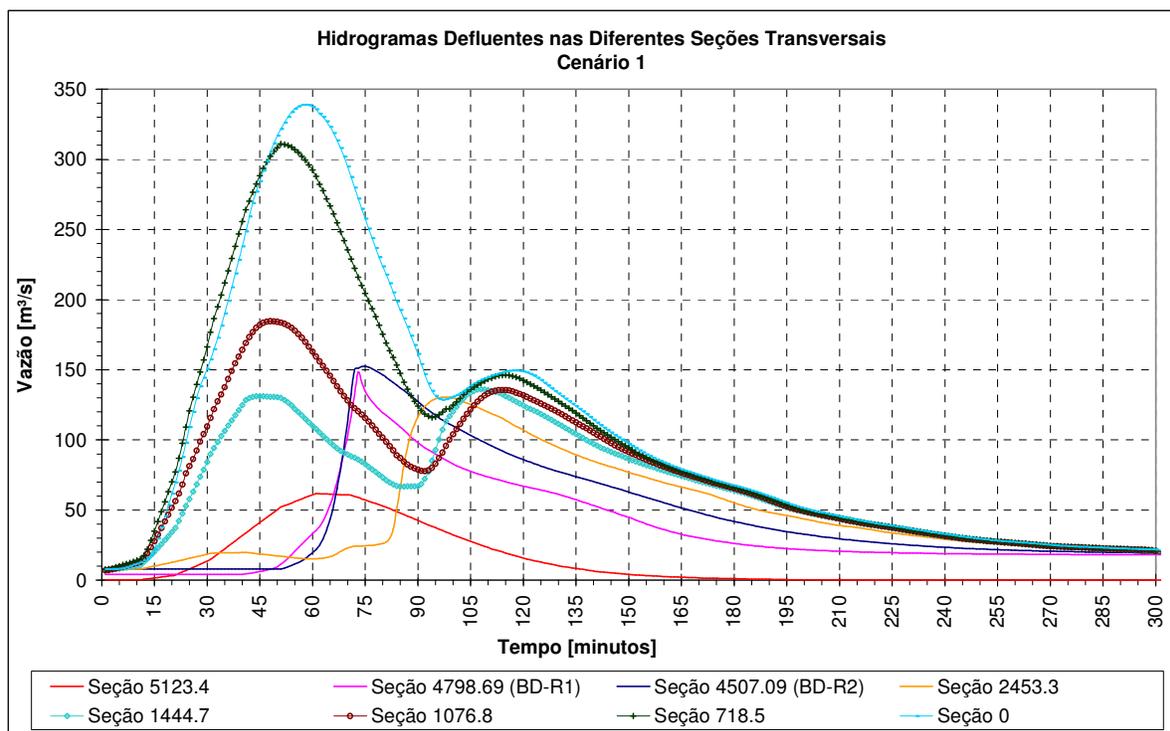


Figura 12 – Hidrogramas defluentes nas diferentes seções transversais para o cenário 1

Estado de Minas Gerais

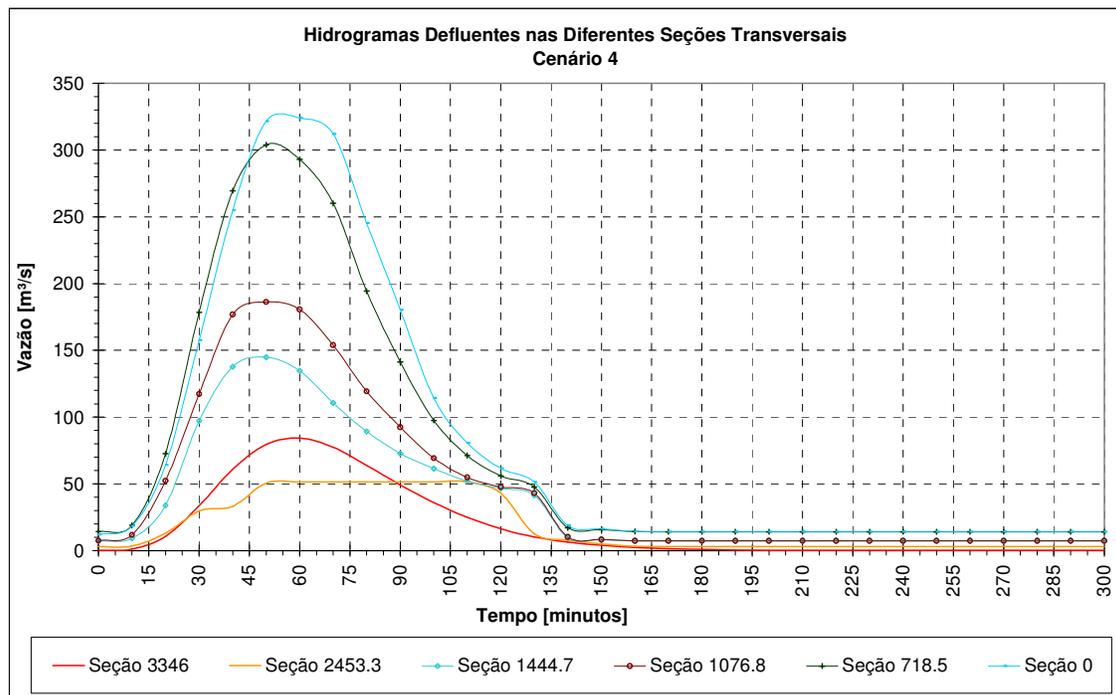


Figura 13 – Hidrogramas defluentes nas diferentes seções transversais para o cenário 4

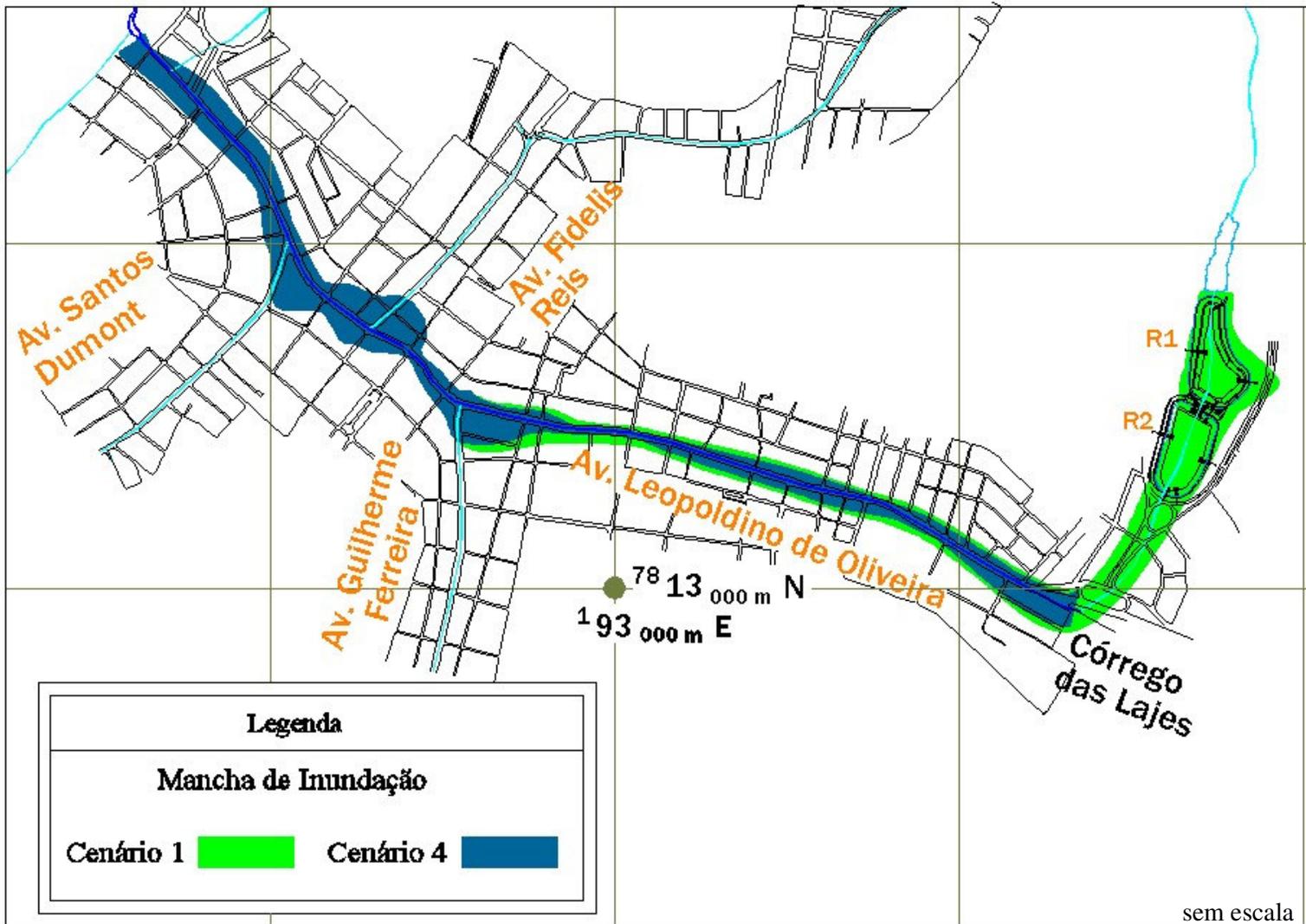


Figura 14 – Mapa de inundação contemplando os cenários 1 e 4

8.6 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.

8. 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 STAHR, 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.

9. RESUMO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS

9.1. INTRODUÇÃO

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.

9.2 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 e futuro. Esse estudo de diagnóstico 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 $T = 5$ anos e $T < 2$ anos. 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 de impermeabilização de 90% dos lotes, conduzindo a um intervalo de variação do parâmetro CN (Soil Conservation Service) entre 80,5 e 94,5, com predomínio do valor 94. 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 $CN = 90$.

De posse desses cenários de simulação, geraram-se dois produtos principais:

- Mapas de áreas inundáveis, segundo o nível de risco, para os tempos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos;
- Estimativa da capacidade máxima de drenagem das galerias existentes (máxima capacidade de transporte de vazões).

Uma ressalva importante deve ser feita com respeito à insuficiência da infraestrutura 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.

9.3. CENÁRIOS DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

9.3.1. 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 pelo Painel de Especialistas, bem como propostas diretamente oriundas do presente estudo.

Embora os estudos de alternativas tenham sido elaborados considerando-se os dois cenários de ocupação futura do solo acima descritos, recomenda-se, para a avaliação de alternativas a adoção do cenário de ocupação intermediário (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. Embora a avaliação custo-benefício das alternativas de controle não esteja contemplada no presente relatório, acredita-se que os custos do controle dos escoamentos considerando-se a ocupação urbana prevista no atual Plano Diretor não sejam compensados pelos benefícios gerados.

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 em 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 porque esse estudo, em certa medida, depende da alternativa escolhida para o controle de inundações na área de estudo.

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.

9.3.2. Cenário de Alternativas

9.3.2.1 Alternativa zero: nada fazer

A alternativa zero corresponde ao esquema unifilar da rede de galerias pluviais mostrado na Figura 1. Essa alternativa já foi adequadamente estudada na etapa de diagnóstico do presente estudo (Relatório 2).

9.3.2.2. Alternativa 1: Implantação de Bacias de Detenção Segundo Estudos Anteriores

Os principais resultados das simulações dessa alternativa (Figura 2) indicam a insuficiência das bacias de detenção previstas para o controle de inundações tendo por objetivo 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 uma redução significativa da vazão de pico, as áreas de contribuição direta não controladas (jusante de BD2) e a pequena capacidade de drenagem da galeria não permitem que se atinja o controle efetivo do evento de $T = 25$ anos. Deve-se considerar a hipótese de aumentar a capacidade de amortecimento de BD2 (c.f. Alternativa 2).

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). 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 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.

9.3.2.3. Alternativa 2: Redimensionamento de Bacias de Detenção e Implantação de Túneis e/ou Galerias

Alternativas de controle de inundações por intermédio 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 e capaz de gerar perturbações significativas na fase construtiva, considerando-se a densa ocupação urbana da área de estudo. Com isso, o estudo de alternativas passa a contemplar uma combinação de emprego de bacias de detenção com canais paralelos.

O propósito de uso das bacias de detenção é de reduzir a extensão e as dimensões requeridas pelos canais paralelos. Uma alternativa de método construtivo para os canais paralelos, sugerida pelo Painel de Especialistas, 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. Caso a implantação de túneis se faça em eixos distintos dos fundos de vale, será necessário investigar por sondagem a profundidade em que se encontra o basalto em relação ao nível do solo ao longo desses eixos. Informações de técnicos da Prefeitura e de empresas de consultoria em geotecnia indicam que os fundos de vale da bacia desenvolvem-se em basalto.
- 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 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 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;
- Túnel ou galeria paralela para conectar o córrego do Comércio (Av. Fidélis Reis) ao córrego das Lajes em trecho de leito natural, reduzindo as contribuições à galeria da Av. Leopoldino de Oliveira na área central.

Essa alternativa permite atingir os objetivos de condução das vazões de T = 25 anos pelas galerias das avenidas Guilherme Ferreira, Santos Dumont e Leopoldino de

Oliveira e canais paralelos para o cenário futuro com CN = 90. Ela otimiza o emprego das bacias de detenção previstas originalmente e elimina o emprego de estações elevatórias.

A BD2 (BD Guilherme Ferreira) poderá contemplar uma solução integrada ao parque circunvizinho. Prevê-se uma redução da profundidade da bacia de detenção, 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.

9.3.2.4. Alternativa 3: Redimensionamento de BD2 e Implantação de Túneis e/ou Galerias

A alternativa 3 (Figura 4) é semelhante à 2, diferindo na solução adotada para o córrego das Bicas (Av. Santos Dumont). Nesse caso, a BD4 é mantida como em seu projeto original e as vazões excedentes à capacidade do canal da Av. Santos Dumont são transferidos por um túnel diretamente ao trecho não canalizado do córrego das Lajes. O canal paralelo associado ao córrego do Comércio é mantido, como na alternativa 2.

Em termos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior. A análise econômico-financeira deverá determinar qual das duas é a mais viável.

9.3.2.5. Alternativa 4: Implantação de BD4 e de Túneis e/ou Galerias

A alternativa 4 (Figura 5) é semelhante à 3, diferindo na solução adotada para o córrego da Igreja (Av. Guilherme Ferreira). Nesse caso, a BD2 não é implantada, sendo substituída por um túnel que transfere diretamente os escoamentos junto à confluência Barro Preto-Igreja para um córrego afluente ao rio Grande.

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.

9.3.2.6 Alternativa 5: Implantação de Túneis e/ou Galerias

A alternativa 5 (Figura 6) não contempla a implantação de novas bacias de detenção no sistema. Nesse caso, será necessário implantar canais paralelos ao longo das

Estado de Minas Gerais

Av. Guilherme Ferreira, Santos Dumont, Santa Beatriz, Pedro Salomão e Leopoldino de Oliveira, a jusante da confluência com Guilherme Ferreira.

Essa alternativa inclui o reforço estrutural de um trecho de cerca de 300,0 m de galeria, no trecho mais a jusante do córrego Lajes. Caso seja viável, do ponto de vista estrutural, a concepção é de eliminar a parede central dessa galeria, transformando-a de bicelular a unicelular.

Estado de Minas Gerais

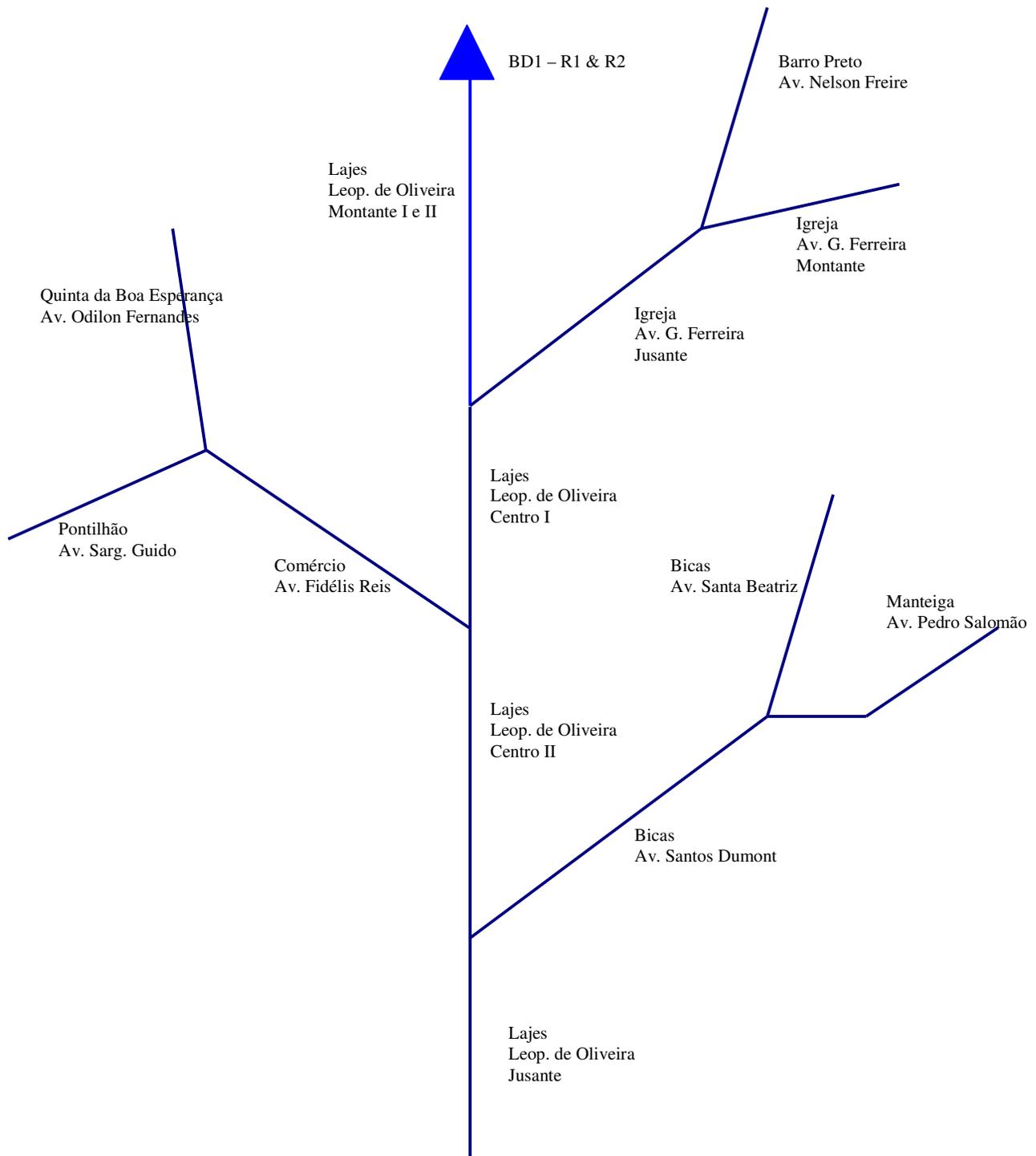


Figura 1. Alternativa zero: Sistema de Macrodrenagem Existente.

Estado de Minas Gerais

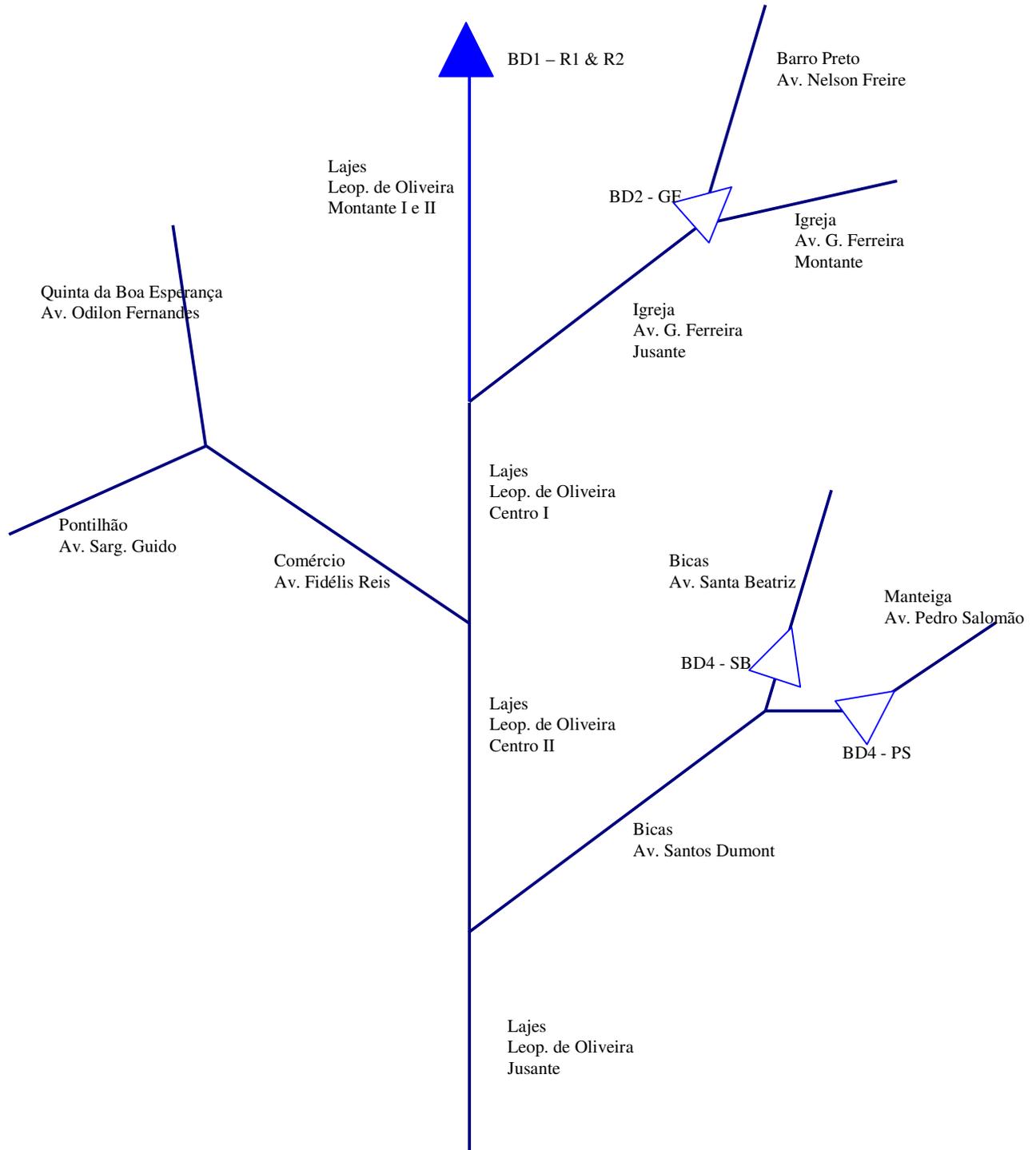


Figura 2. Alternativa 1: Implantação de Bacias de Detenção Segundo Estudos Anteriores

Estado de Minas Gerais

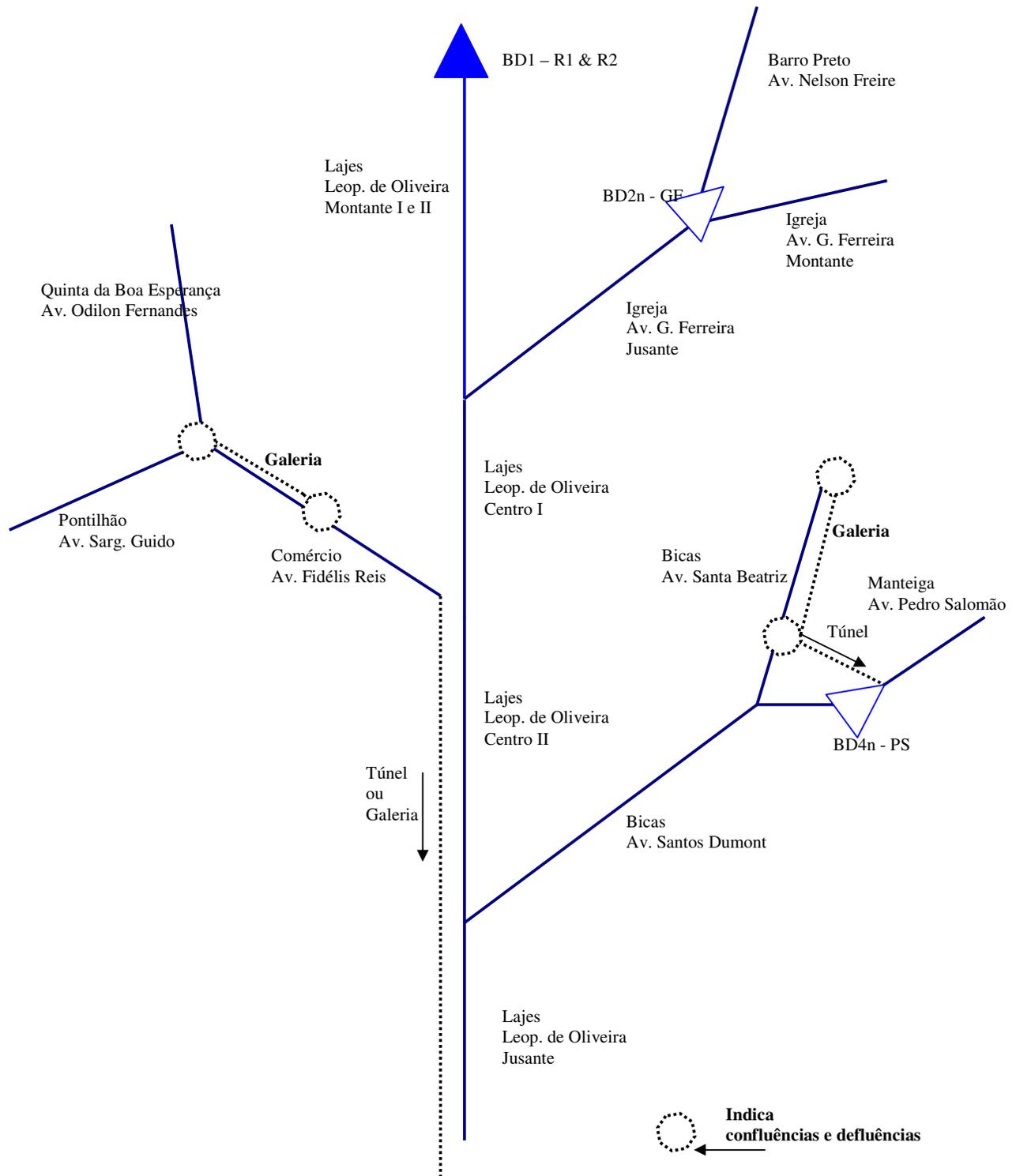


Figura 3. Alternativa 2: Redimensionamento de BD2 e BD4 e Implantação de Túneis e/ou Galerias

Estado de Minas Gerais

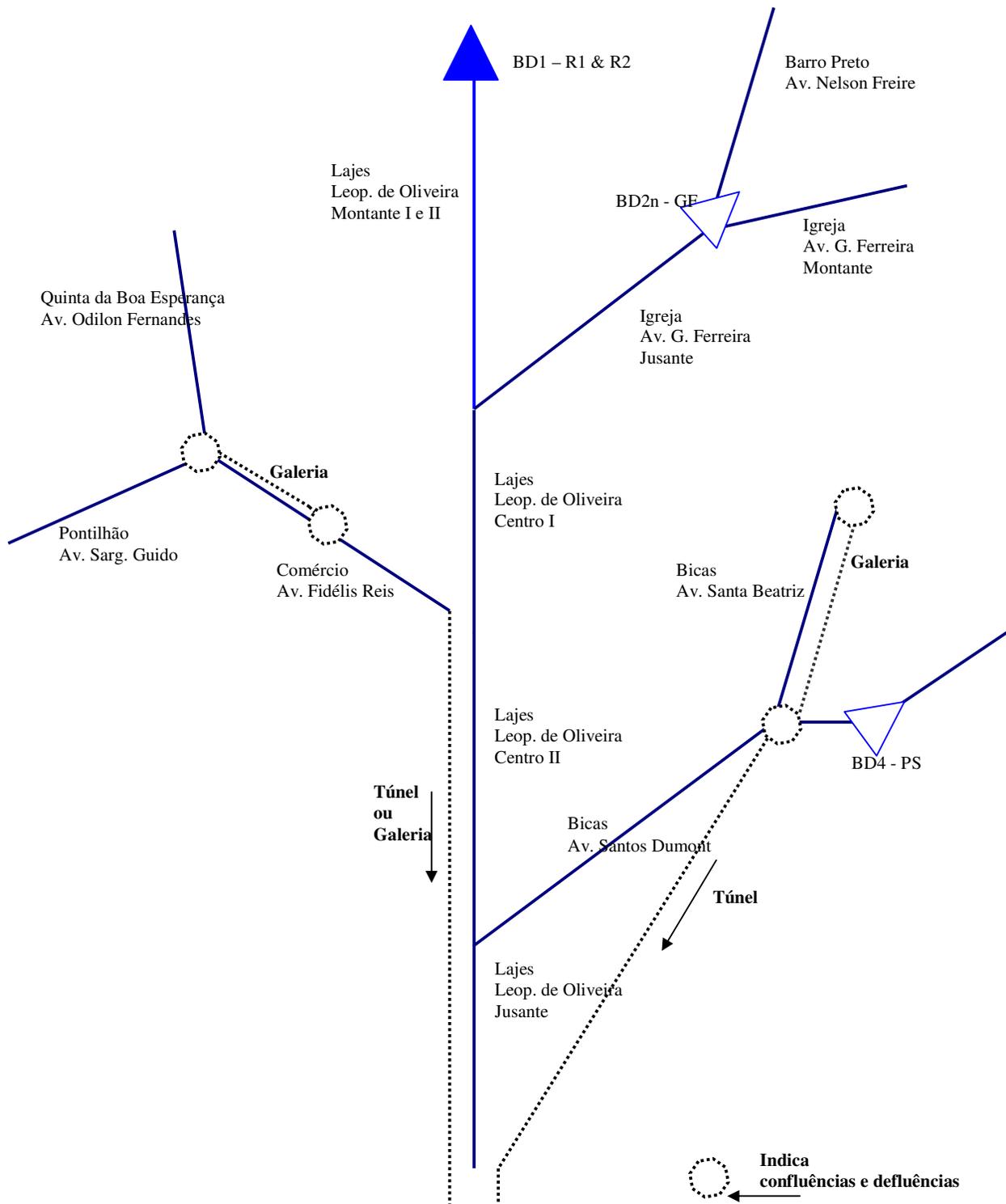


Figura 4. Alternativa 3: Redimensionamento de BD2 e Implantação de Túneis e/ou Galerias

Estado de Minas Gerais

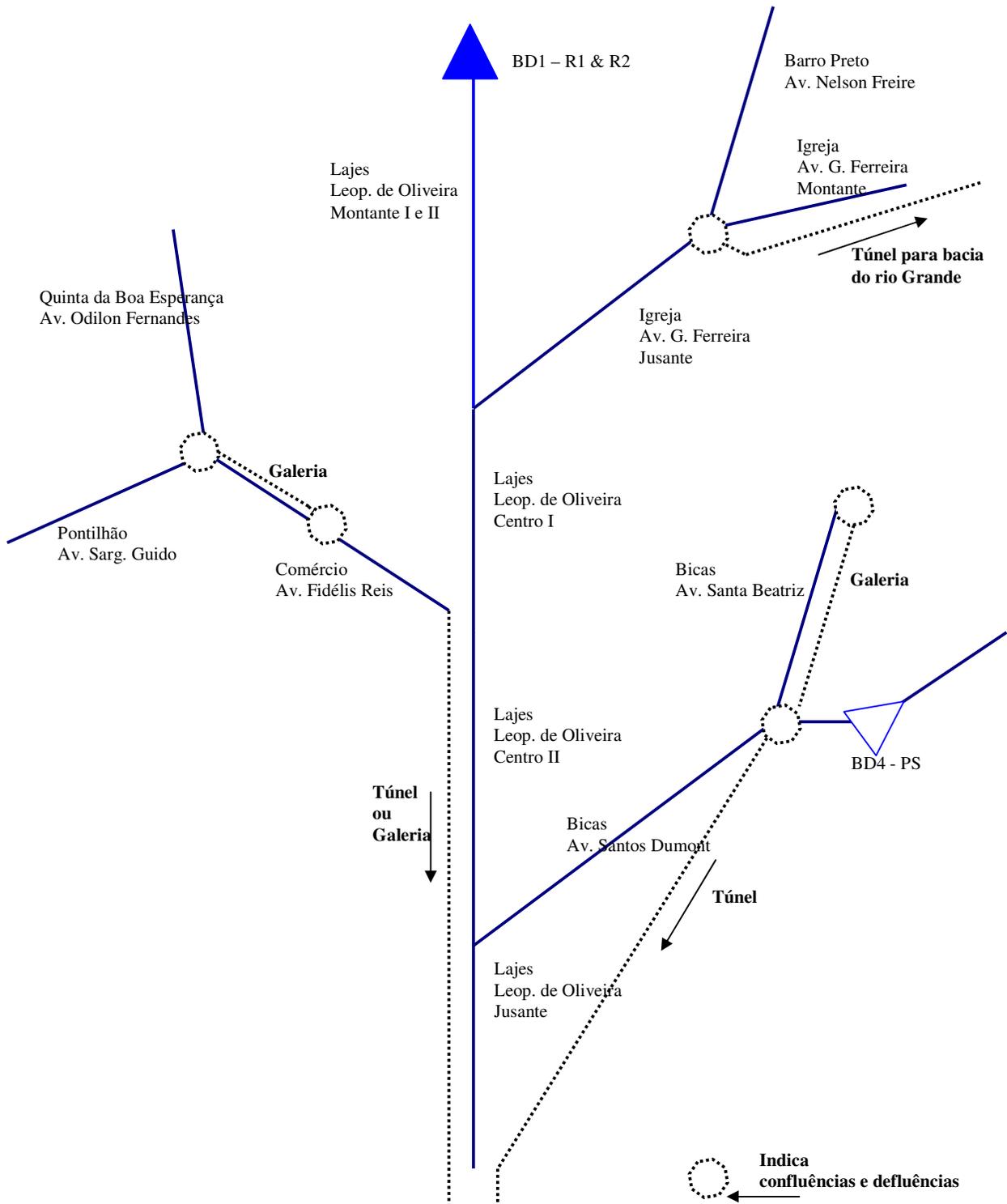


Figura 5. Alternativa 4: Implantação de BD4 e de Túneis e/ou Galerias

Estado de Minas Gerais

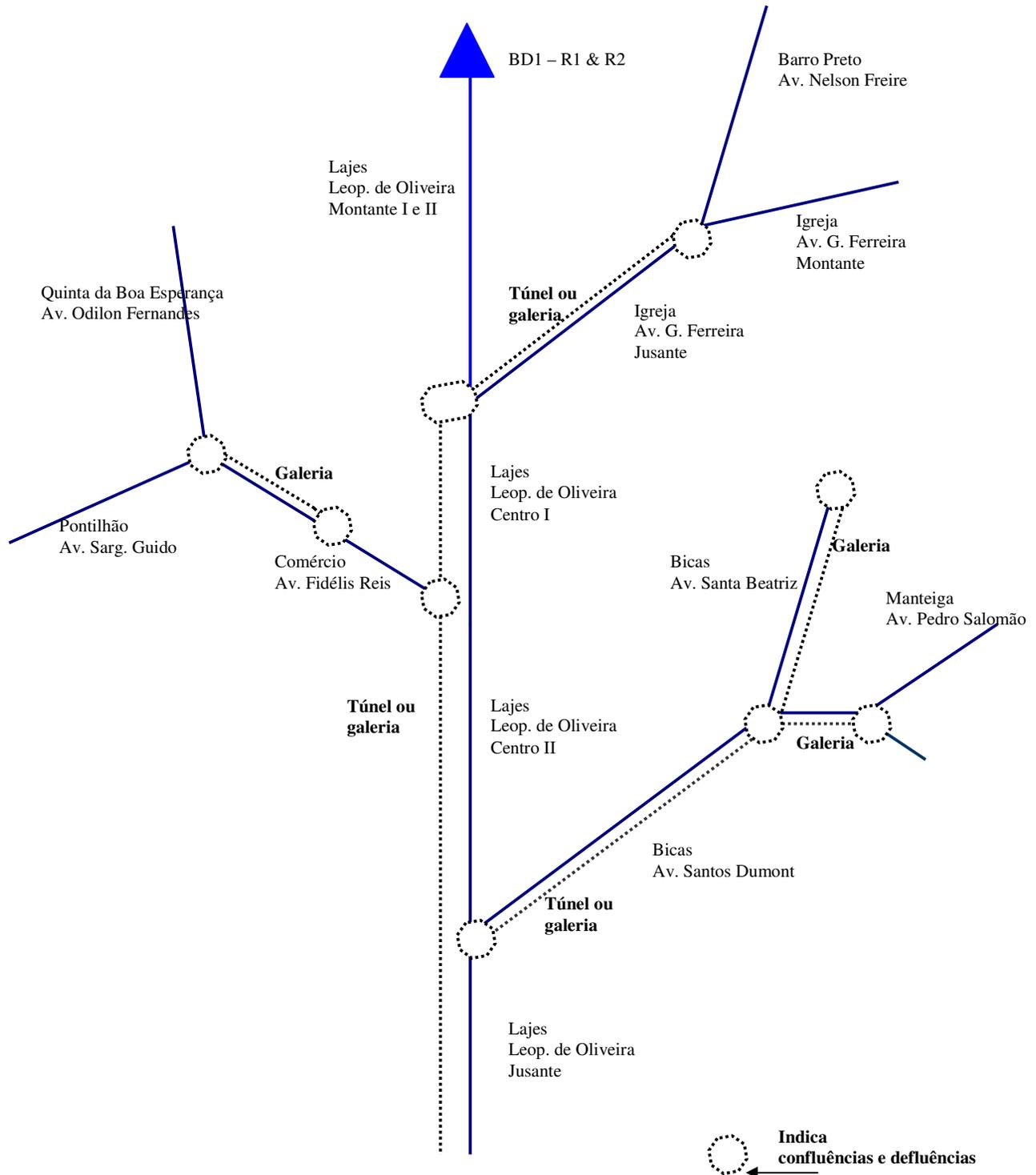


Figura 6. Alternativa 5: Implantação de Túneis e/ou Galerias

9.4 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 3 a 6. Na hipótese de implantação de galerias convencionais, considerou-se um custo suplementar de 20% do valor das obras para a cobertura de gastos com interferências e religações.

No caso de implantação de túneis, à falta de custos unitários mais precisos, adotou-se o valor de R\$ 3.000.000 por km. A alternativa 5 foi orçada apenas para a alternativa de galerias convencionais, podendo-se, em futuro próximo, dimensionarem-se e orçarem-se túneis, uma vez dispondo-se de custo unitário mais preciso.

Os túneis orçados possuem, todos, diâmetro de 4,0 m, tendo-se adotado coeficiente de rugosidade de Manning de 0,017. Para o caso das galerias, trabalhou-se com $n = 0,015$.

Os orçamentos não incluem os custos:

- de mudanças no sistema viário decorrente da instalação de bacias de detenção;
- indiretos decorrentes pela construção de galerias convencionais;
- estrutura de dissipação de energia no trecho não canalizado do Lajes;
- de manutenção, no caso de túneis;
- de recuperação e manutenção dos canais existentes;
- de implantação de um sistema de microdrenagem.

Deve-se ressaltar ser o custo financeiro de investimento um dos critérios de avaliação de alternativas, lembrando-se que este estudo se concretizou no ano de 2005.

Tabela 1. Custos de Implantação para o ano de 2005

Alternativa 2		
Elemento	Descrição	Custo [R\$]
BD2-n	Bacia de detenção BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57
BD4-n	Bacia de detenção BD4 (Pedro Salomao) - ampliada	7279248.90
G-SB	Galeria Santa Beatriz	1224119,08
	Túnel entre Santa Beatriz e Pedro	
T-SBPS	Salomão	2850000.00
G-FR	Galeria Fidélis Reis	509920,85
T-FR-Jus	Túnel Fidélis Reis Jusante	3450000.00
Confluências		219457.08
	Total Alternativa 2 com túnel Fidélis Reis Jusante	19965611.40
G-FR-Jus	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	2558540.70
	Total Alternativa 2 com galeria conv. Fidelis Reis	19074152.10
Alternativa 3		
Elemento	Descrição	Custo [R\$]
BD2-n	Bacia de detenção BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57
BD4	Bacia de detenção BD4 (Pedro Salomão) - original	4388770.78
G-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09
T-J(SBPS)	Túnel junção Santa Beatriz-Pedro Salomão a Lajes	4560000.00
G-FR	Galeria Fidelis Reis	509920.85
T-FR-Jus	Túnel Fidelis Reis Jusante	3450000.00
Confluências		370064.88
	Total Alternativa 3 com túnel Fidelis Reis	19784801.29
G-FR-Jus	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	2558540.70
	Total Alternativa 3 com galeria conv. Fidelis Reis	18893341.99
Alternativa 4		
Elemento	Descrição	Custo [R\$]
T-GFGR	Tunel Guilherme Ferreira - rio Grande	7500000.00
BD4	Bacia de detenção BD4 (Pedro Salomão) - original	4388770.78
G-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09
T-J(SBPS)	Túnel junção Santa Beatriz-Pedro Salomão a Lajes	4560000.00
G-FR	Galeria Fidelis Reis	509920.85
T-FR-Jus	Túnel Fidelis Reis	3450000.00
Confluências		499157.28
	Total Alternativa 4 com túnel Fidelis Reis	22632478.72
G-FR-Jus	Galeria Fidelis Reis em trecho // Leop. de Oliveira	2558540.70

Estado de Minas Gerais

Total Alternativa 4 com galeria conv. Fidelis Reis 21741019.42

Alternativa 5		Custo
Elemento	Descrição	[R\$]
G-GF	Galeria de reforço Guilherme Ferreira	3668620.77
G-FR	Galeria de reforço Fidélis Reis	509920.85
G-OS	Galeria de reforço Pedro Salomão	895071.15
G-SB	Galeria de reforço Santa Beatriz	2223787.09
G-SD	Galeria de reforço Santos Dumont	4690056.22
G-LO	Galeria de reforço Leopoldino de Oliveira	5743400.24
Confluências		1469501.82
Reforço estrutural do Lajes jusante		524083.35
Total Alternativa 5		19724441.49

Tabela 2. Custos anuais de operação e manutenção

Alternativa	Curto anual
	[R\$/ano]
2	557281.59
3	449880.72
4	248557.53
5	247828.00

10. RESUMO DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE CHEIAS E ORÇAMENTO PRELIMINAR

10.1 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.

10.2 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 macrodrenagem 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 infraestrutura 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.

10.3 CENÁRIOS DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

10.3.1 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.

10.3.2 Cenário de alternativas

10.3.2.1. 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.

10.3.2.2. Alternativa 1: implantação de bacias de retenção segundo projetos originais

Os principais resultados das simulações dessa alternativa (Figura 2) indicam a insuficiência das bacias de retenção previstas para o controle de inundações tendo por meta o tempo de retorno de 25 anos.

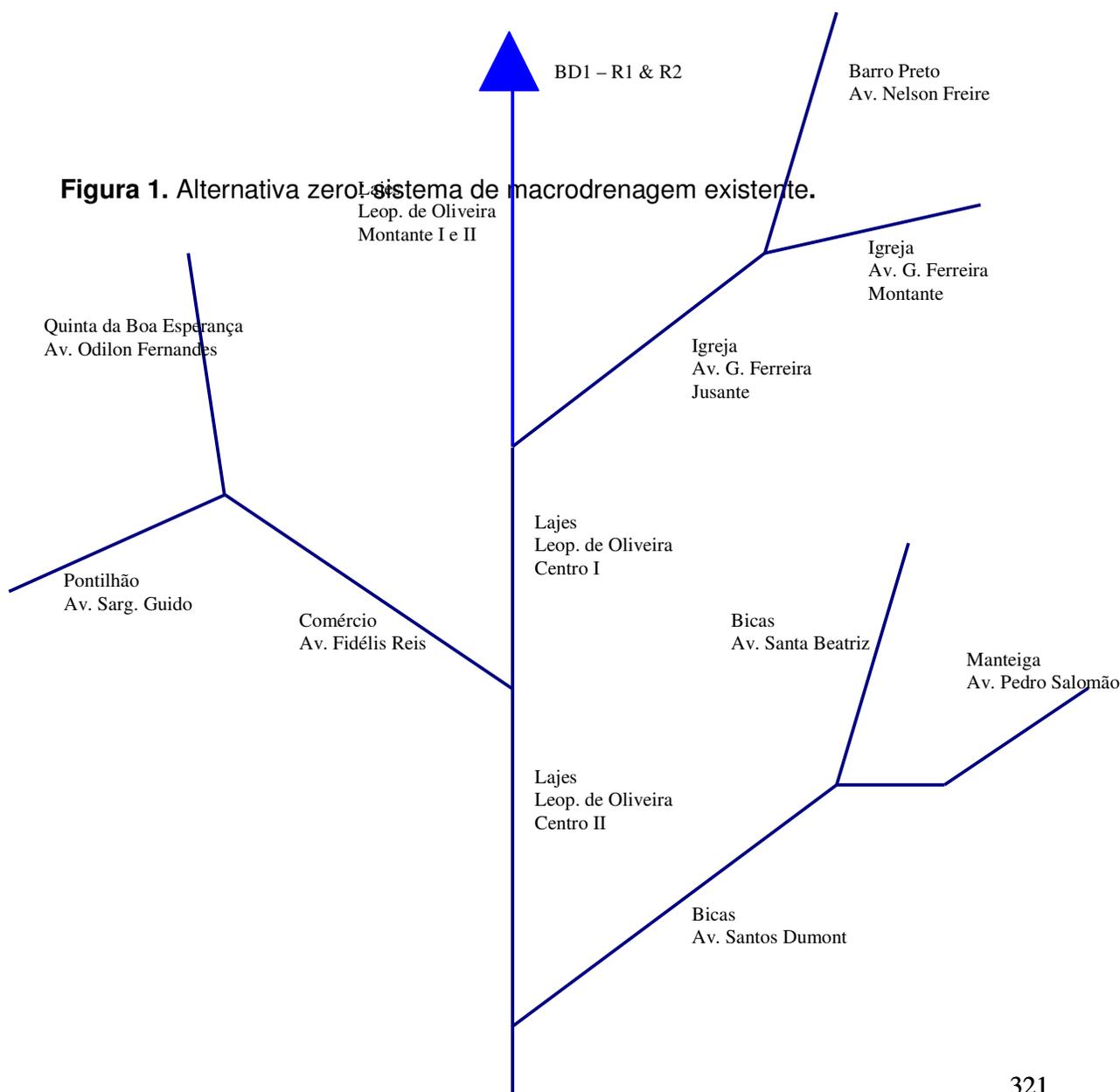
No caso do córrego da Igreja, Av. Guilherme Ferreira, embora a BD2 (Bacia de retenção da Guilherme Ferreira) produza um amortecimento significativo na vazão de pico, as áreas de contribuição direta não controladas (jusante de BD2) e a pequena capacidade de drenagem da galeria do córrego da Igreja não 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 retenção 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.



Estado de Minas Gerais

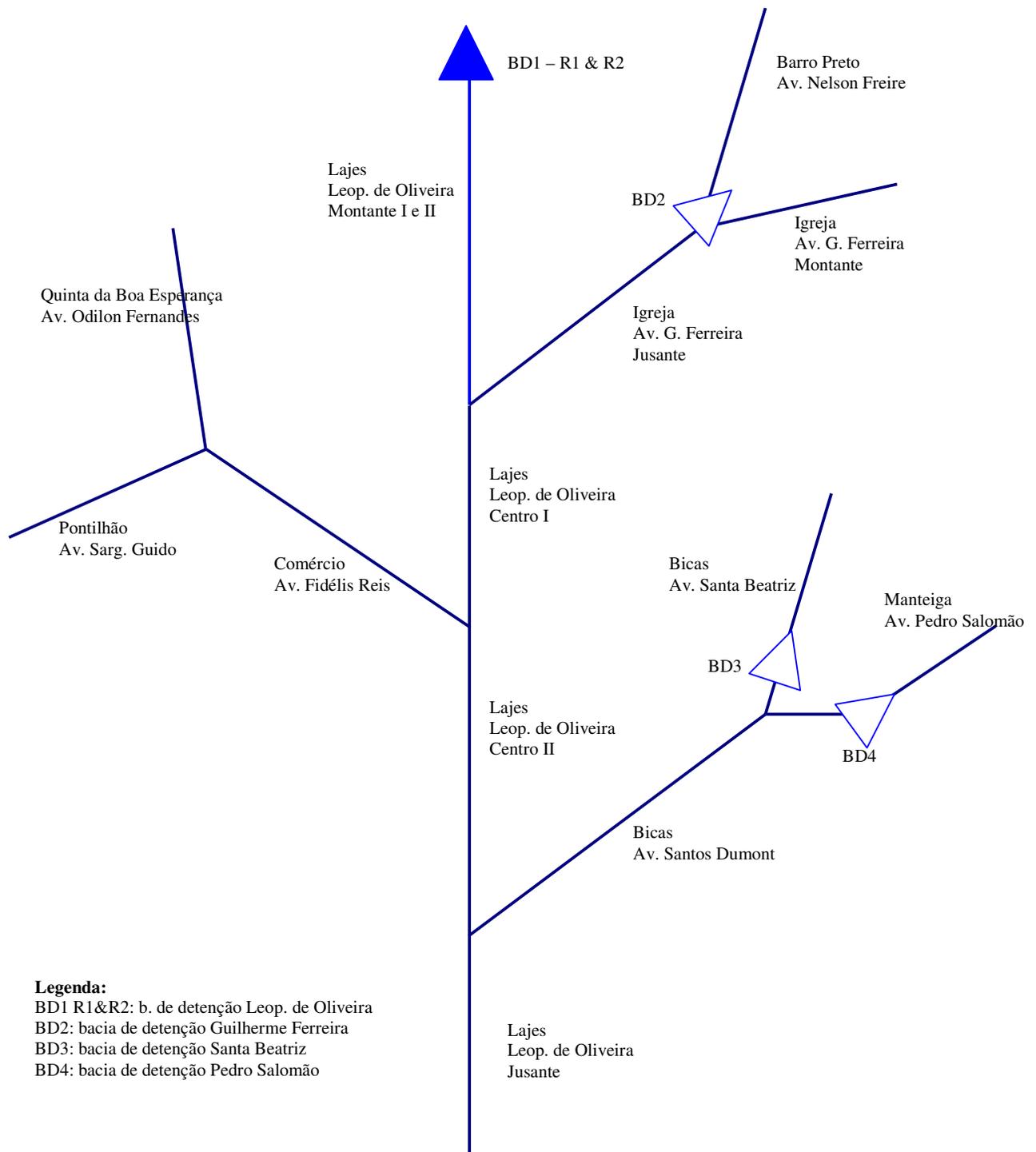


Figura 2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo estudos anteriores

10.3.2.3. Alternativa 2: redimensionamento de bacias de retenção e implantação de túneis e/ou galerias

Alternativas de controle de inundações por meio apenas de bacias de retenção a céu aberto não são suficientes para atingirem-se os objetivos requeridos para o sistema. A implantação de bacias de retenção 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 retenção com canais de reforço. O propósito de uso das bacias de retenção 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.

Estado de Minas Gerais

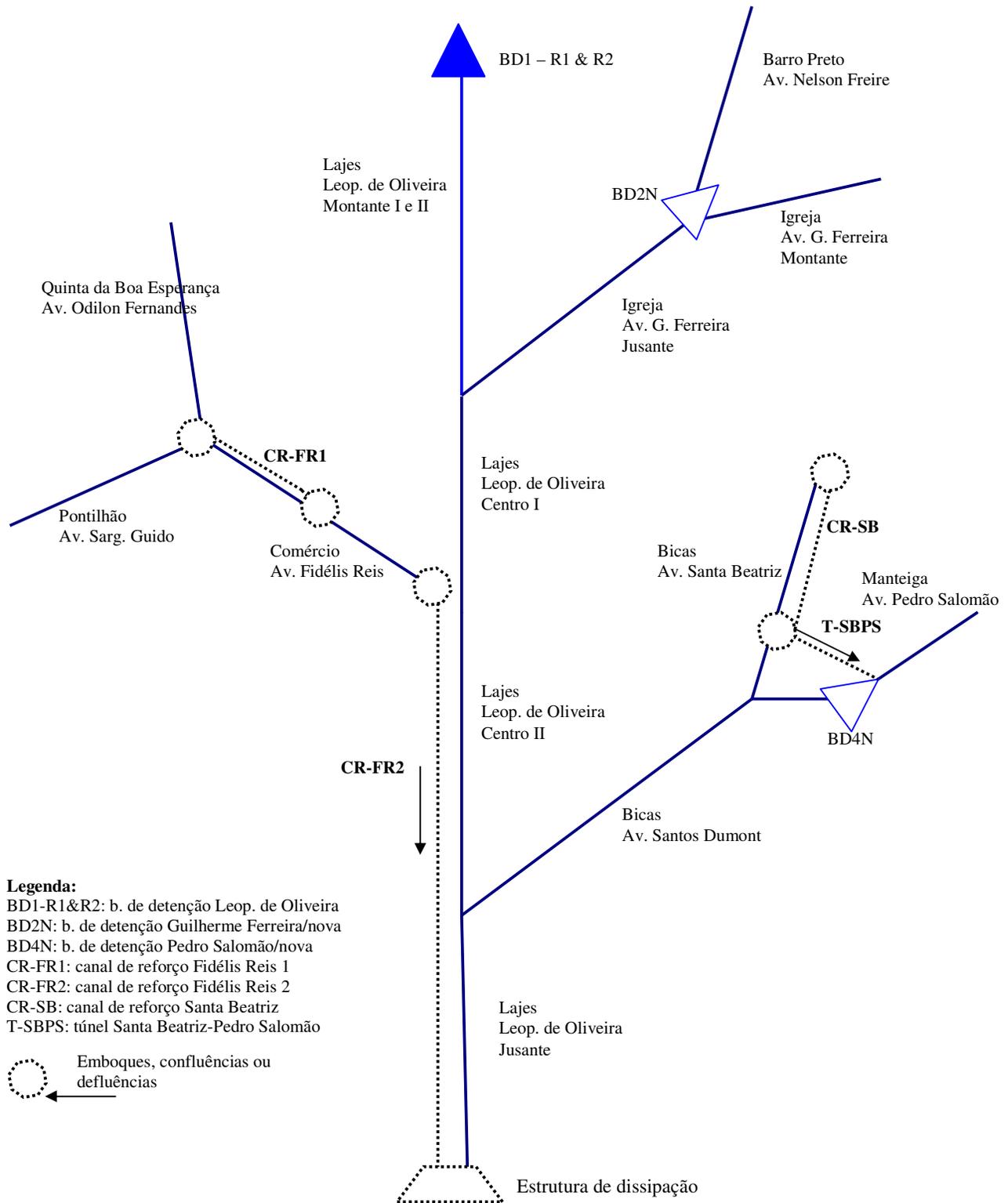


Figura 3. Alternativa 2: redimensionamento de BD2 e BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

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.

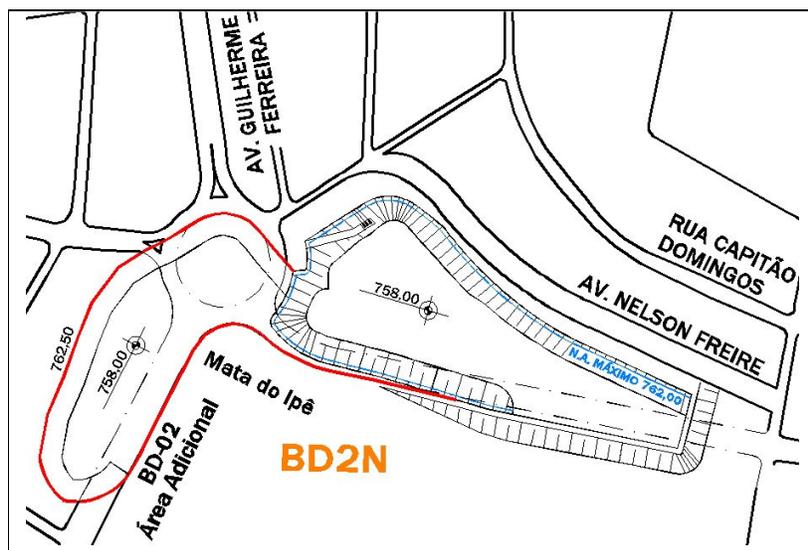


Figura 4. Nova implantação da bacia de retenção Guilherme Ferreira (BD2N)

O aumento da área de implantação da bacia de retenção 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 m³ para 117.275 m³, com ganho de cerca de 23.000 m³. 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 [m ³]	Vazão [m ³ /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

Estado de Minas Gerais

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.

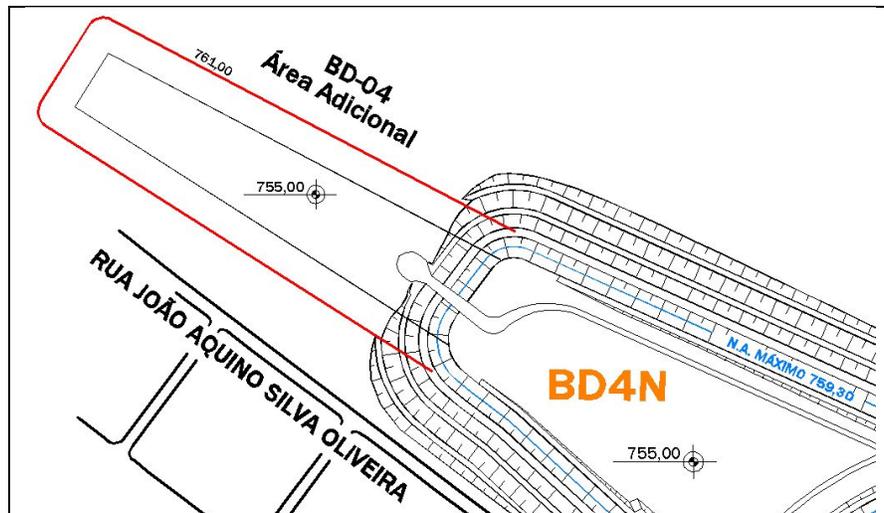


Figura 5. Nova implantação da bacia de retenção Pedro Salomão (BD4N)

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	

Estado de Minas Gerais

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 retenção, 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.

10.3.2.4. 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 $66,0 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Comprimento da ordem de 1520 m ;

Estado de Minas Gerais

- Diâmetro de 4 m;
- Declividade de 0,01096 m/m.

Em termos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior.

Estado de Minas Gerais

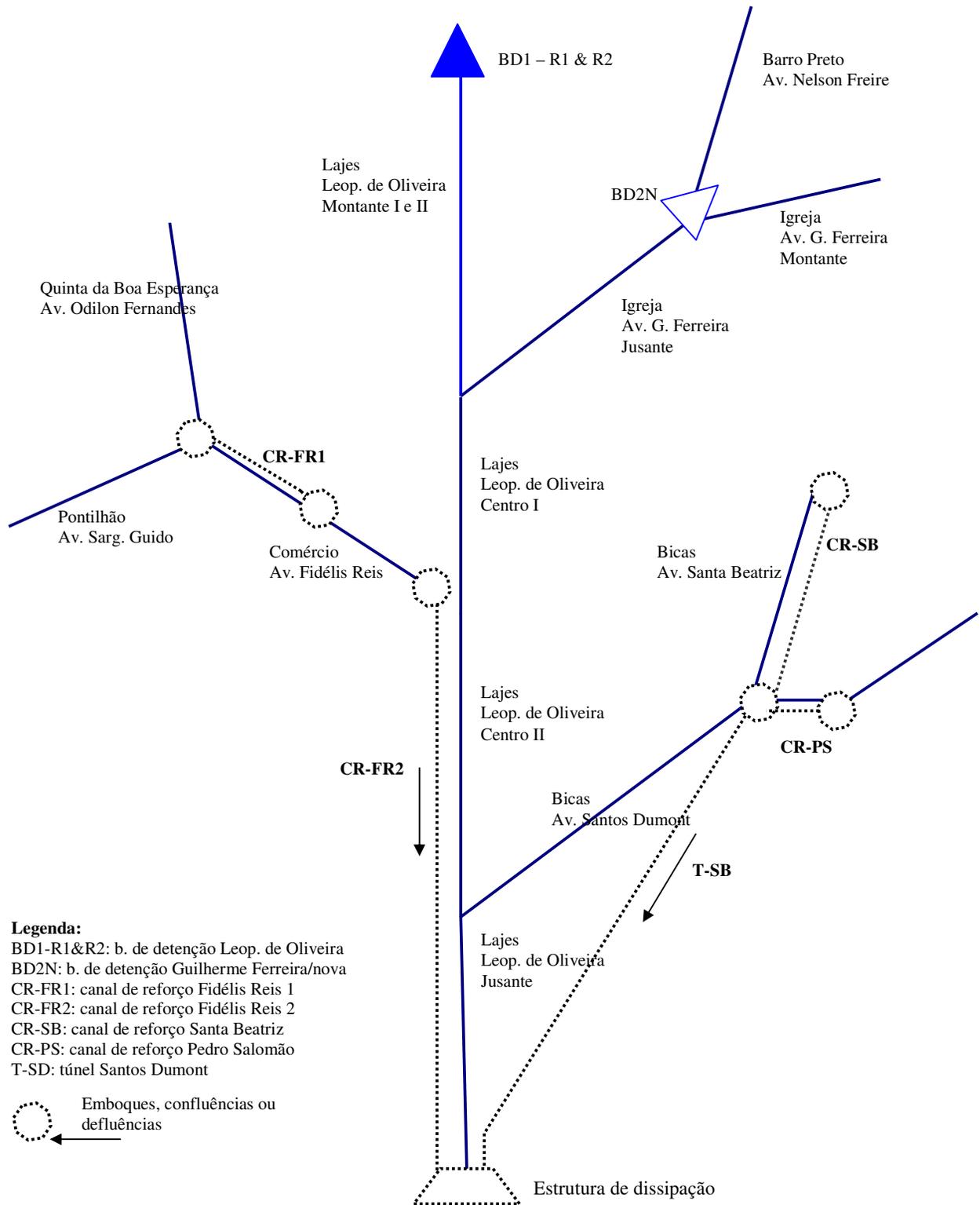


Figura 6. Alternativa 3: redimensionamento de BD2 e implantação de túneis e/ou galerias.

10.3.2.5. 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.

Estado de Minas Gerais

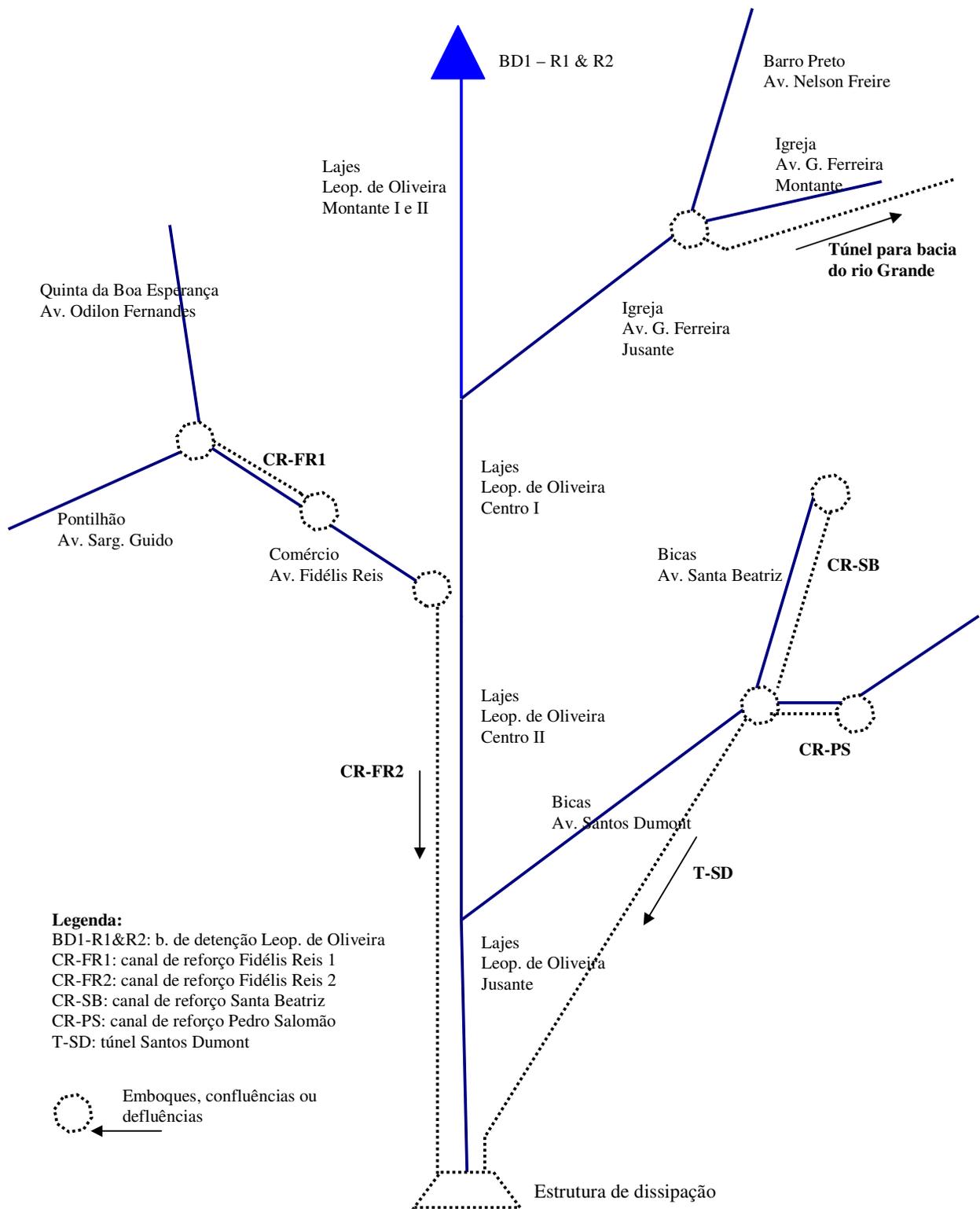


Figura 7. Alternativa 4: implantação de BD4 e de túneis e/ou galerias

10.3.2.6. 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 m³/s a mais para essa galeria, reduzindo-se a vazão por T-SD para 90 m³/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;

Estado de Minas Gerais

- Diâmetro de 4 m;
- Declividade de 0,00739 m/

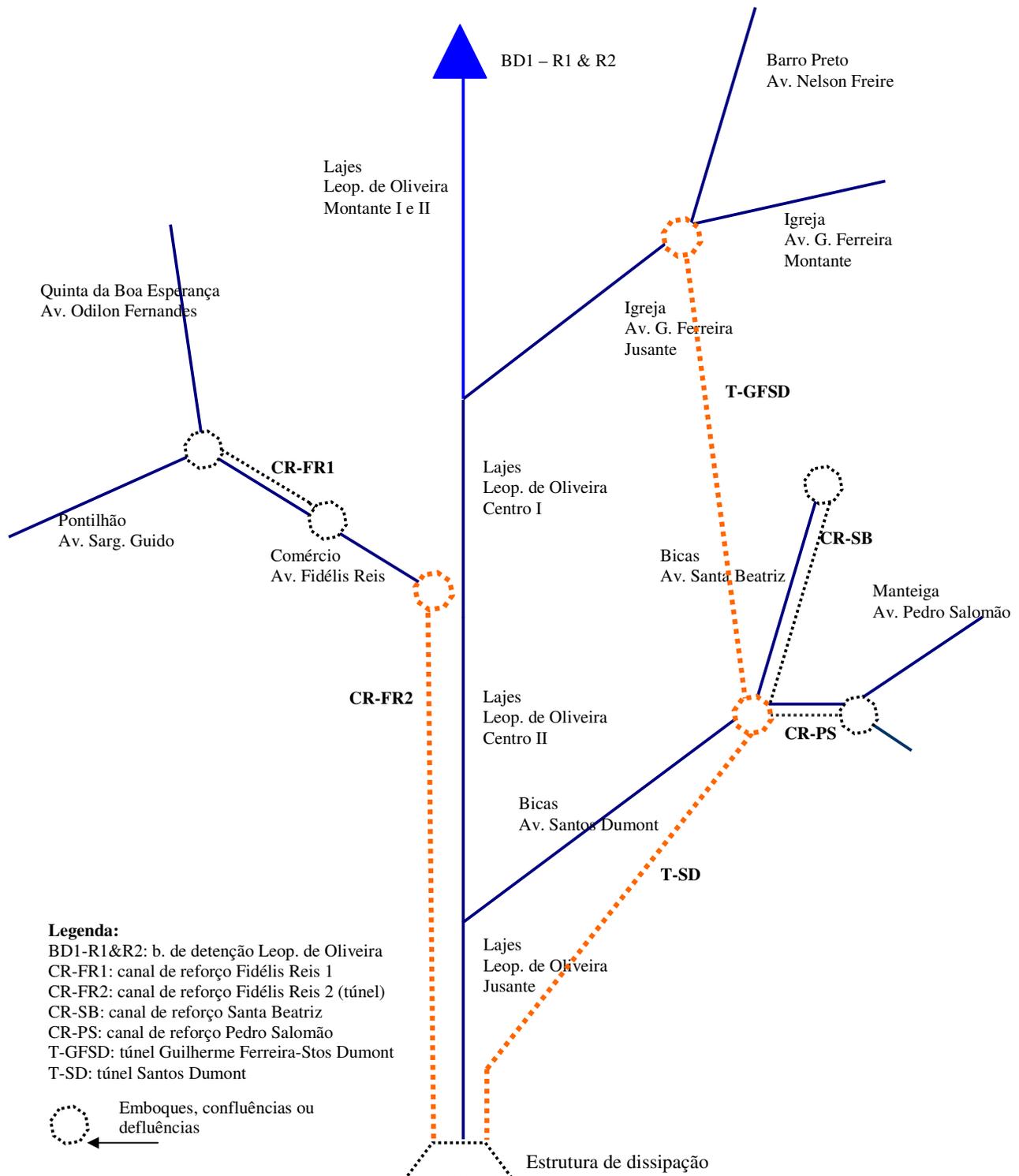


Figura 8. Alternativa 5: túneis, com transferência de Igreja a Bicas

10.3.2.7. 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;

Estado de Minas Gerais

- Diâmetro de 4 m;
- Declividade de 0,01096 m/m.

Estado de Minas Gerais

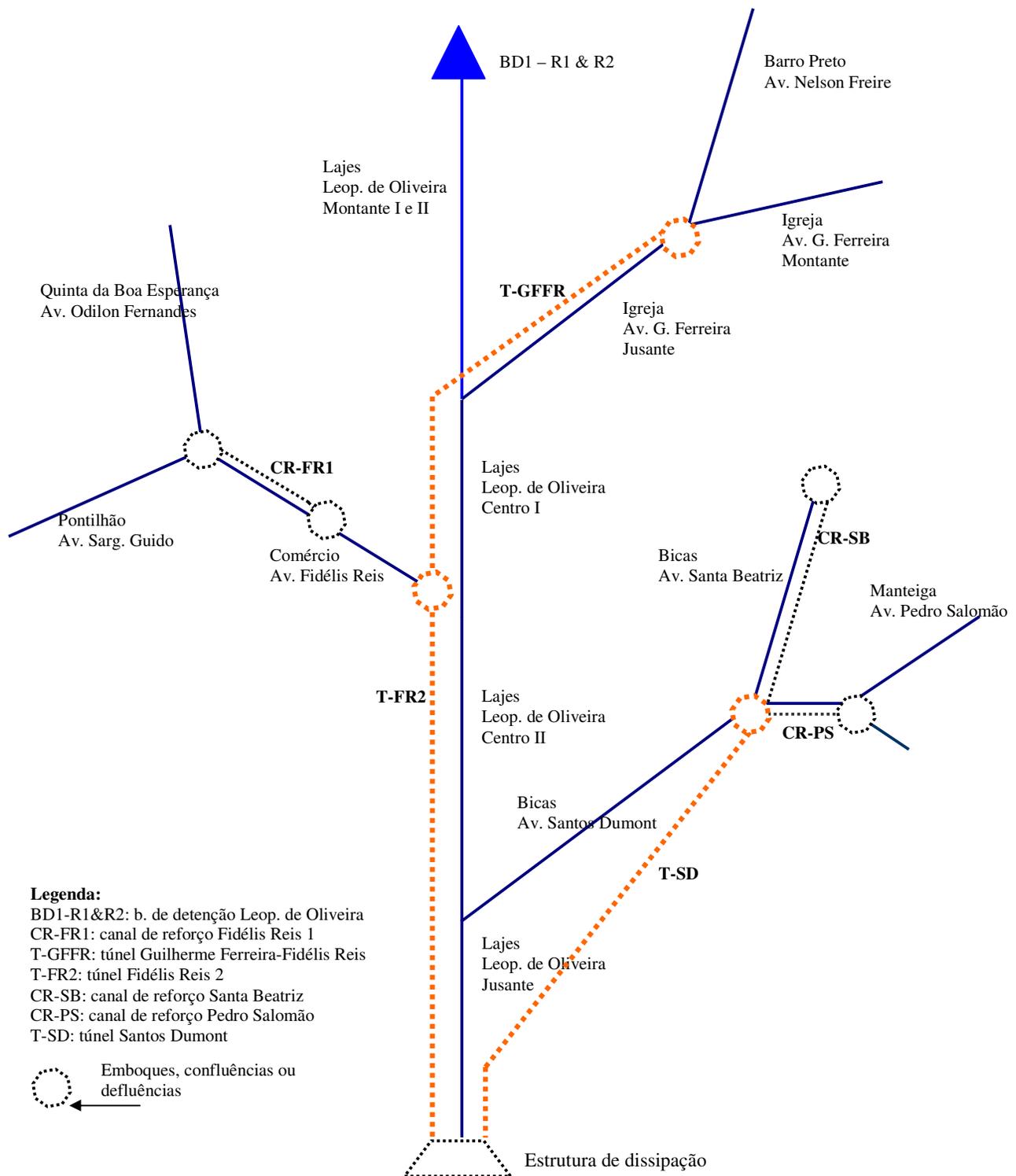


Figura 9. Alternativa 6: túneis com conexão entre Igreja e Comércio

10.3.2.8. Alternativa 7: implantação de galerias convencionais

A alternativa 7 (Figura 10) não contempla a implantação de novas bacias de retenção 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 livres 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.

Estado de Minas Gerais

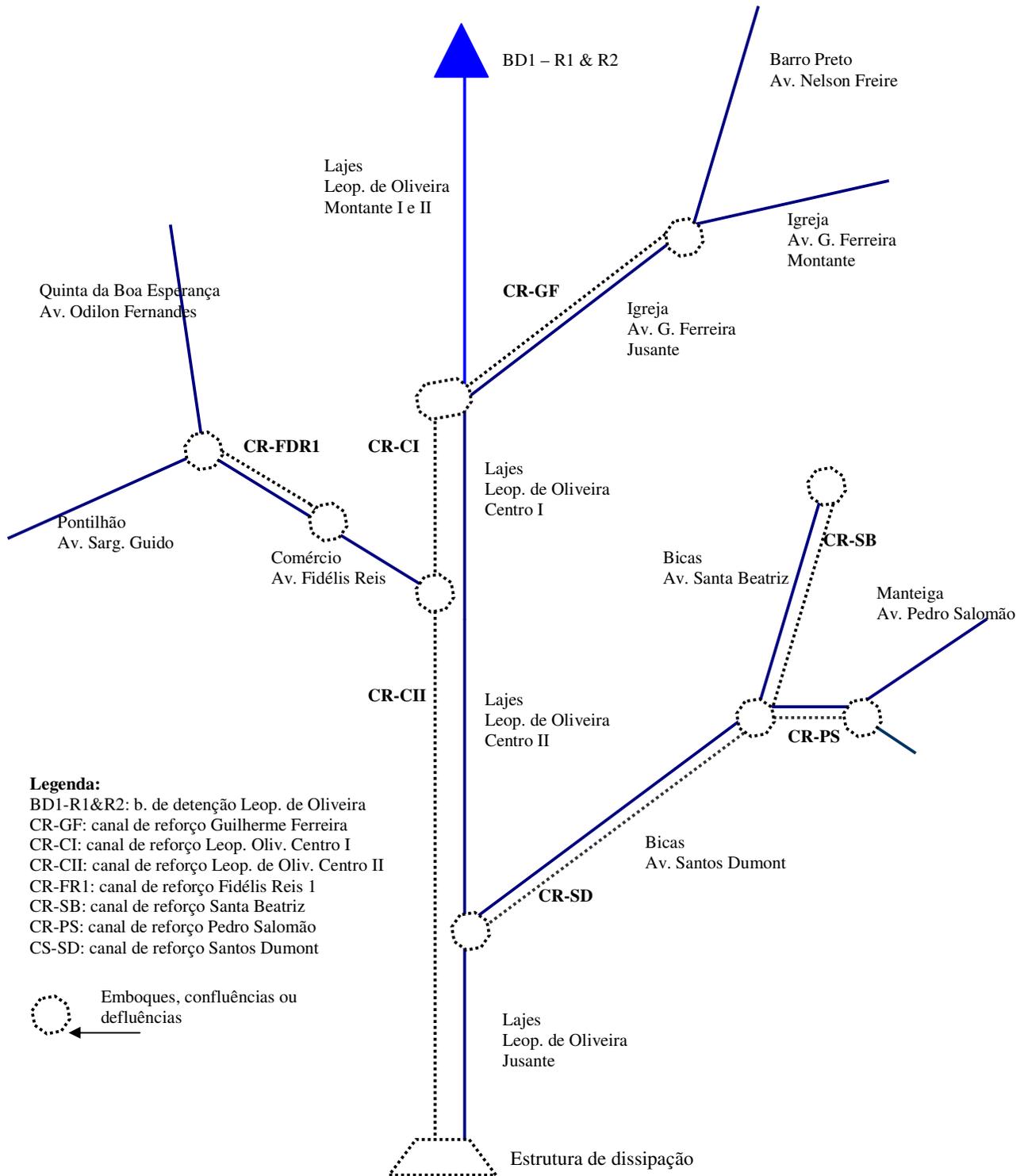


Figura 10. Alternativa 7: implantação de canais de reforço como galerias convencionais

10. 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, ano referência de 2005

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	Custo 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.

10.5 OBSERVAÇÕES SOBRE OS ORÇAMENTOS

As alternativas em foco encontram-se organizadas em torno de três conceitos distintos:

- bacias de retenção 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 retenção são mais custosas em operação e manutenção.

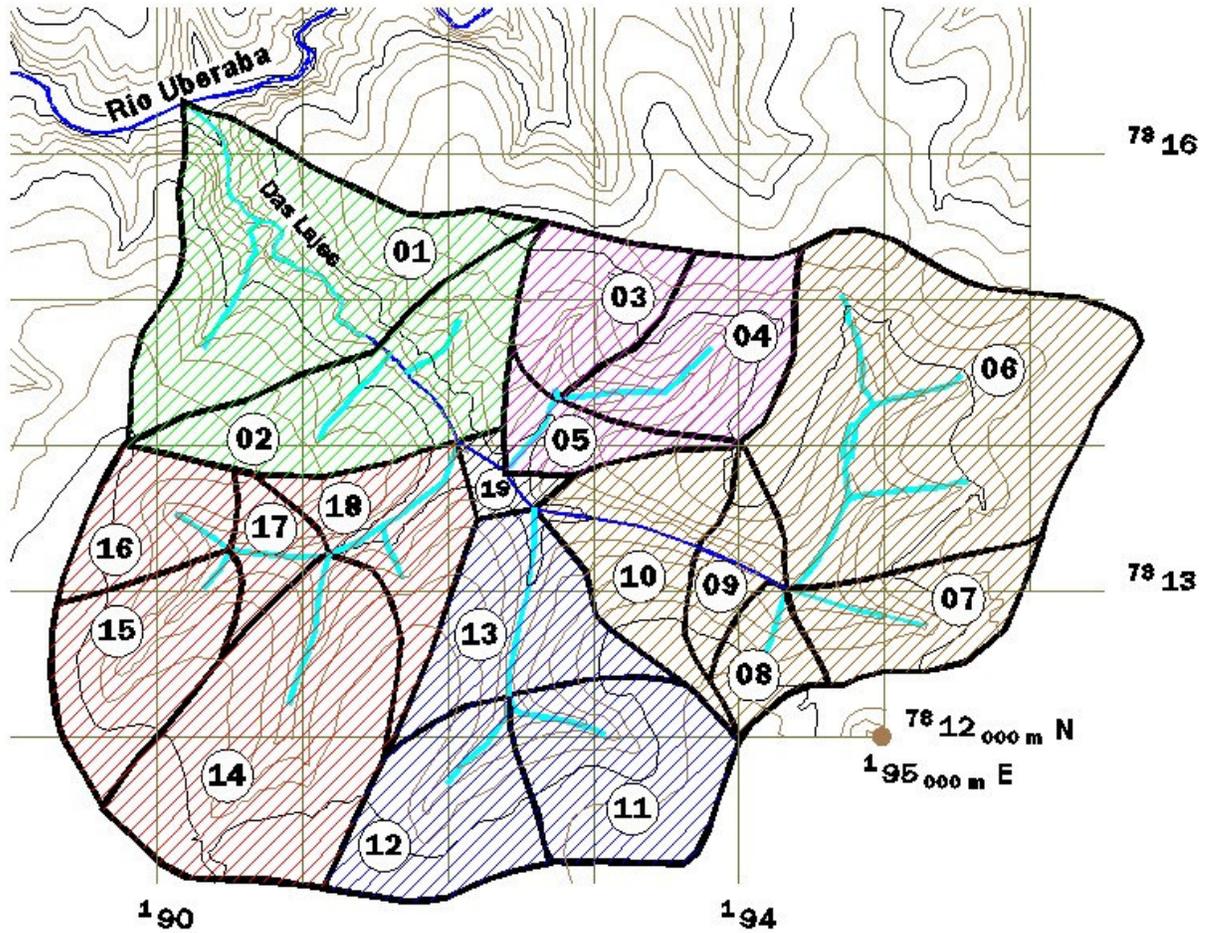
Para orçar-se a implantação de galerias convencionais (alternativa 7) adotaram-se custos unitários de escavação em solo. Esses custos podem alterar-se significativamente, caso ocorra escavação em rocha. A título de exemplo, uma simulação, admitindo-se 25% de volume de escavação em rocha, eleva o custo 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]
Córrego 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. Leop. 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
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	16,5	5 < T < 10
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5

Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2
	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2

Estado de Minas Gerais
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]
Córrego 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
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T < 10
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5

Córrego 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]
Córrego das Lajes	Av. Leop. de Oliveira Montante I (canal de ligação entre R1R2 e Av. L. 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
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5

Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
Córrego 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. L. de Oliv.)	25,0	25,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leop. de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	25,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	60,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	55,0
	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
	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
	Av. Santos Dumont	28,0	30,0

ANEXO 3

ORÇAMENTOS (ANO DE REFERÊNCIA 2005)

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-OS	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 e confluencias		596557.50	671127.18
Estrutura de dissipacao		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-OS	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

Estado de Minas Gerais

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-OS	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\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
T-GFFR	Tunel de Guilherme Ferreira a Fidelis Reis	5610000.00	5610000.00
T-SD	Tunel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-OS	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 6	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-OS	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

11. SISTEMA DE ALERTA DE FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO

11.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho, trata-se do Relatório 9 - Sistema de alerta de funcionamento. O presente relatório contém o projeto de um sistema de alerta de subida das águas para as duas bacias de retenção implantadas na bacia do córrego das Lajes, conhecidas por bacias de retenção 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 retenção, 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.

11.2. BACIAS DE DETENÇÃO LEOPOLDINO DE OLIVEIRA

11.2.1. Descrição das bacias de retenção

Conforme relatado no Relatório 2, a Prefeitura de Uberaba implantou parte do conjunto de bacias de retenção 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 retenção, 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.

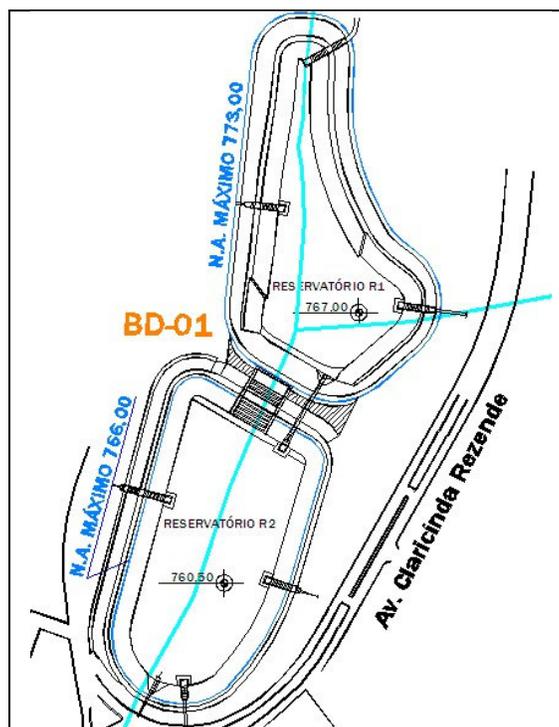


Figura 1. Croqui da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira (BD1)

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.

Estado de Minas Gerais

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.

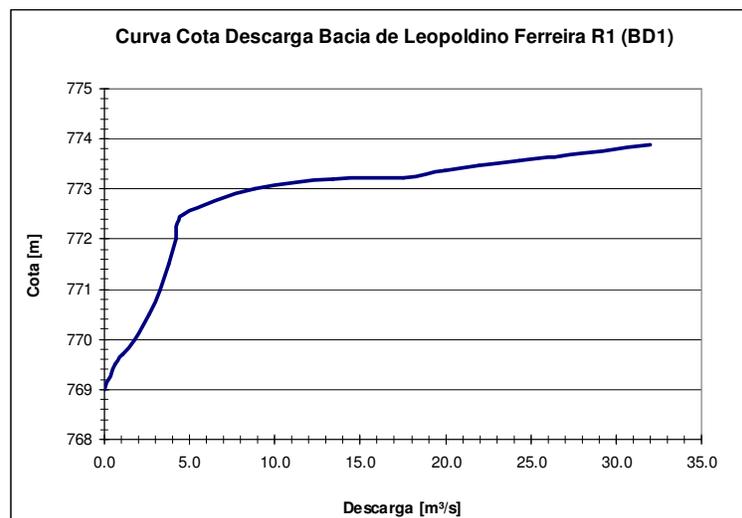


Figura 2. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1

Estado de Minas Gerais

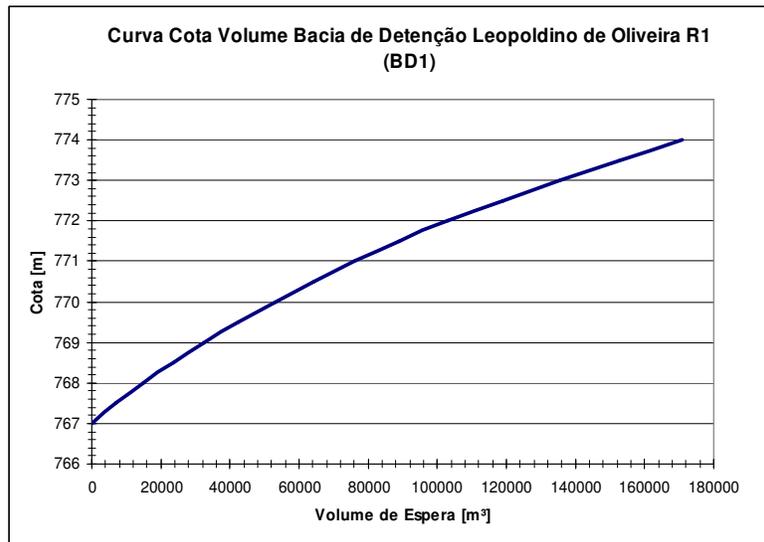


Figura 3. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R1.

Quadro 1. Curvas cota-volume e cota-descarga da BD-Leopoldino de Oliveira – R1

Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [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

NA Mínimo

NA Máximo

Volume útil: 103.735 m³

Estado de Minas Gerais

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.

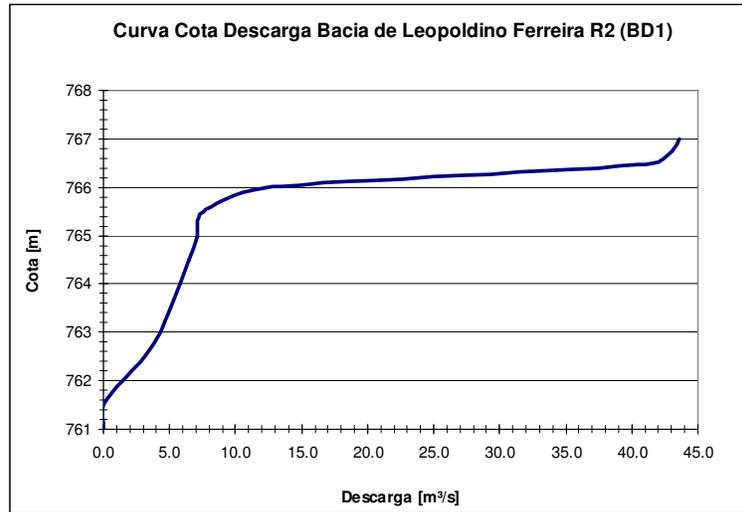


Figura 4. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

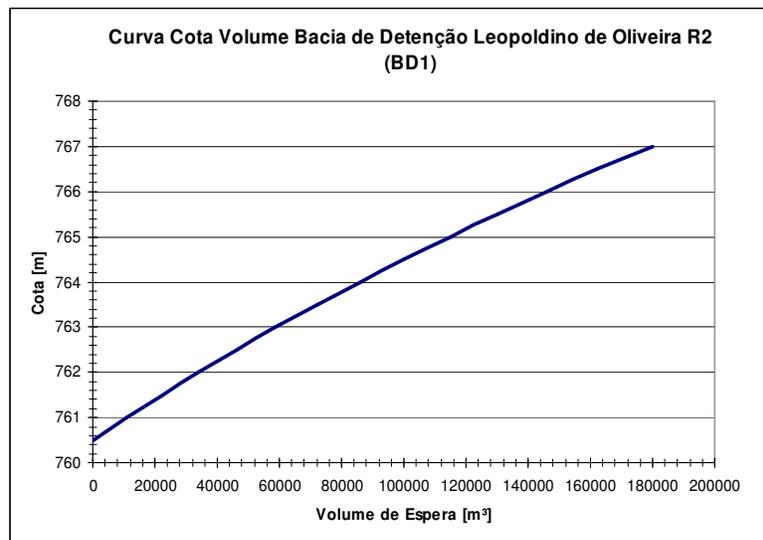


Figura 5. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

Quadro 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R2

Cota [m]	Volume [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	

11.2.2 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 m³. 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.

Estado de Minas Gerais

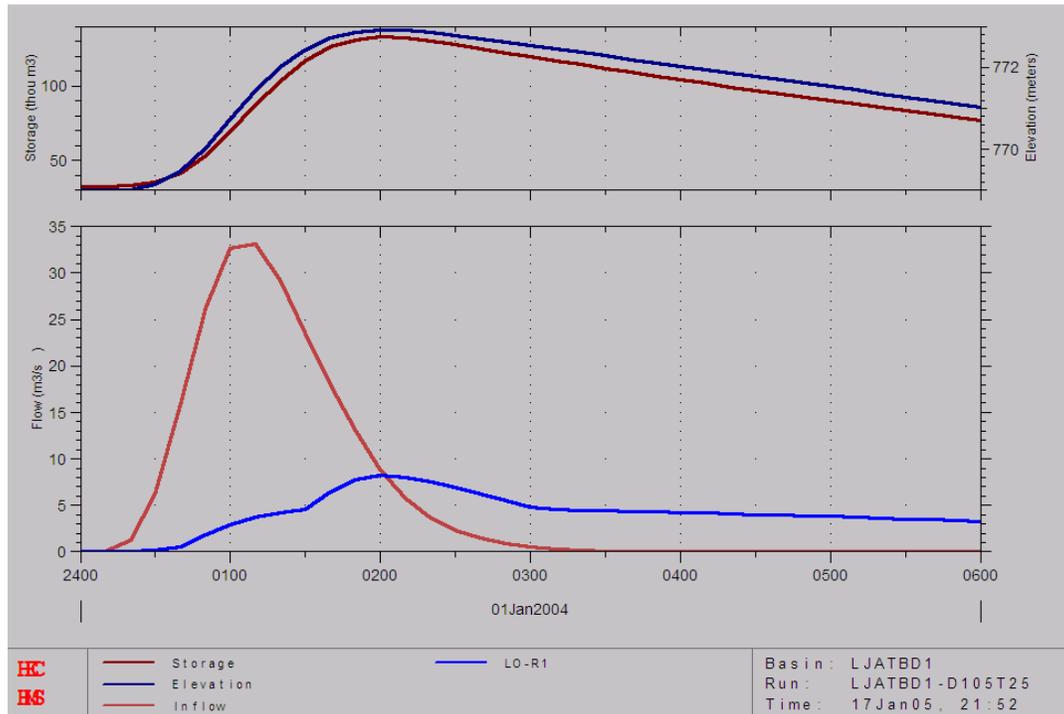


Figura 18. BD Leopoldino de Oliveira R1, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 25 anos e d = 1,5 h.

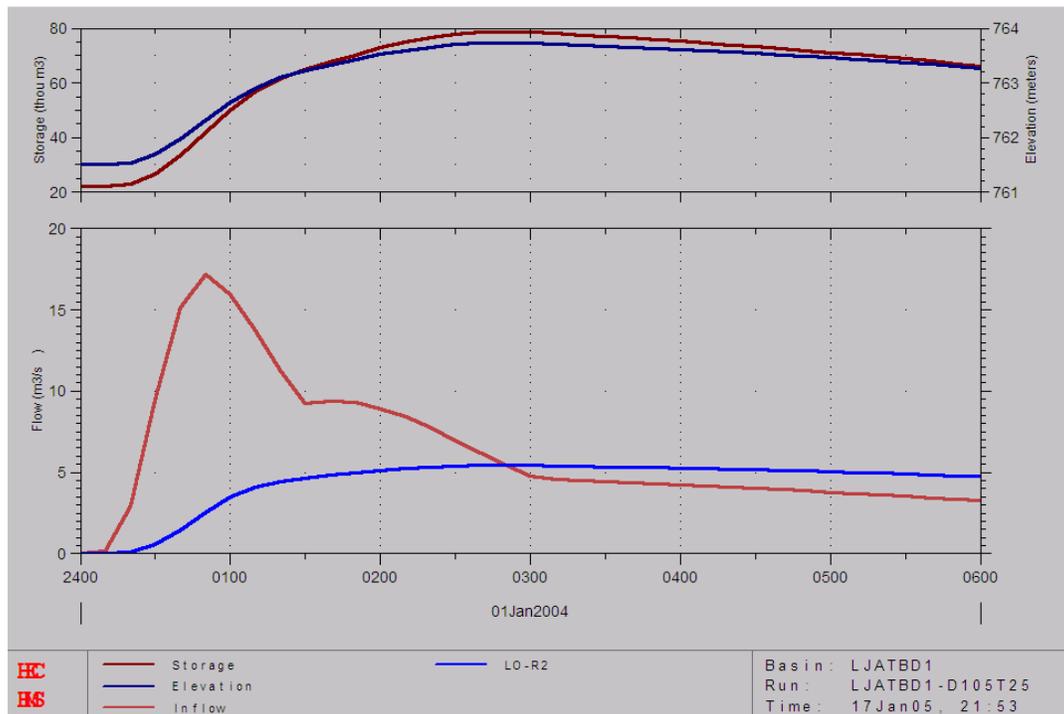


Figura 19. BD Leopoldino de Oliveira R2, cenário 2: hidrogramas afluente e defluente, volume armazenado e cotas de NA, evento de $T = 25$ anos e $d = 1,5$ h.

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_{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 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 rios de inundação ao longo da av. Leopoldino de Oliveira.

Tabela 1. Funcionamento da bacia de detenção BD 1: alguns parâmetros e variáveis característicos

Estado de Minas Gerais

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

11.3 SISTEMA DE ALERTA: PROJETO ELÉTRICO

O sistema 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 equipamentos.

11.4 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.

MEMORIAL PROJETO ELÉTRICO / SISTEMA 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 isolamento 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:

- ✓ 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.
- ✓ Contator auxiliar (XA), quando energizado, acionará o horômetro (HR) e o temporizador eletrônico (RT), que fará disparar a sirene industrial (SR) em períodos de tempo pré-ajustados.
- ✓ 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.
- ✓ Quadro de Comando será energizado através de chave comutadora tipo yale (CS) e sinalizado através de sinaleiro verde (LP1) localizado na sua porta.

DIMENSÕES ENGENHARIA LTDA – Eng. Eletricista Leonardo Prates D. Coelho.

Estado de Minas Gerais

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	16	pc	ELETRODUTO PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	46	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
2	12	pc	CURVA PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	8	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
3	40	pc	LUVA PVC RIGIDO - TIGRE OU SIMILAR Ø 25mm (Ø 3/4")		0.00
	60	pc	Ø 32mm (Ø 1")		0.00
4	10	cj	BUCHA / ARRUELA METALICA Ø 3/4"		0.00
	6	cj	Ø 1"		0.00
5	100	m	CABO SINTENAX ISOL. 1KV - PIRELLI OU SIMILAR # 1,5 mm2		0.00
	320	m	# 6 mm2		0.00
6	2	cj	QUADRO DE COMANDO 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 contadores 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	2	pc	DIVERSOS Caixa estampada 4x4		0.00
	2	pc	Condulete em aluminio 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	2	pc	PADRAO DE ENTRADA DE ENERGIA Tampao galvanizado Ø 102mm		0.00
	2	pc	Poste galvanizado Ø 102mm		0.00
	2	pc	Armação secundaria 1 estribo c/ isolador		0.00
	2	pc	Cinta galvanizada		0.00
	2	pc	Cabecote aluminio Ø 1"		0.00

12. RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO E ORÇAMENTO DE ALTERNATIVAS

12.1 INTRODUÇÃO

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.

12.2 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 macrodrenagem 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

Estado de Minas Gerais

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 infraestrutura 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.

12.3. CENÁRIOS DE ALTERNATIVAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

12.3.1. 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.

12.3.2. Cenário de alternativas

12.3.2.1. 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.

12.3.2.2. Alternativa 1: implantação de bacias de retenção segundo projetos originais

Os principais resultados das simulações dessa alternativa (Figura 2) indicam a insuficiência das bacias de retenção 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 retenção 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 retenção 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.

Estado de Minas Gerais

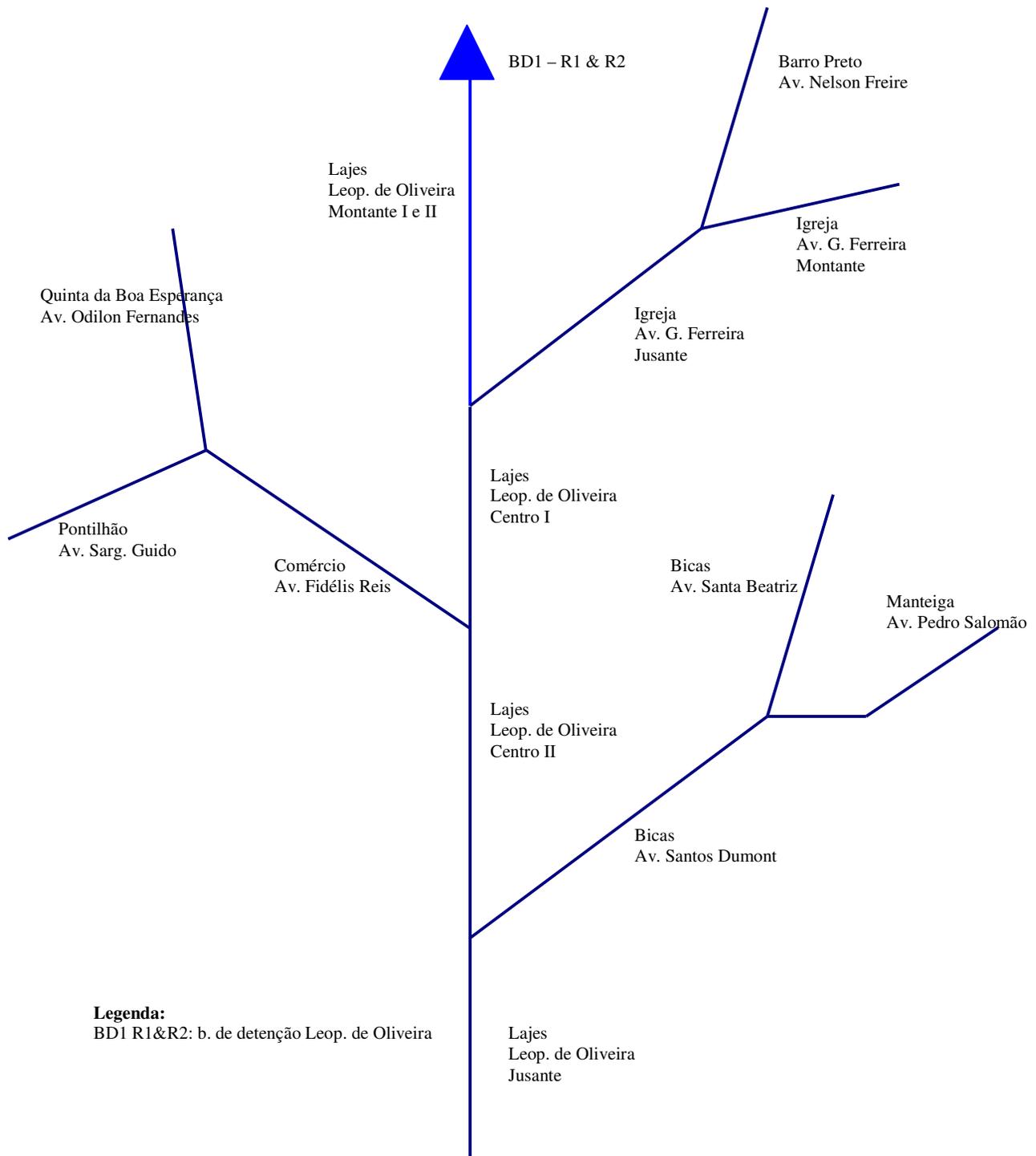


Figura 1. Alternativa zero: sistema de macrodrenagem existente

Estado de Minas Gerais

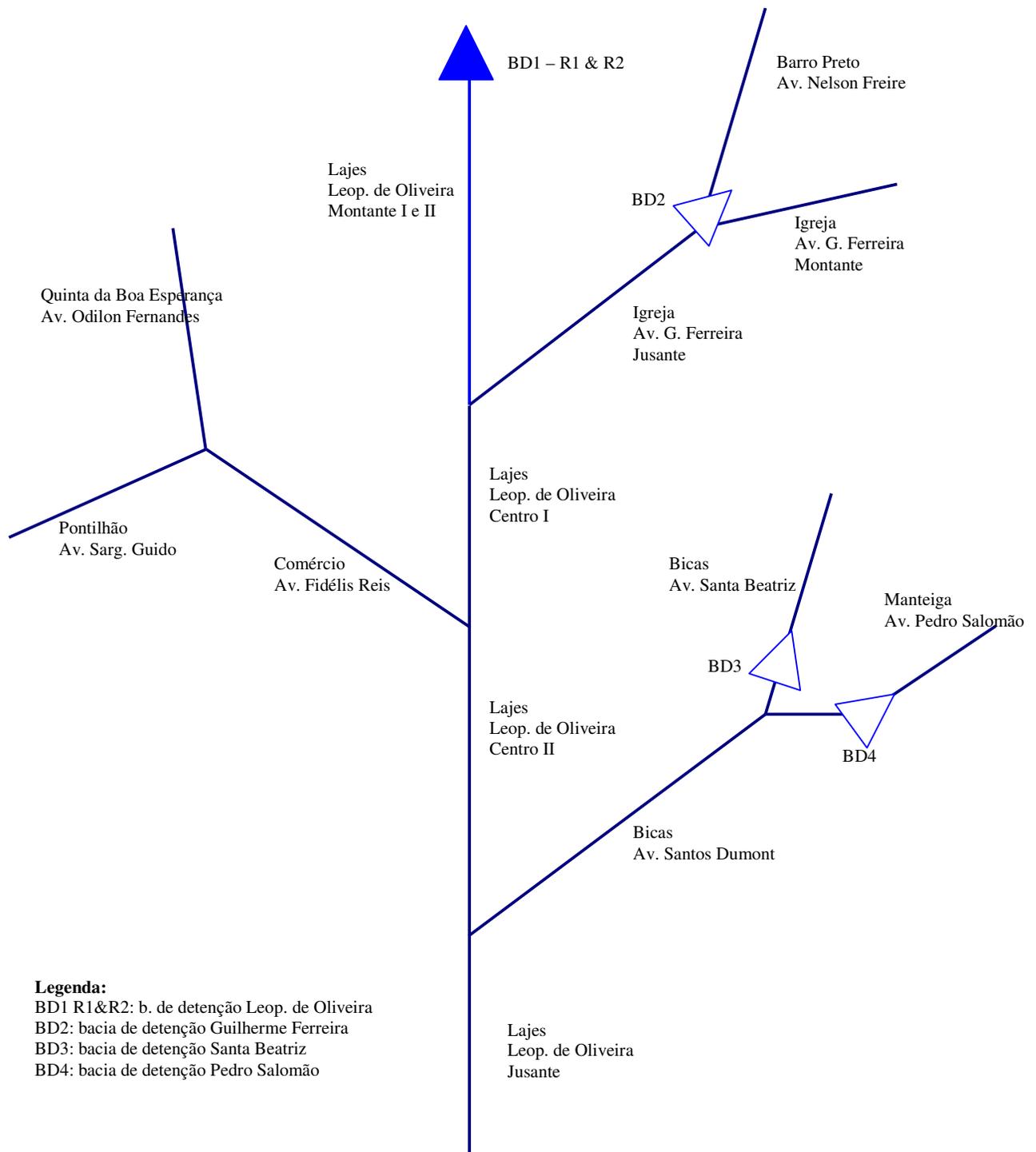


Figura 2. Alternativa 1: implantação de bacias de detenção segundo estudos anteriores

12.3.2.3. Alternativa 2: redimensionamento de bacias de retenção e implantação de túneis e/ou galerias

Alternativas de controle de inundações por meio apenas de bacias de retenção a céu aberto não são suficientes para atingirem-se os objetivos requeridos para o sistema. A implantação de bacias de retenção 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 retenção com canais de reforço. O propósito de uso das bacias de retenção 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.

Estado de Minas Gerais

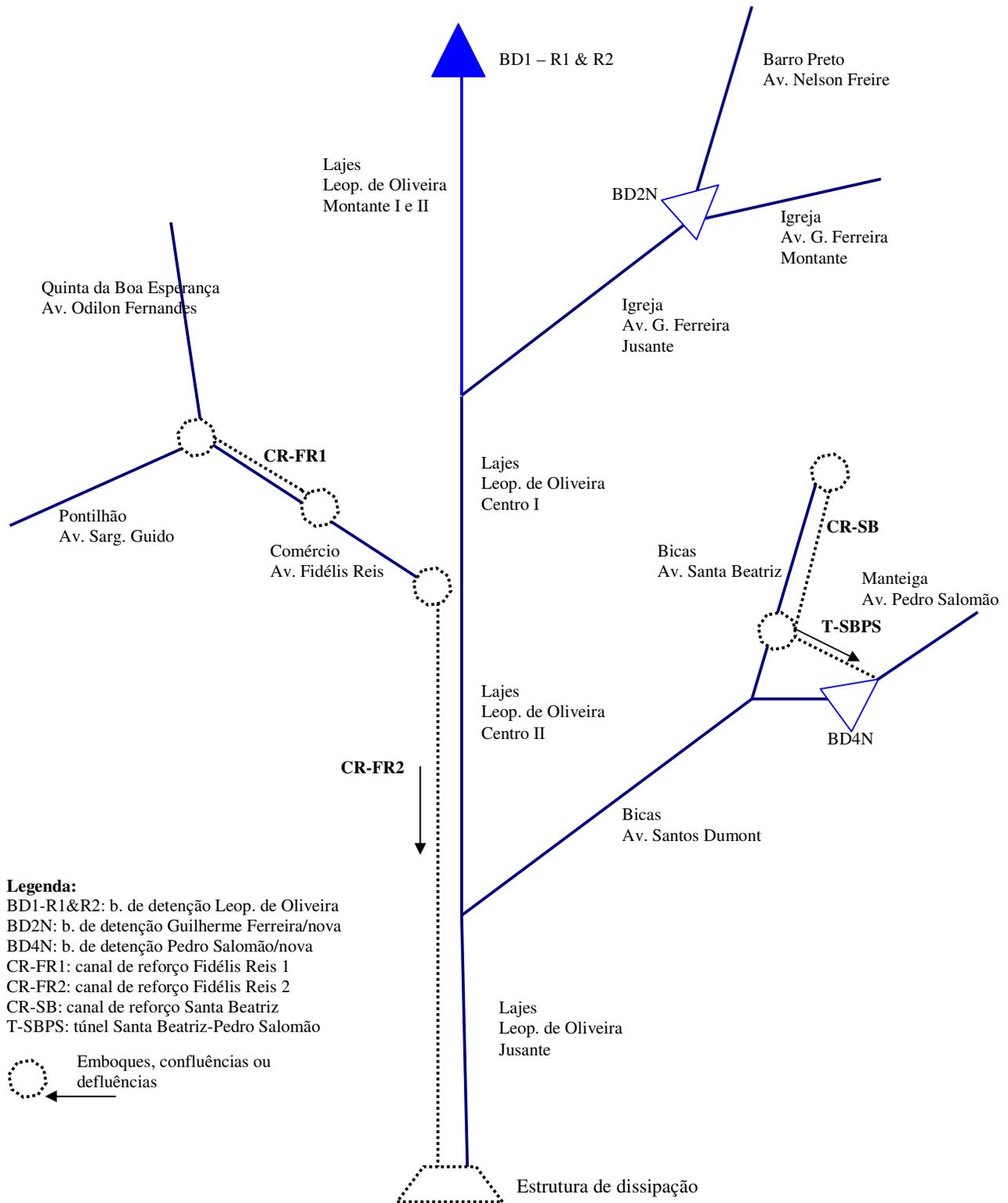


Figura 3. Alternativa 2: redimensionamento de BD2 e BD4 e implantação de túneis e/ou galerias

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.

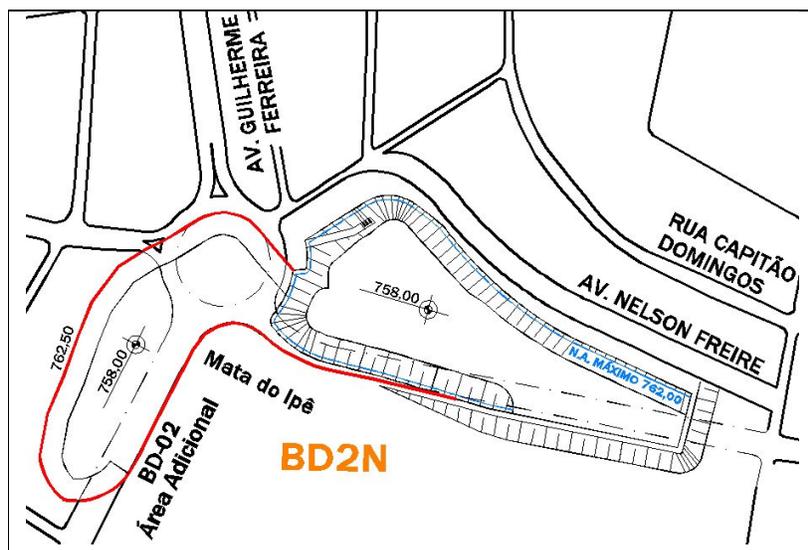


Figura 4. Nova implantação da bacia de retenção Guilherme Ferreira (BD2N)

O aumento da área de implantação da bacia de retenção 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 m³ para 117.275 m³, com ganho de cerca de 23.000 m³. 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 [m ³]	Vazão [m ³ /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

Estado de Minas Gerais

761,50	100862,95	2,30	NA Máximo
762,00	117274,84	2,49	
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.

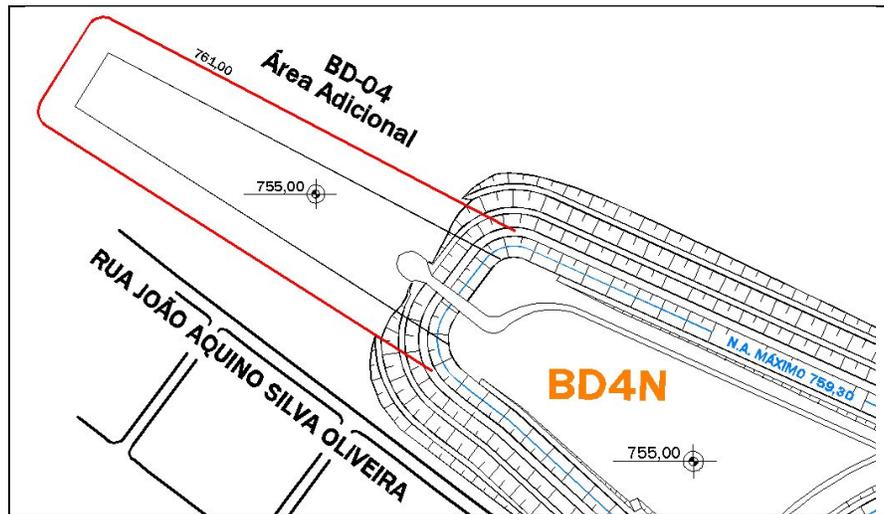


Figura 5. Nova implantação da bacia de retenção Pedro Salomão (BD4N)

Quadro 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD4N (Pedro Salomão) com volume adicional

Cota [m]	Volume [m³]	Vazão [m³/s]	NA Máximo
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	
759,50	184589,33	7,46	
760,00	210487,54	7,97	
760,50	237400,10	8,46	

Estado de Minas Gerais

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.

Estado de Minas Gerais

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 retenção 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.

12.3.2.4. 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 $66,0 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Comprimento da ordem de 1520 m ;
- Diâmetro de 4 m ;
- Declividade de $0,01096 \text{ m/m}$.

Em termos de controle de cheias, o resultado dessa alternativa é equivalente ao da anterior.

Estado de Minas Gerais

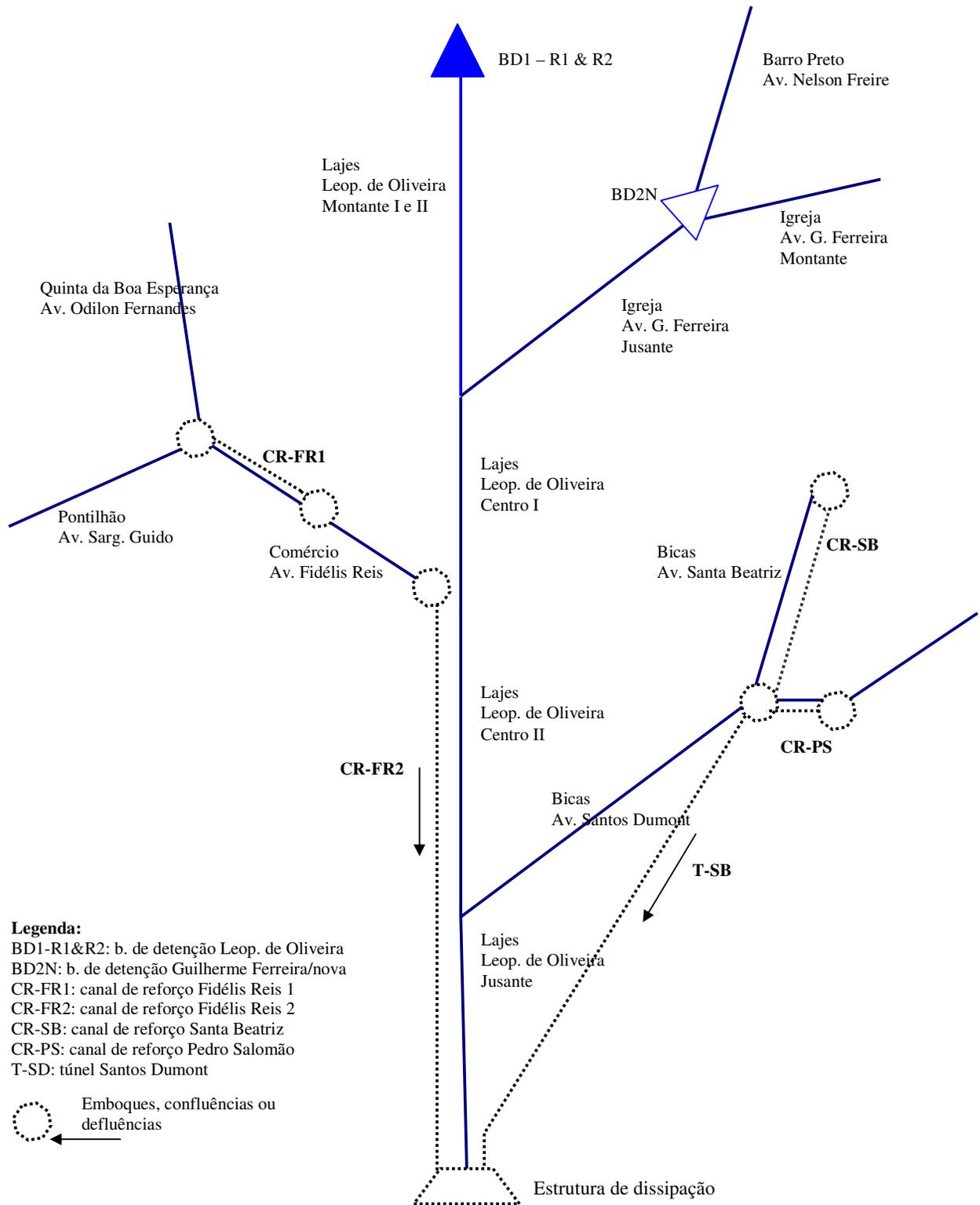


Figura 6. Alternativa 3: redimensionamento de BD2 e implantação de túneis e/ou galerias

12.3.2.5. 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.

Estado de Minas Gerais

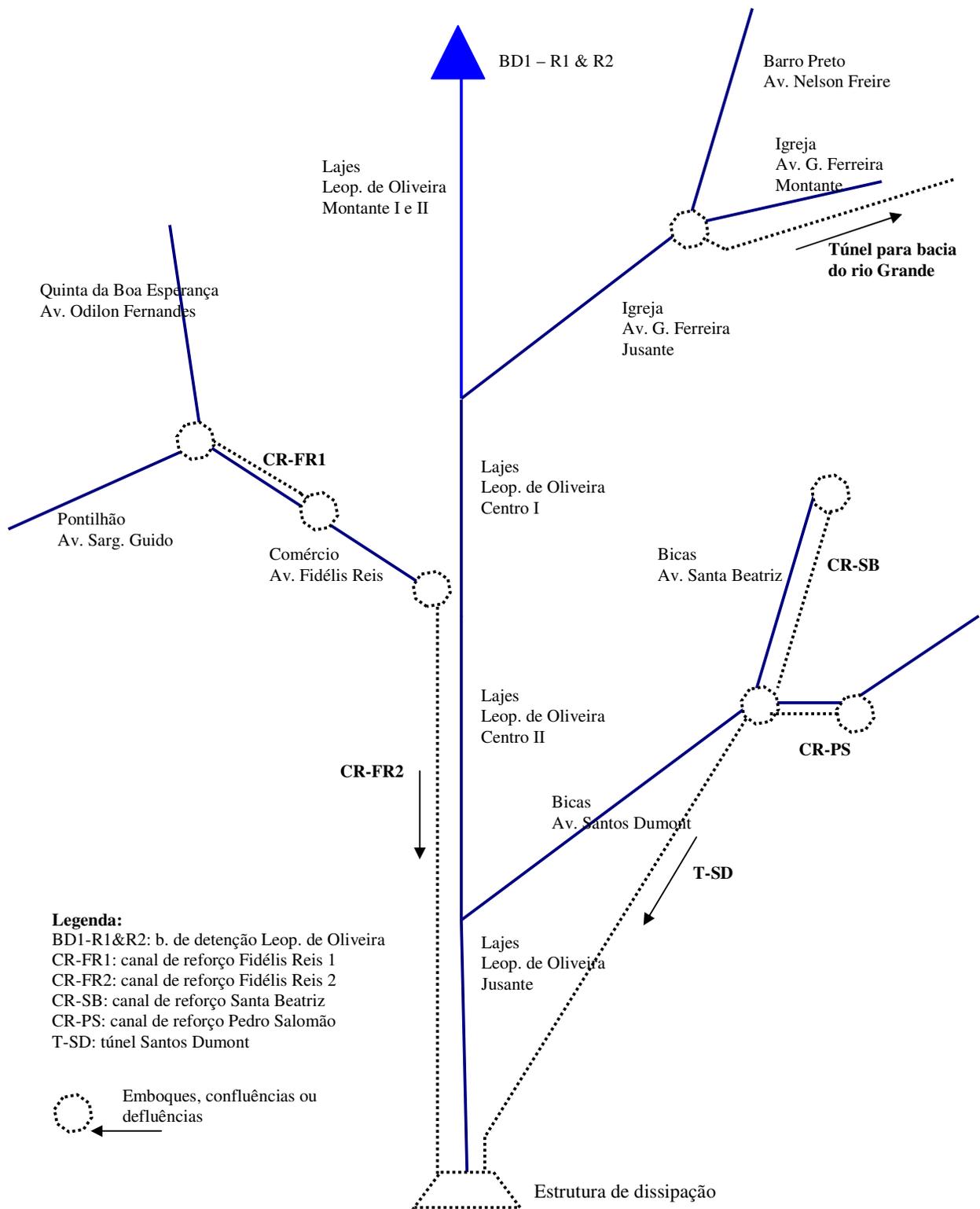


Figura 7. Alternativa 4: implantação de BD4 e de túneis e/ou galerias

12.3.2.6. 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 m³/s a mais para essa galeria, reduzindo-se a vazão por T-SD para 90 m³/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.

Estado de Minas Gerais

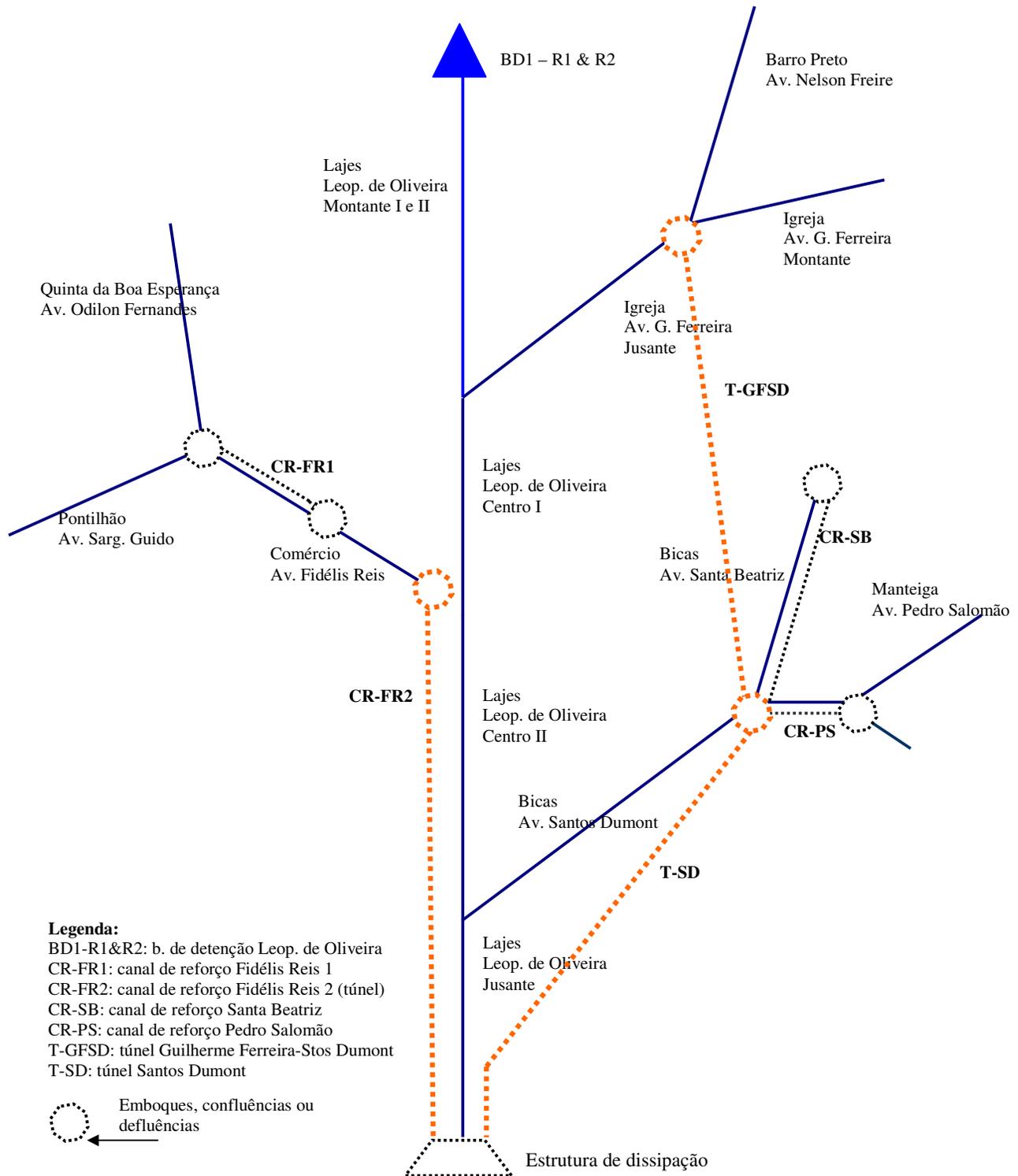


Figura 8. Alternativa 5: túneis, com transferência de Igreja a Bicas

12.3.2.7. 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.

Estado de Minas Gerais

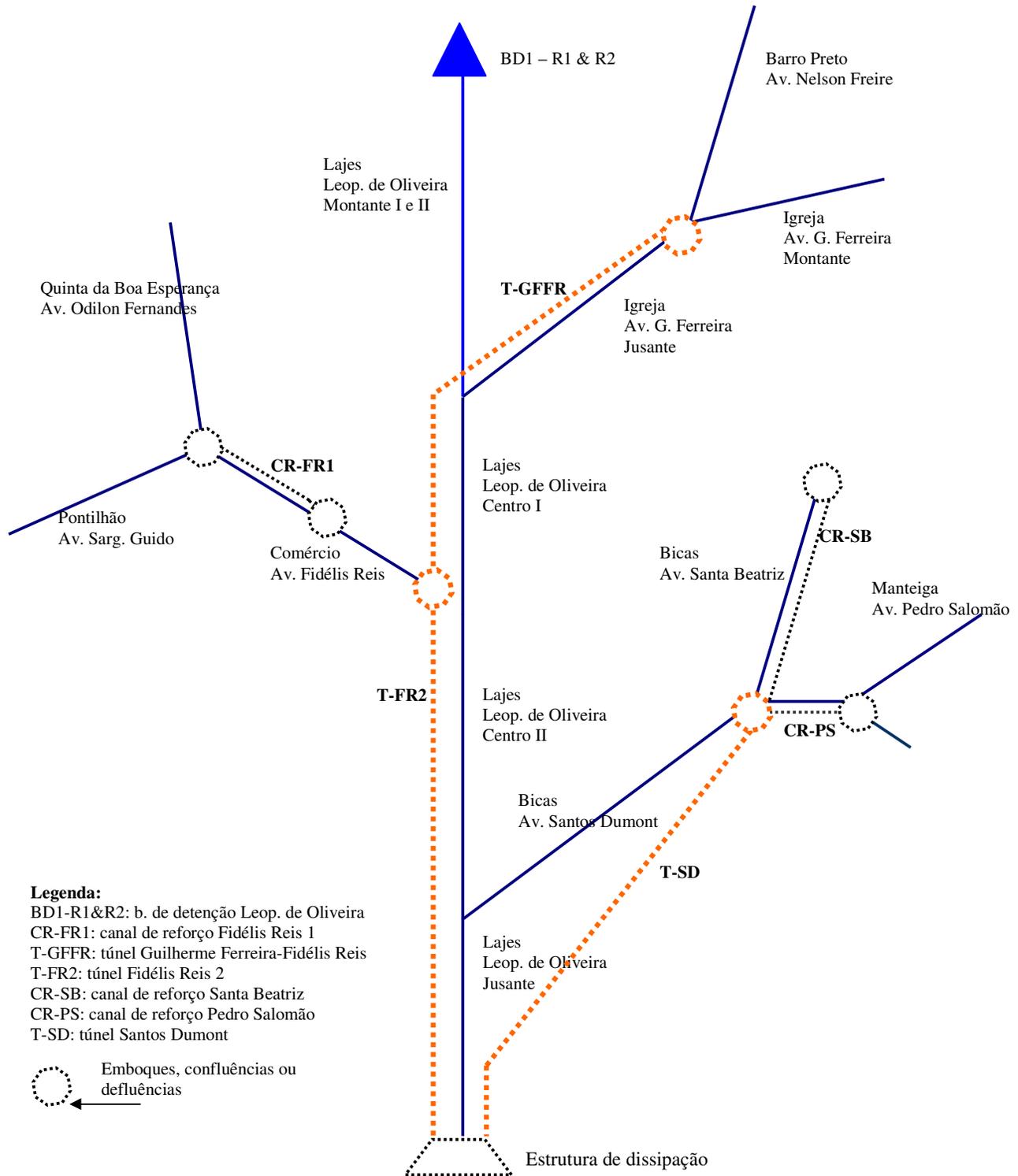


Figura 9. Alternativa 6: túneis com conexão entre Igreja e Comércio

12.3.2.8. 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.

Estado de Minas Gerais

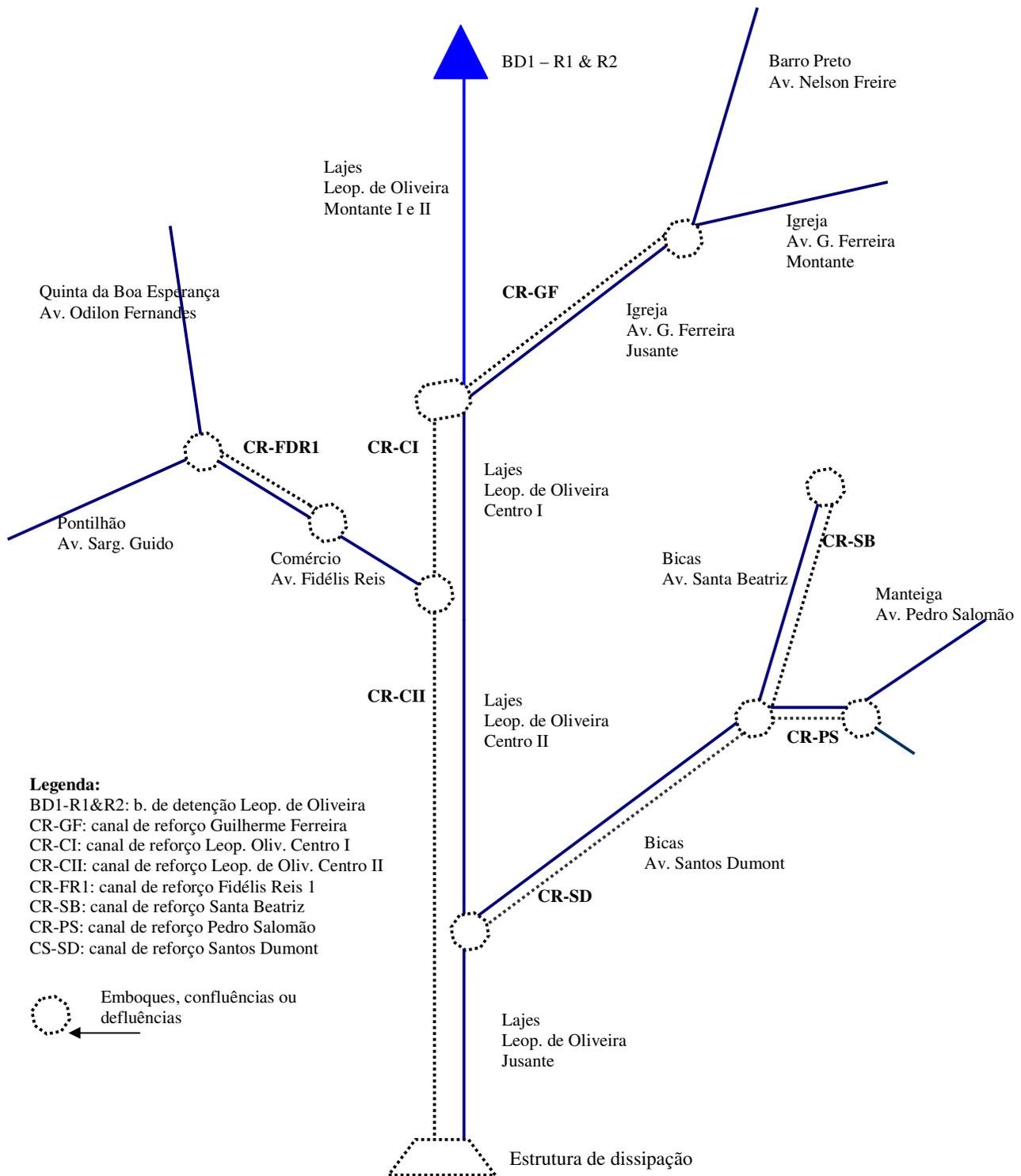


Figura 10. Alternativa 7: implantação de canais de reforço como galerias convencionais.

12.4 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 – Referência 2005

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 – Referência 2005

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.

12.5 OBSERVAÇÕES SOBRE OS ORÇAMENTOS

As alternativas em foco encontram-se organizadas em torno de três conceitos distintos:

- bacias de retenção 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.

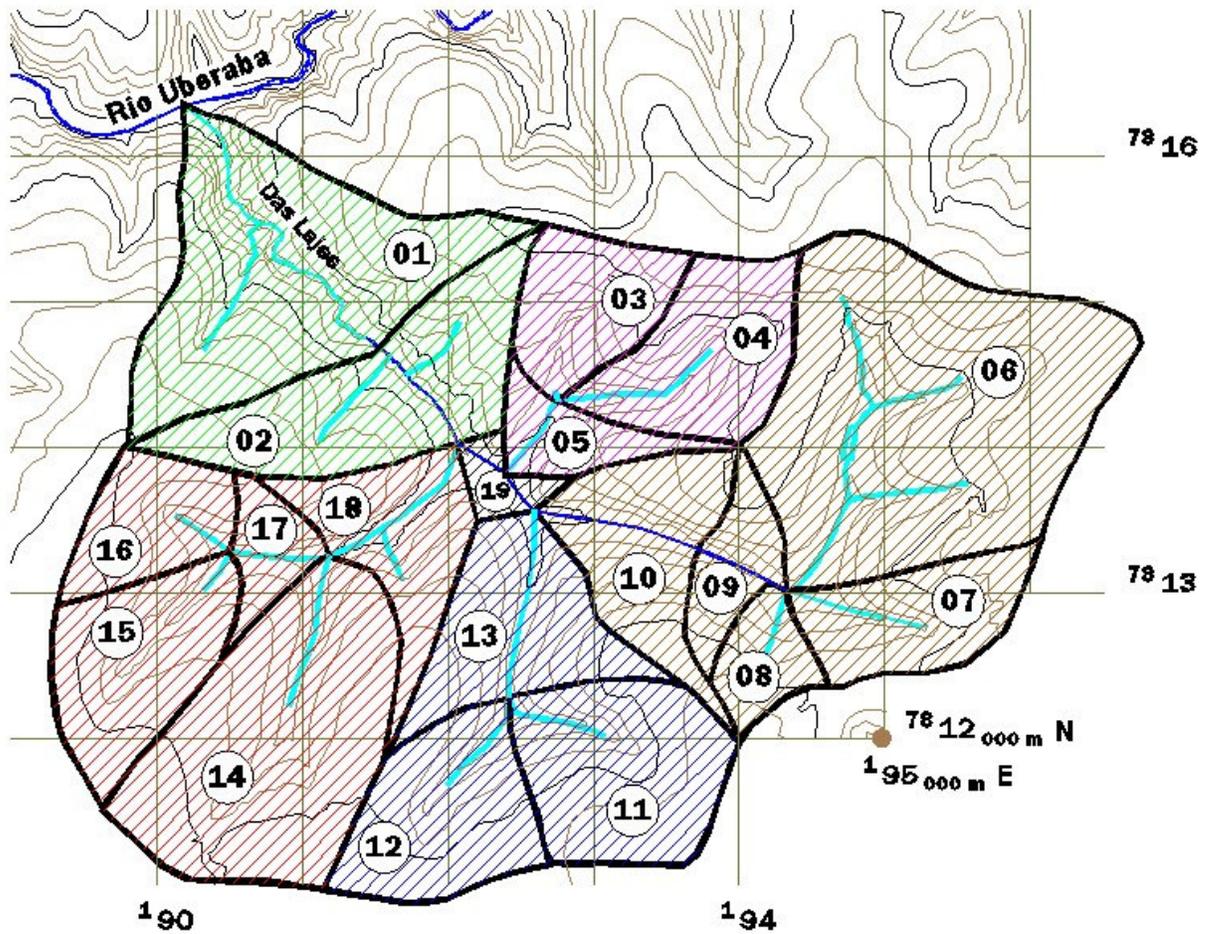
A alternativa 3 surge como a de menor custo de implantação, devendo-se observar, entretanto, que a esses custos deverão ser incluídos aqueles associados à mudança no sistema viário local (av. Nelson Freire e Pedro Salomão), não estimados no presente estudo. A mesma observação aplica-se à alternativa 2. Naturalmente, as alternativas de emprego de bacias de retenção são mais custosas em operação e manutenção.

Para orçar-se a implantação de galerias convencionais (alternativa 7) adotam-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]
Córrego 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. Leop. 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
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,5	25
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	12,1	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	27,7 – 34,2	10
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	23,5 – 58,0	5
Córrego das Bicas	Av. Santa Beatriz	16,0	32,6	2

	Av. Santos Dumont	28,0	58,0 – 70,4	< 2
--	-------------------	------	-------------	-----

Estado de Minas Gerais
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]
Córrego 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. Leop. 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
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	21,8	5
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	17,6	25
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	13,5	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	31,1 – 38,3	5 < T < 10
Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	26,2 – 65,0	2 < T < 5
Córrego 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]
Córrego 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. Leop. 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
Córrego Barro Preto	Av. Nelson Freire	14,0	22,7	2
Córrego da Igreja	Av. Guilherme Ferreira. até confluência com córrego Barro Preto (Av. Nelson Freire)	18,0	25,5	5
	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
Córrego do Pontilhão	Av. Sargento Guido	-	16,1	-
Córrego do Comércio	Av. Fidelis Reis	28,0	37,6 – 46,2	5

Córrego da Manteiga	Av. Pedro Salomão	16,0	32,1 – 46,2	< 2
Córrego 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. L. Oliveira)	25,0	25,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Montante II (Leop. de Oliveira até Guilherme Ferreira)	20,0	25,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 1 (entre Guilherme Ferreira e Fidelis Reis)	55,0	60,0
	Av. Leopoldino de Oliveira Centro 2 (entre Fidelis Reis e Santos Dumont)	50,0	55,0
	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
	Av. Guilherme Ferreira entre Nelson Freire e Leopoldino de Oliveira	18,0	20,0
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
	Av. Santos Dumont	28,0	30,0

ANEXO 3

ORÇAMENTOS

Alternativa 2

Elemento	Descrição	Custo [R\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
BD2-n	Bacia de detenção BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57
BD4-n	Bacia de detenção BD4 (Pedro Salomão) - ampliada	7279248.90	7279248.90
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	1224119.08	1377133.97
T-SBPS	Túnel entre Santa Beatriz e Pedro Salomão	3135000.00	3135000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Túnel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
	Emboques e confluências	327722.57	368687.89
	Estrutura de dissipação	259114.96	291504.33
	Total Alternativa 2 com túnel 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	Descrição	Custo [R\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
BD2-n	Bacia de detenção BD2 (Guilherme Ferreira) - ampliada	4652322.57	4652322.57
CR-PS	Galeria Pedro Salomão	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
T-SD	Túnel junção Santa Beatriz-Pedro Salomão a Lajes	5016000.00	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85	573660.96
CR-FR2	Túnel Fidelis Reis (CR-FR2)	3795000.00	3795000.00
	Emboques e confluências	596557.50	671127.18
	Estrutura de dissipação	701628.45	789332.00
	Total Alternativa 3 com túnel 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	Descrição	Custo [R\$]
T-GFGR	Túnel Guilherme Ferreira - rio Grande	8250000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomão	895071.15
CR-SB	Galeria Santa Beatriz	2223787.09
T-SD	Túnel junção Santa Beatriz-Pedro Salomão a Lajes	5016000.00
CR-FR1	Galeria Fidelis Reis (CR-FR1)	509920.85
CR-FR2	Túnel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00

Estado de Minas Gerais

Emboques e confluências	750177.45
Estrutura de dissipação	701628.45
Total Alternativa 4 com túnel 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	Descrição	Custo [R\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
T-GFSD	Túnel de Guilherme Ferreira a Santos Dumont	5346000.00	5346000.00
T-SD	Túnel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomão	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	Túnel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluências		750177.45	843949.63
Estrutura de dissipação		701628.45	789332.00
	Total Alternativa 5	18892584.99	19527658.11

Alternativa 6

Elemento	Descrição	Custo [R\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
T-GFFR	Túnel de Guilherme Ferreira a Fidelis Reis	5610000.00	5610000.00
T-SD	Túnel Santos Dumont	5016000.00	5016000.00
CR-PS	Galeria Pedro Salomão	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	Túnel Fidelis Reis (CR-FR2)	3450000.00	3450000.00
Emboques e confluências		956710.95	1076299.82
Estrutura de dissipação		701628.45	785823.86
	Total Alternativa 6	19363118.49	20020500.15

Alternativa 7

Elemento	Descrição	Custo [R\$]	Custo (25% rocha) [R\$]
CR-GF	Galeria de reforço Guilherme Ferreira	3668620.77	4127198.37
GR-FR	Galeria de reforço Fidelis Reis	509920.85	573660.96
CR-PS	Galeria de reforço Pedro Salomão	895071.15	1006955.04
CR-SB	Galeria de reforço Santa Beatriz	2223787.09	2501760.48
CR-SD	Galeria de reforço Santos Dumont	4690056.22	5276313.24
CR-LO	Galeria de reforço Leopoldino de Oliveira	5743400.24	6461325.27
Emboques e confluências		1748707.17	1967295.56
Reforço estrutural do Lajes jusante		628900.02	628900.02
Estrutura de dissipação		477848.02	537579.03

Total Alternativa 5

20586311.53

23080987.97

13.METODOLOGIA E CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ESTRUTURAS

13.1. INTRODUÇÃO

Trata-se de uma atualização e continuidade dos estudos elaborados pelo professor Nilo da UFMG e sua equipe realizado em julho de 2005, portanto esta atualização foi entregue ao Projeto Água Viva, em julho de 2009.

A Prefeitura de Uberaba desenvolve, na atualidade, os projetos executivos dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento da cidade de Uberaba, contemplando os sistemas de esgotamento sanitário, drenagem urbana e controle de inundações. O consórcio formado pelas empresas Ene Engenheiros Associados e Engecorps Corpo de Engenheiros Consultores foi contratado pela Prefeitura de Uberaba para elaborar os referidos projetos.

Os projetos executivos concernem uma das alternativas entre as sete modalidades de intervenção concebidas e estudadas pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais (EHR-UFMG), em 2005, visando a redução dos riscos de inundação na bacia do córrego das Lajes, principal curso d'água da área urbana de Uberaba.

A alternativa escolhida propõe a ampliação da rede de canais e galerias de forma a promover a adequada condução dos escoamentos de origem pluvial ao exutório da bacia do córrego das Lajes. Sua execução pelo consórcio de consultores requer uma revisão e eventual atualização dos estudos realizados pelo EHR-UFMG, em 2005, de forma a incorporar informações atualizadas sobre a infra-estrutura de drenagem pluvial existente, dados topográficos mais detalhados, o uso atual do solo, o projeto executivo dos interceptores de esgotos domésticos, entre outros elementos. Considera-se, igualmente, uma discretização especial da bacia hidrográfica mais detalhada, permitindo a otimização do dimensionamento das estruturas complementares de drenagem pluvial. Com isso, requer-se a realização de novas simulações hidrológicas da bacia hidrográfica e hidráulicas dos sistemas de drenagem atual e projetado, de forma a produzir as informações sobre risco hidrológico, linha d'água e outros elementos de dimensionamento hidráulico necessários à elaboração dos projetos executivos em foco.

No presente documento, descrevem-se a metodologia que será empregada para os estudos e dimensionamentos como parte integrante do projeto executivo das estruturas hidráulicas, bem como os critérios adotados para o projeto hidráulico.

13.2. METODOLOGIA DE MODELAGEM MATEMÁTICA

Descreve-se, nesse item, a metodologia de modelagem matemática hidrológica e hidráulica empregada para o desenvolvimento dos projetos executivos de estruturas hidráulicas de drenagem pluvial para a bacia do córrego das Lajes, em Uberaba. Essa metodologia é usualmente adotada em estudos dessa natureza, sendo bem adaptada à disponibilidade de dados hidrológicos da área de estudos, composta por série de dados de precipitação, informações cartográficas, regulamentares e legais relacionadas ao uso e à ocupação dos solos e dados cadastrais sobre o sistema de macrodrenagem.

13.2.1. Metodologia de modelagem hidrológica

13.2.1.1. Modelagem das precipitações de projeto

As precipitações de projeto foram definidas a partir do desenvolvimento de uma equação Intensidade-Duração-Freqüência (Equação IDF) para a cidade de Uberaba, 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 parcial n. 1 (EHR-UFGM, 2005). A equação IDF é reproduzida a seguir:

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

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 25 e 50 anos de forma a atender aos critérios de projeto de estruturas hidráulicas conforme definidos no item 4 do presente documento.

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 pertinente e mais realista para a modelagem da distribuição temporal das precipitações o emprego desses hietogramas adimensionais, embora desenvolvidos para a RMBH, em contrapartida ao uso de hietogramas sintéticos do tipo blocos alternados, duplo triângulo ou outros.

Uma pesquisa de duração crítica das precipitações de projeto será realizada tendo por referência o tempo de retorno de 25 anos. Serão simulados eventos com durações no intervalo de 0,5 hora a 6 horas, com incrementos de 0,5 h, procurando-se identificar a duração de precipitação que resulte nas maiores vazões de pico por sub-bacia e por trecho de canal simulado. O tempo de retorno de 25 anos é o aqui adotado para fins de projeto, justificando seu emprego na etapa de pesquisa de chuvas críticas. A inclusão de precipitações de pequena duração atende ao propósito de identificar os tempos críticos para pequenas sub-bacias. Durações superiores a 2 ou 3 h permitem avaliar tempos críticos para a bacia do córrego das Lajes, considerando-se o funcionamento da bacia de retenção já implantada.

A pesquisa de duração crítica será realizada considerando-se o cenário de ocupação 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 em relação ao uso atual do solo.

Tendo em conta a área de drenagem da bacia do córrego das Lajes, optou-se por um cenário de distribuição espacial uniforme das precipitações na bacia hidrográfica. Esse cenário é adequado para pequenas áreas de drenagem e tende a maximizar as estimativas de vazão em cada ponto de interesse.

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

O modelo hidrológico empregado no estudo será o modelo HEC-HMS, versão 3.3, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Centre, do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (US Army Corps of Engineers). O HEC-HMS contempla 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 retenção. Trata-se de um modelo semi-distribuído de simulação por evento.

No caso do estudo hidrológico da bacia do córrego das Lajes, serão adotadas as seguintes soluções de modelagem, em conformidade com os estudos anteriormente desenvolvidos para essa área de estudo:

- chuvas efetivas calculadas por meio do método Soil Conservation Service⁴²⁰
- EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

- (método SCS) dos EUA, 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 retenção) 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 são descritas em itens subseqüentes.

13.2.2. 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 e para os canais projetados, para as vazões máximas resultantes dos eventos de projeto definidos para o estudo;
- detectar pontos de funcionamento inadequado dos canais existentes, implicando em eventuais extravasamentos, identificar suas causas e propor alternativas de correção;
- estabelecer o dimensionamento hidráulico dos canais complementares ao sistema existente, compreendendo as características geométricas das seções transversais, eixos e declividades de implantação, geometria de confluências e outros elementos do projeto hidráulico;
- descrever o funcionamento hidráulico dos canais e demais estruturas projetadas, estabelecendo profundidades e velocidades de escoamento, número de Froude e outras variáveis hidráulicas de interesse.

A modelagem hidráulica da rede de canais de macrodrenagem em foco será realizada empregando-se o modelo HEC-RAS, do US Army Corps of Engineers, versão 4.0, adotando-se os seguintes critérios de modelagem:

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

Todos os canais serão simulados como estruturas fechadas adotando-se o recurso do modelo HEC-RAS conhecido como "*lid*", com exceção de trechos do canal do 421 EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

córrego Quinta da Boa Esperança implantados como canal aberto.

Para os canais existentes, os parâmetros geométricos e a estimativa dos valores de parâmetros hidráulicos (e.g.: coeficiente de rugosidade de Manning) do modelo serão descritas em itens subseqüentes.

13.2.3. CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO

Tendo em conta os objetivos do estudo, foram concebidos os seguintes cenários de simulação:

- Sistema de drenagem pluvial atual, porém considerando-se o uso do solo futuro, na bacia, conforme estabelecido pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Uberaba;
- Sistema de drenagem pluvial projetado, considerando-se o uso do solo futuro, na bacia, conforme estabelecido pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Uberaba.

Todos os cenários serão simulados para os eventos de projeto considerando-se os tempos de retorno de 25 e 50 anos.

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 [h]	Alturas de precipitação [mm]					
	T = 2 [anos]	T = 5 [anos]	T = 10 [anos]	T = 25 [anos]	T = 50 [anos]	T = 100 [anos]

Estado de Minas Gerais

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

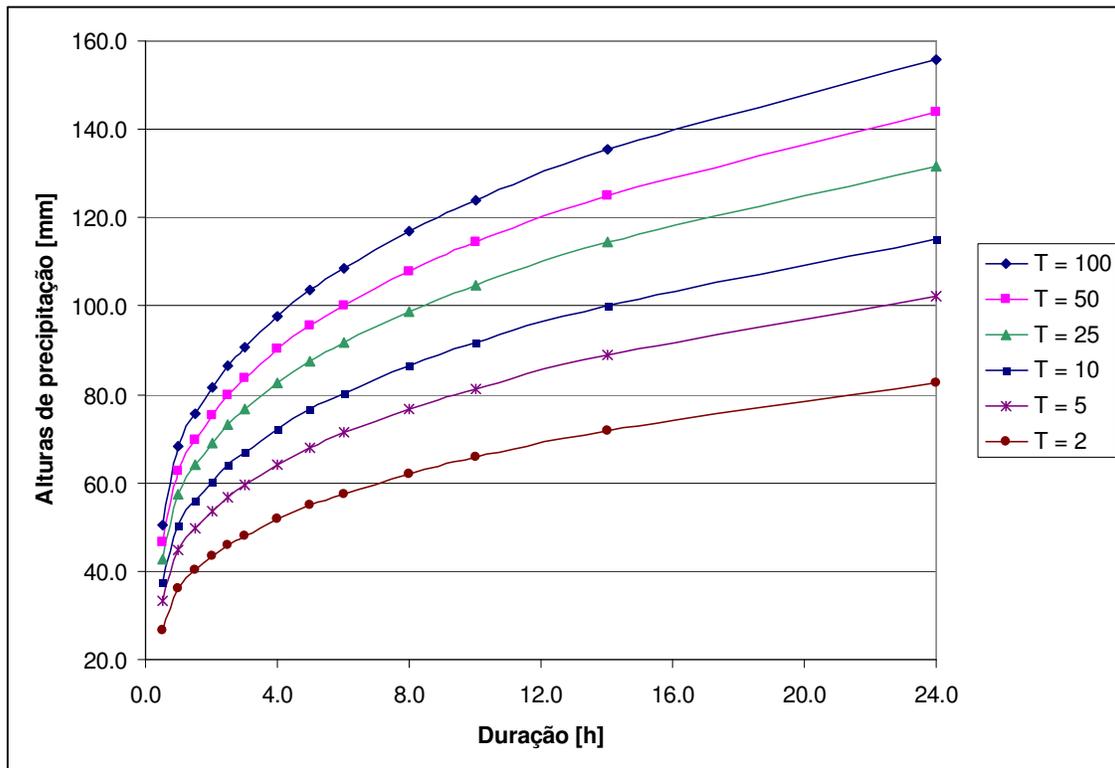


Figura 1. Uberaba: alturas de precipitação segundo a duração e o tempo de retorno.

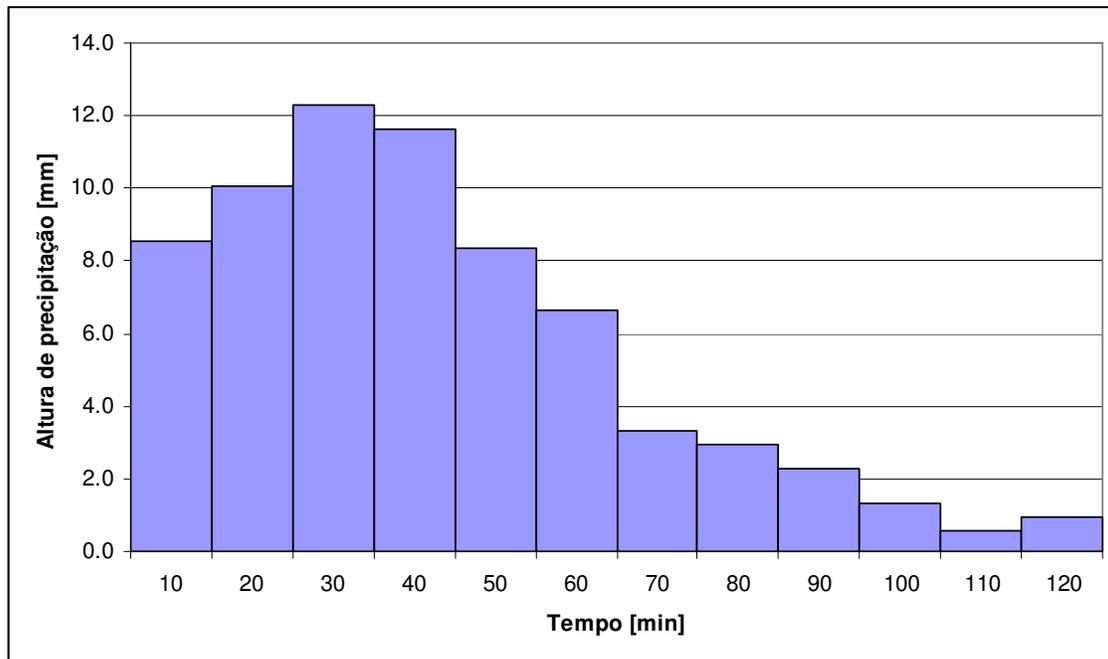


Figura 2. Uberaba: hietograma de projeto para T = 25 anos, duração 2 h e probabilidade de excedência de 50%.

13.4 ESTIMATIVAS DOS PARÂMETROS DE MODELAGEM

13.4.1. Modelagem hidrológica

13.4.1.1. Discretização espacial da bacia do córrego das Lajes

A bacia do córrego das lajes possui área de drenagem de 28,4 km² até a confluência do Córrego das Lajes 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 a trechos de 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 1 apresenta a associação entre os cursos d'água canalizados e os logradouros de fundo de vale simulados pela modelagem hidrológica e hidráulica.

Quadro 1. 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
Cór. 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

A discretização espacial da bacia do córrego das Lajes em sub-bacias será realizada considerando-se a rede de canais de macrodrenagem e as bacias de retenção existentes, bem como os requisitos para a otimização de projeto dos canais suplementares destinados à condução de escoamentos que excedem a capacidade do atual sistema de macrodrenagem.

13. 4.1.2. Parâmetro CN – função de produção do modelo

A função de produção do modelo hidrológico adotada em toda a bacia do córrego das 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.

Para efeito de dimensionamento das estruturas de drenagem pluvial considera-se o cenário de ocupação futura da bacia do córrego das Lajes conforme definida pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Uberaba. Além dos parâmetros urbanísticos estabelecidos nesse Plano, encontra-se igualmente disponível o Mapa de Zoneamento Urbano da cidade, o que permite a adequada identificação do uso e da ocupação de solos previstos.

Segundo o Relatório parcial 2 de EHR-UFMG (2005), os padrões de uso do solo são, em linhas gerais, definidos como áreas verdes, desocupadas, urbanizadas e industriais. No presente estudo, serão adotados valores de CN para cada sub-bacia, de acordo com esses diferentes padrões de uso de solo. Para as zonas urbanas, adotar-se-á o limite superior de taxa de impermeabilização segundo o 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).

O conjunto dos critérios para a estimativa do parâmetro CN aqui descrito é o mesmo adotado pelos estudos do EHR-UFMG (2005), o que assegura a homogeneidade de critérios entre os projetos conceitual e executivo.

13.4.1.3. 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 serão 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 da sub-bacia. A equação do tempo de concentração fica como segue:

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

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, adota-se o modelo de Muskingum-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 “Muskingum-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.

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

O sistema de macrodrenagem da bacia do córrego das Lajes possui duas bacias de detenção em operação, os chamados reservatórios R1 e R2.

Para a inserção de R1 e R2 no modelo hidrológico HEC-HMS, o EHR-UFMG definiu suas respectivas curvas cota-descarga e cota-volume (EHR-UFMG, 2005). 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.

O 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. Reporta-se, portanto, ao mencionado projeto executivo executado 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, 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 de 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 3, tabela 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, vertedor de parede espessa em descarga livre). A Figura 4 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

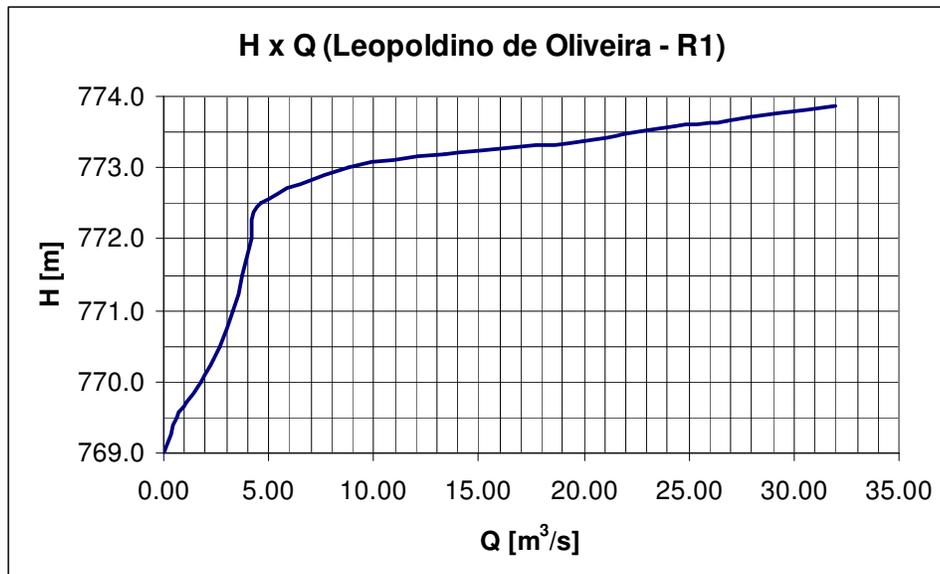


Figura 3. Curva cota-descarga da bacia de retenção Leopoldino de Oliveira – R1

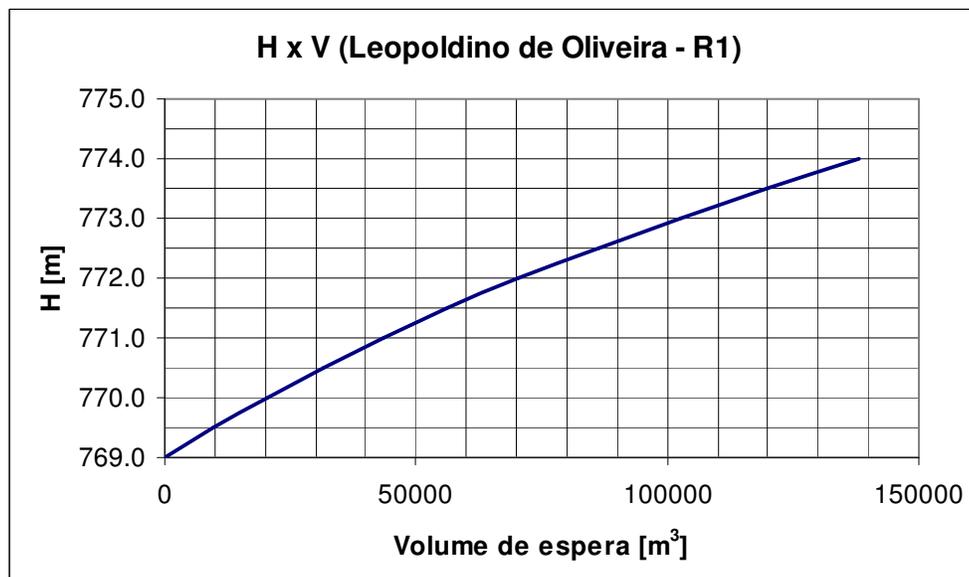


Figura 4. Curva cota-volume da bacia de retenção Leopoldino de Oliveira – R1

Tabela 2. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R1

Estado de Minas Gerais

Cota	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
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 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 de sub-bacias adjacentes. 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 o NA máximo operacional de R2 que, 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 das áreas de contribuição adjacentes. Porém, na fase de esvaziamento de R2, admitindo-se,429

igualmente, a rápida recessão do hidrograma proveniente de tais áreas, 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 5, Tabela 3) 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 6 ilustra a curva cota-volume do mesmo reservatório.

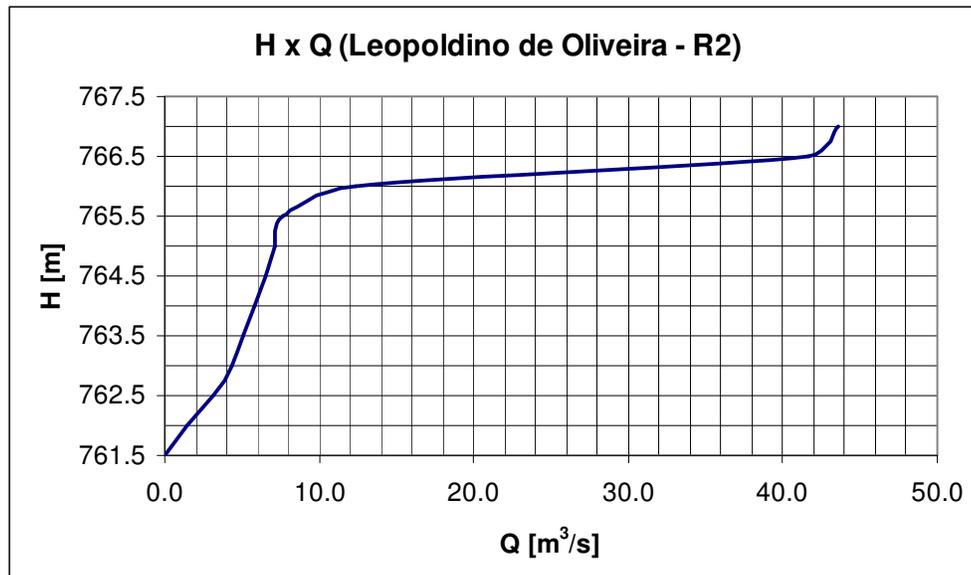


Figura 5. Curva cota-descarga da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

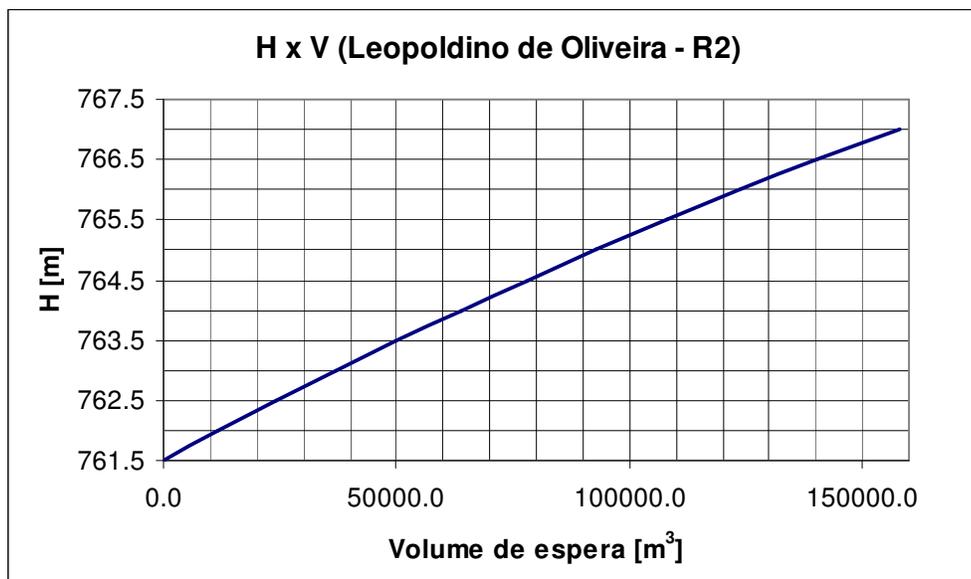


Figura 6. Curva cota-volume da bacia de detenção Leopoldino de Oliveira – R2

Tabela 3. Curvas cota-volume e cota-descarga de BD-Leopoldino de Oliveira – R2

Cota	Volume [m³]	Vazão [m³/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 m³

13.4.2. Modelagem hidráulica

Os parâmetros geométricos dos canais existentes foram obtidos, em 2005, por intermédio de dados cadastrais fornecidos pela Prefeitura de Uberaba. Informações cadastrais complementares foram obtidas pela empresa Ene Engenheiros Associados, durante a realização dos estudos para o projeto executivo dos interceptores de esgotos domésticos, e serão igualmente empregadas no presente estudo.

Tendo em conta as incertezas relativas à recuperação das canalizações existentes e possíveis dificuldades ou deficiências em manutenção da rede de canais, no futuro, inclusive dos canais complementares, recomenda-se a adoção de um único coeficiente de rugosidade de Manning, $n = 0,017$, tanto para os canais existentes como para os canais projetados. Esse valor de coeficiente de rugosidade de Manning é compatível com canais revestidos em concreto.

13.5. CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS CANAIS

O dimensionamento hidráulico dos canais complementares à rede de canais de macrodrenagem existente em Uberaba será realizado em consonância com os seguintes critérios:

- Vazões de projeto: vazões de pico para os eventos de projeto de $T = 25$ anos e duração crítica da precipitação para a sub-bacia ou conjunto de sub-bacias drenadas pelo trecho de canal;
- Preferência por condições de escoamento em regime de escoamento subcrítico, quanto à energia, com número de Froude preferencialmente inferior a 0,80, para o evento de projeto – tendo em conta a declividade natural de talwegues esse critério poderá não ser observado em alguns trechos de canalização;
- Velocidades de escoamento inferiores a 5 m/s, para o evento de projeto;
- Ângulos de confluência suaves, inferiores ou iguais a 30° , entre o eixo do canal principal e o eixo do canal afluente;
- Borda livre de 20% da profundidade, na seção de maior profundidade do trecho de canal em estudo, para o evento de projeto de $T = 25$ anos;
- Verificação das condições de escoamento para as vazões de pico do evento de tempo de retorno $T = 50$ anos. A rede de canais deverá funcionar em regime de escoamento livre também nesse caso, admitindo-se, entretanto a inexistência de borda livre;
- Coeficiente de rugosidade de Manning, adotado para as estruturas em concreto, igual a 0,017;
- Coeficiente de rugosidade de Manning adotado para leito com revestimento vegetal, igual a 0,030.

Os canais serão preliminarmente dimensionados, em regime uniforme de escoamento, com a ajuda do programa de computador HydroWin, desenvolvido pelo EHR-UFMG (www.ehr.ufmg.br). A avaliação de observância dos critérios acima listados será realizada com o emprego do modelo HEC-RAS, em condições de escoamento permanente e variado.

O dimensionamento dos canais complementares será realizado para os excedentes de vazão não comportados pelo sistema de macrodrenagem existente. 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

EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

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, podendo freqüentemente conduzir a 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 identificar 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, o presente estudo considera, igualmente, a concepção de intervenções localizadas nos sistemas existentes, de forma a assegurar seu bom funcionamento sem a necessidade de transferir à rede complementar escoamentos cujas vazões sejam excessivamente elevadas, subutilizando-se a capacidade global dos canais existentes.

13.6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EHR-UFGM, Equação Intensidade-Duração-Freqüência de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (MG), Relatório Técnico Parcial 1, Belo Horizonte, 2005.

EHR-UFGM, Estudo do Sistema de MacroDrenagem da Cidade de Uberaba: Bacia Hidrográfica do Córrego das Lajes, Relatório Técnico Parcial 2 - Diagnóstico, Belo Horizonte, 2005.

13.6.1 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

BAPTISTA, M., COELHO, M.L.P.. *Fundamentos de Engenharia Hidráulica*. Belo Horizonte: UFGM, 2002.

CHADWICK, A. MORFETT, J., *Hydraulics in civil and environmental engineering*. Londres: E&FN Spon, 1993. 557p.

CHANSON, H. *The Hydraulics of Open Channel Flow*. 1^a. Ed. London: Arnold – Hodder Headline Group, 1999. 495 p.

CHAUDHRY, M.H., *Open-Channel Flow*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 483 p.

CHOW VT, MAIDMENT DR, MAYS LW, 1988. *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill, Inc. 572 p

CHOW, V.T. *Open channel Hydraulics*. McGraw-Hill, 1959, 680 p.

HENDERSON, F.M. *Open Channel Flow*. The MacMillan Company, 1966. 522 p.

PORTO, R.M. *Hidráulica básica*. São Carlos: EESC/USP, 1998. 519p

14. REVISÃO DO RELATÓRIO INTITULADO: JULHO DE 2009

EQUAÇÃO INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA DE CHUVAS INTENSAS PARA A

CIDADE DE UBERABA (MG) ELABORADO EM JANEIRO DE 2005.

14.1. INTRODUÇÃO

A Prefeitura de Uberaba desenvolve, na atualidade, os projetos executivos dos sistemas de infra-estrutura urbana de saneamento da cidade de Uberaba, contemplando os sistemas de esgotamento sanitário, drenagem urbana e controle de inundações. O consórcio formado pelas empresas Ene Engenheiros Associados e Engecorps Corpo de Engenheiros Consultores foi contratado pela Prefeitura de Uberaba para elaborar os referidos projetos.

Em 2005, O Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da UFMG (EHR-UFMG) elaborou estudos complementares de drenagem urbana e controle de inundações para a bacia do Córrego das Lajes, principal Curso d'água de Uberaba. Os estudos contemplaram a concepção e a avaliação de 7 alternativas para alterações no sistema de drenagem pluvial existente, compreendendo a implantação de bacias de retenção e a ampliação da rede de canais e galerias pluviais, todas elas acompanhadas pelos seus respectivos projetos conceituais.

Os projetos executivos em desenvolvimento na atualidade concernem a alternativa de ampliação da rede de canais e galerias de forma a promover a adequada condução dos escoamentos de origem pluvial ao exutório da bacia do córrego das Lajes. Sua execução pelo consórcio de consultores requer uma revisão e eventual atualização dos estudos realizados pelo EHR-UFMG, em 2005, de forma a incorporar informações atualizadas sobre a infra-estrutura de drenagem pluvial existente, dados topográficos mais detalhados, o uso atual do solo, o projeto executivo dos interceptores de esgotos domésticos, entre outros elementos.

Considera-se, igualmente, uma discretização especial mais detalhada da bacia hidrográfica, permitindo a otimização do dimensionamento das estruturas complementares de drenagem pluvial. Com isso, requer-se a realização de novas simulações hidrológicas da bacia hidrográfica e hidráulicas dos sistemas de drenagem atual e projetado de forma a produzir informações e dados sobre risco hidrológico, linha d'água e outros elementos de dimensionamento hidráulico necessários à elaboração dos projetos executivos em foco.

No presente relatório apresenta-se a avaliação do relatório 1 elaborado pelo EHR-UFMG em janeiro de 2005, intitulado "Equação Intensidade-Duração-Freqüência de chuvas para a cidade de Uberaba (MG)" elaborado pelo Prof. Mauro Naghetti, da UFMG.

14.2 AVALIAÇÃO DO RELATÓRIO

O relatório intitulado "Equação Intensidade-Duração-Freqüência de chuvas" ⁴³⁵
EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

intensas para a cidade de Uberaba (MG)” (EHR-UFMG, 2005) trata da proposição de uma equação IDF para a cidade de Uberaba. A obtenção da equação IDF foi fundamental para a realização dos estudos de drenagem pluvial e controle de inundações na bacia do córrego das Lajes, tendo em conta a inexistência de estudos anteriores dessa natureza para o núcleo urbano em questão.

Para o estabelecimento da equação IDF utilizaram-se os seguintes dados e informações:

- alturas diárias máximas anuais observadas na 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 equação IDF da localidade de Barretos (SP);
- a equação IDF da localidade Catalão (GO);
- 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.

Em razão da ausência de dados pluviográficos locais, a metodologia para o desenvolvimento da equação IDF de Uberaba fundamentou-se na desagregação de dados diário em intensidades sub-diárias, a partir dos dados disponíveis, por meio da utilização de relações de invariância de escala entre as intensidades de precipitação diárias e sub-diárias. Para tal, realizou-se a transferência da informação sobre propriedades de invariância de escala tal como obtida para localidades com disponibilidade de dados pluviográficos no estado de Minas Gerais, para a localidade de Uberaba.

Com base nesta metodologia, obtiveram-se as seguintes equações:

- equação IDF válida para durações de 1 hora a 24 horas:

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

- equação IDF válida para durações menores ou iguais a 1 hora, extrapolada inferiormente até 5 minutos (0,0833 h):

$$i_{d,T} = \frac{33,382 - 7,558 \ln[-\ln(1-1/T)]}{d^{0,5681}} \quad (2)$$

Para as equações (1) e (2) $i_{d,T}$ representa a intensidade em mm/h, de uma precipitação de duração d (em horas) e de tempo de retorno T (em anos).

Obtidas as equações IDF (1) e (2) realizaram-se estudos comparativos com outros resultados já existentes, detalhadamente descritos no relatório (EHR-UFMG, 2005). Algumas representações gráficas destes estudos comparativos são apresentadas por meio das figuras 1 a 4, para os tempos de retorno de maior interesse para o presente estudo, a saber, 25 anos e 50 anos. As comparações foram feitas com as equações IDF de Barretos, Catalão, proposta por Freitas et al (2001) e pela aplicação dos fatores entre alturas de chuva sub-diárias e alturas de 24 horas, propostos pelo antigo 436 EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

DNOS (Departamento Nacional de Obras de Saneamento) e reproduzidos em DAEE/CETESB (1980).

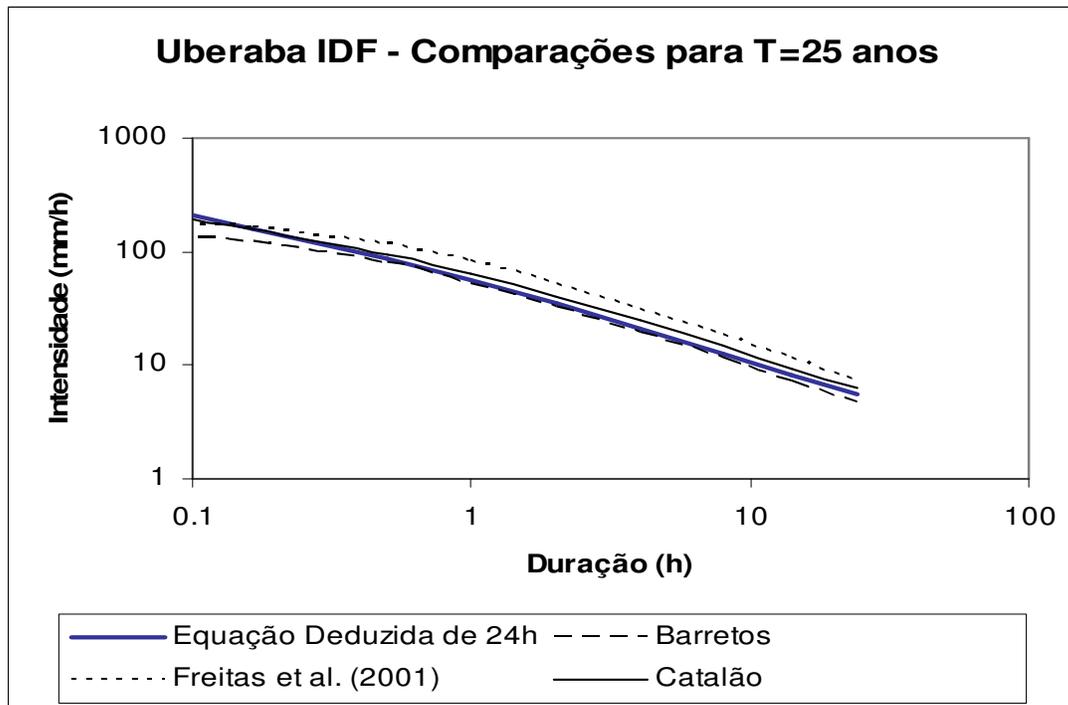


Figura 1 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=25 anos (fonte: EHR-UFMG, 2005).

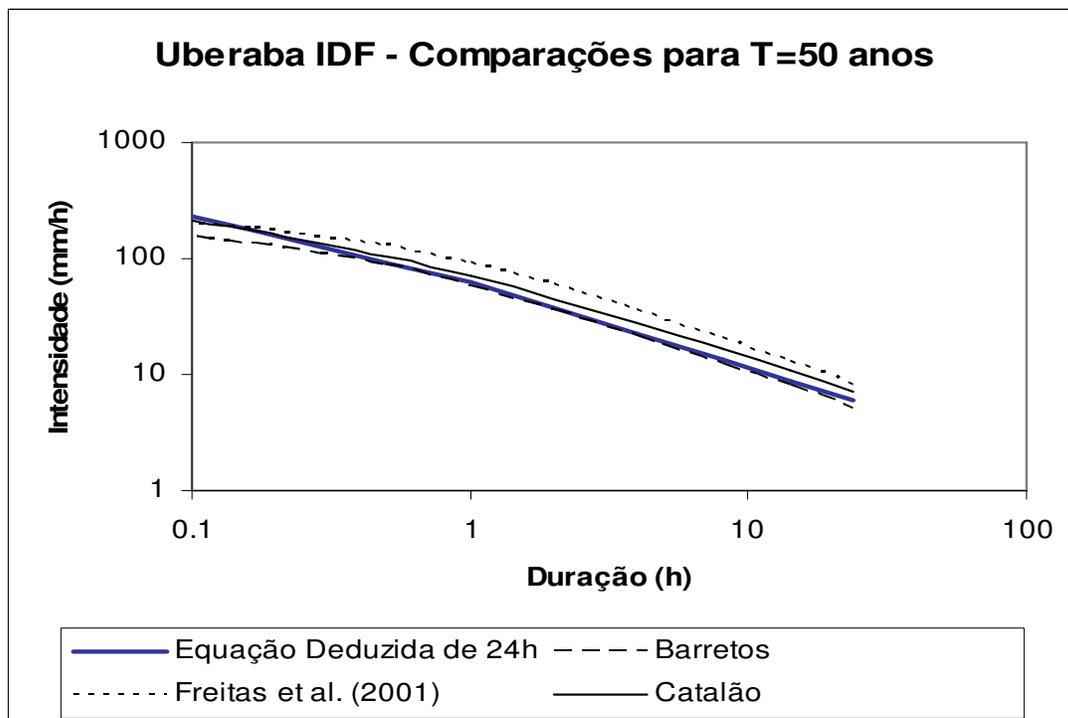


Figura 2 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=50 anos (fonte: EHR-UFGM, 2005).

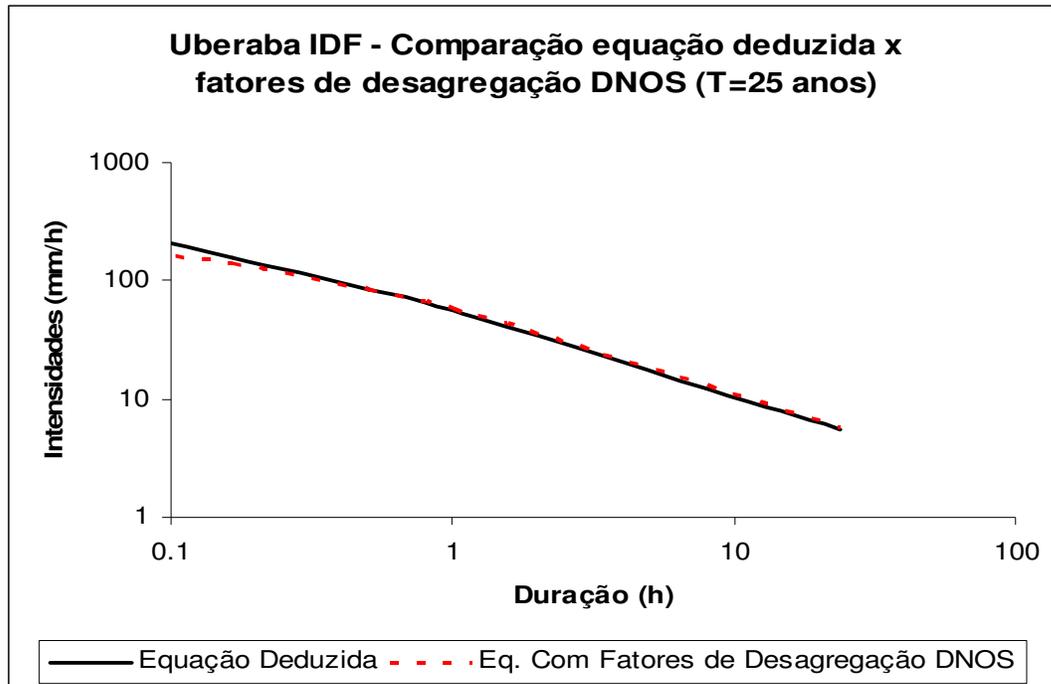


Figura 11 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=25 anos (fonte: EHR-UFGM, 2005).

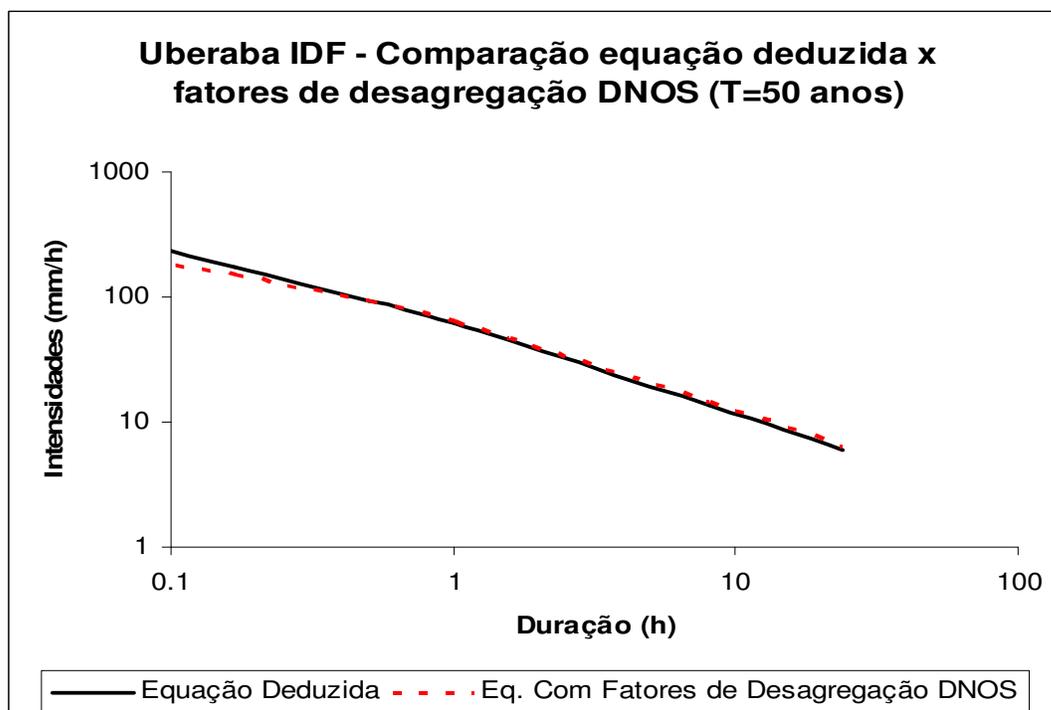


Figura 12 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=50 anos (fonte: EHR-UFGM, 2005).

desagregação para T=50 anos (fonte: EHR-UFMG, 2005).

A comparação dos resultados obtidos com as equações IDF (1) e (2) com os resultantes do emprego de equações IDF proposta para localidades relativamente próximas, Barretos e Catalão, sugere a observância dos padrões de precipitação da região do entrono do Triângulo Mineiro. Os resultados obtidos para Uberaba mostram-se próximos e intermediários aos obtidos para Barretos e Catalão. A coerência sugerida pelos resultados obtidos com as equações (1) e (2) é reforçada por sua comparação com aqueles produzidos pela aplicação dos fatores de desagregação médios propostos pelo antigo DNOS.

Considerando-se a coerência dos resultados obtidos pelo estudo realizado em 2005 e a inexistência de informações hidrológicas mais recentes que possam influenciar tais resultados ou conduzir a uma revisão das equações propostas (1) e (2), propõe-se a utilização das mesmas para a realização dos estudos hidrológicos e hidráulicos complementares necessários à elaboração dos projetos executivos de estruturas de drenagem, em foco. O Anexo 1 ao presente documento reproduz o relatório EHR-UFMG (2005) aqui avaliado.

14.3. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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.
- Pfafstetter O. *Chuvas Intensas no Brasil. Relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos*. DNOS, Rio de Janeiro, 1957.
- EHR-UFMG. Estudo do Sistema de Macrodrenagem da Cidade de Uberaba: Bacia Hidrográfica do Córrego das Lajes – Relatório paricial 1/2005: Equação Intensidade-Duração-Freqüência de chuvas intensas para a cidade de Uberaba (MG), Belo Horizonte, 2005, 23 p..

ANEXO 1

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

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

$$i = \frac{w}{(d^v + \theta)^\eta} \quad (1)$$

Onde i representa a intensidade de uma precipitação de duração d , e w , v , θ e η são coeficientes não negativos. Um exercício numérico, proposto por Koutsoyannis *et al.* (1998), mostra que os erros resultantes da imposição de $v=1$ 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 $v \neq 1$ resulta em parametrização excessiva da equação (1), Koutsoyannis *et al.* (1998) sugerem a seguinte expressão geral para as relações IDF para um dado tempo de retorno:

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

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 $\{w_1, \theta_1$ e $\eta_1\}$ e $\{w_2, \theta_2$ e $\eta_2\}$ 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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ou

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

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

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

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 $F(\cdot)$ é uma função independente de d . Desse modo, depende-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 , obtém-se

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

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 24445 EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

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.

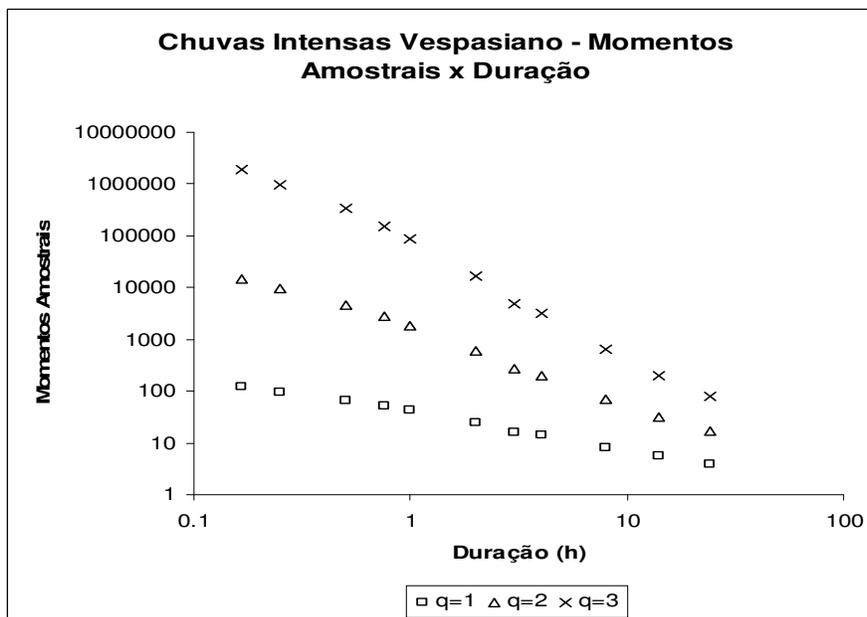


Figura 1 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano.

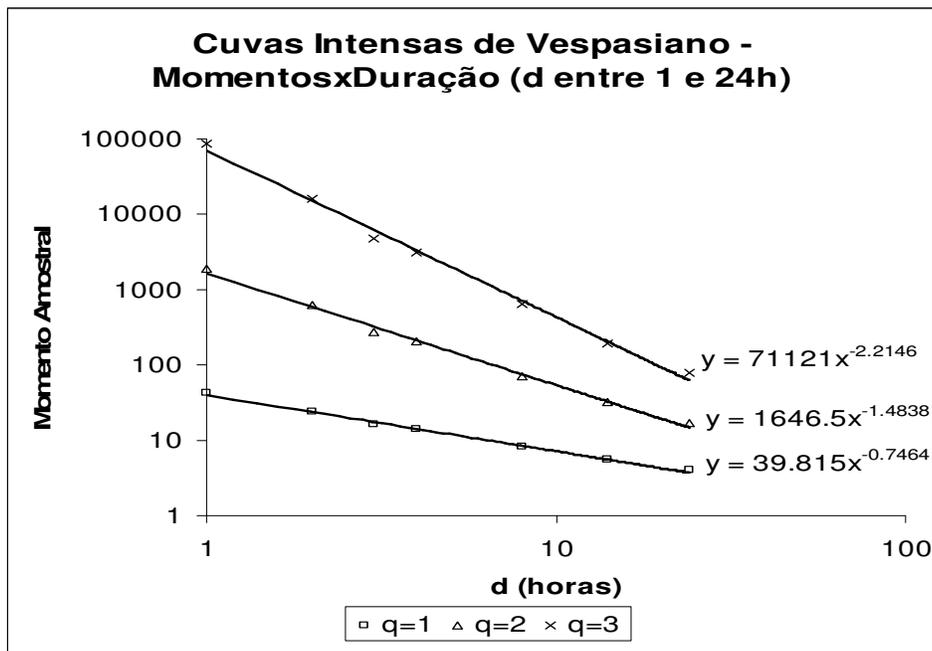


Figura 2 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano entre 1 e 24 horas.

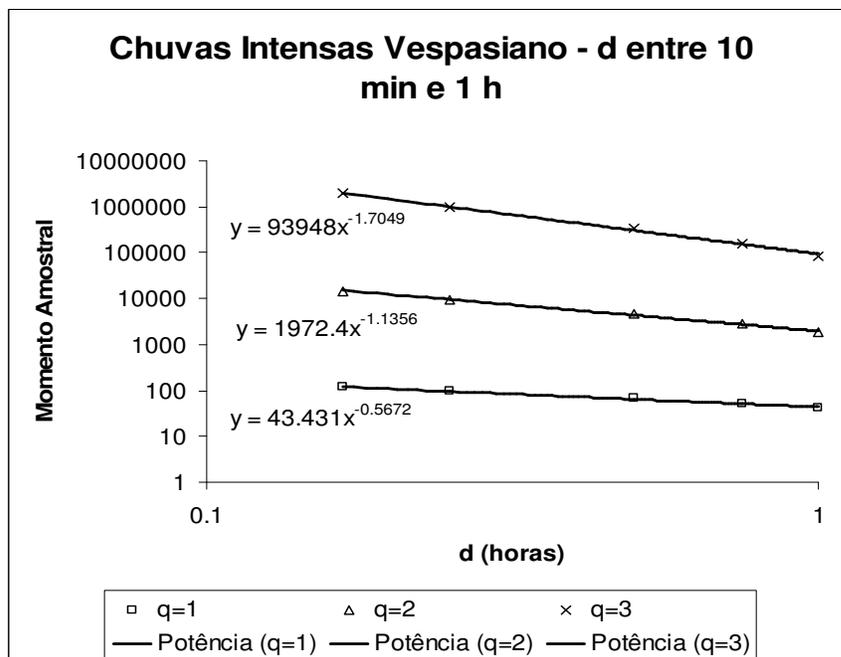


Figura 3 – Momentos Amostrais de Ordem q versus Durações de Chuvas Intensas da Estação Pluviográfica de Vespasiano entre 10 min e 1 hora.

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-
447
EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

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 subconjuntos 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:

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

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 Frequência 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 frequência 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 frequência 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

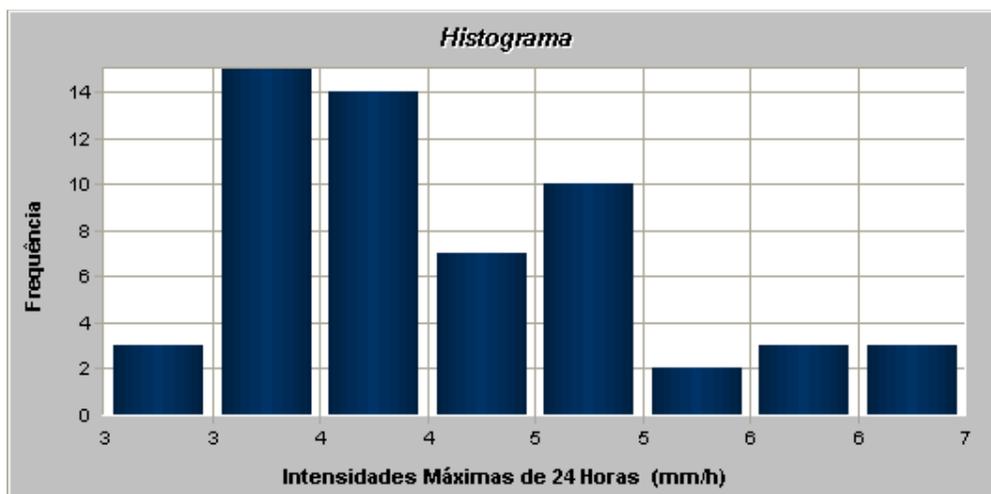
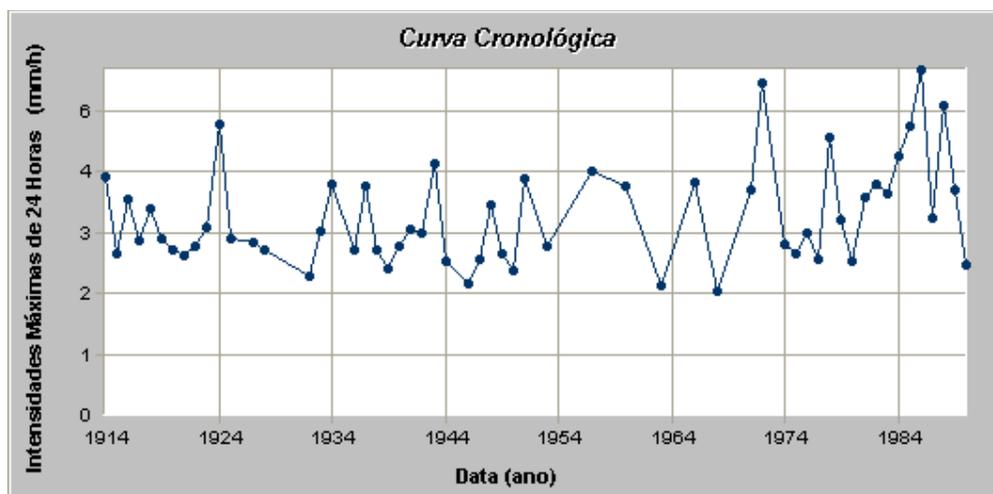
Título: Uberaba : Intensidade Máx Anuais de 24 h

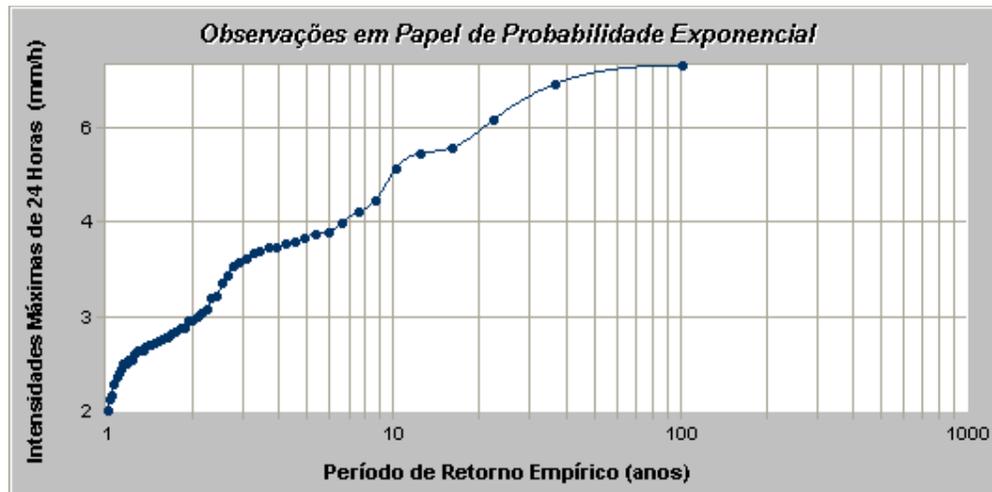
Variável analisada: Intensidades Máximas de 24 Horas (mm/h)

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

Tamanho da amostra de dados: 57

Gráficos:





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

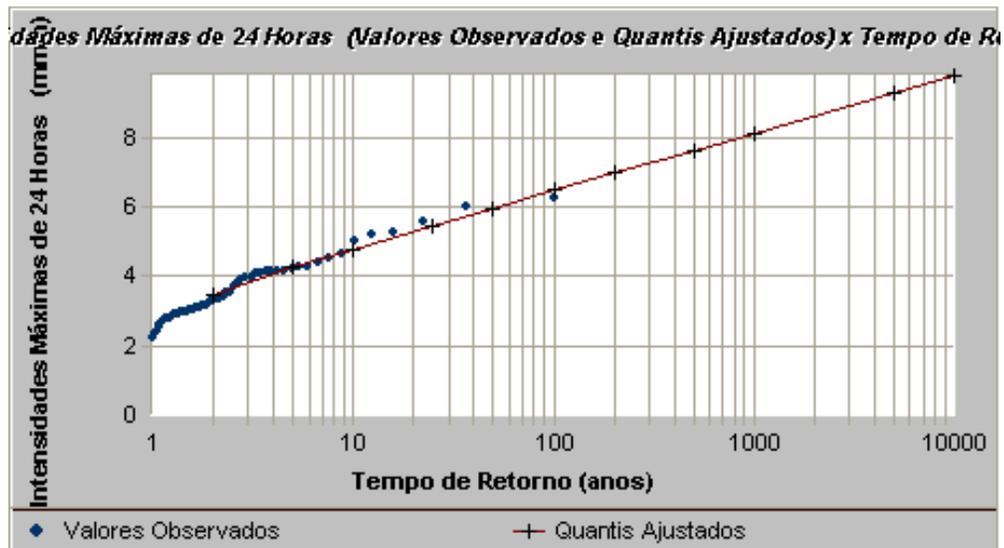
Resultados

Ajuste pela Distribuição: **Gumbel** para Máximos (Método dos Momentos)
EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

Estado de Minas Gerais

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:

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

e função de probabilidades acumuladas dada por

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

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

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

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 $1h \leq d \leq 24$ h, a **equação IDF válida para durações de 1 hora a 24 horas** é dada por

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

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 $0,0833h \leq d \leq 1$ h, a **equação IDF válida para durações menores ou iguais a 1 hora, extrapolada inferiormente até 5 minutos (0,0833 h)**, é dada por

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

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 $10 \text{ min} \leq d \leq 60 \text{ min}$, e $a = -0,834$, $b = 17,78$ e $c = 4,98$ para $60 \text{ min} \leq d \leq 1440 \text{ min}$, definida por FCTH/CTH/DAEE para o posto pluviográfico de Barretos (estado SP, lat $20^\circ 33'$, long $48^\circ 34'$, 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 $18^\circ 10'$, long $47^\circ 58'$), 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) (mm/h)	Eq. Barretos (mm/h)	Freitas et al. (2001) (mm/h)	Eq. Catalão (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

Estado de Minas Gerais
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

455

Estado de Minas Gerais

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

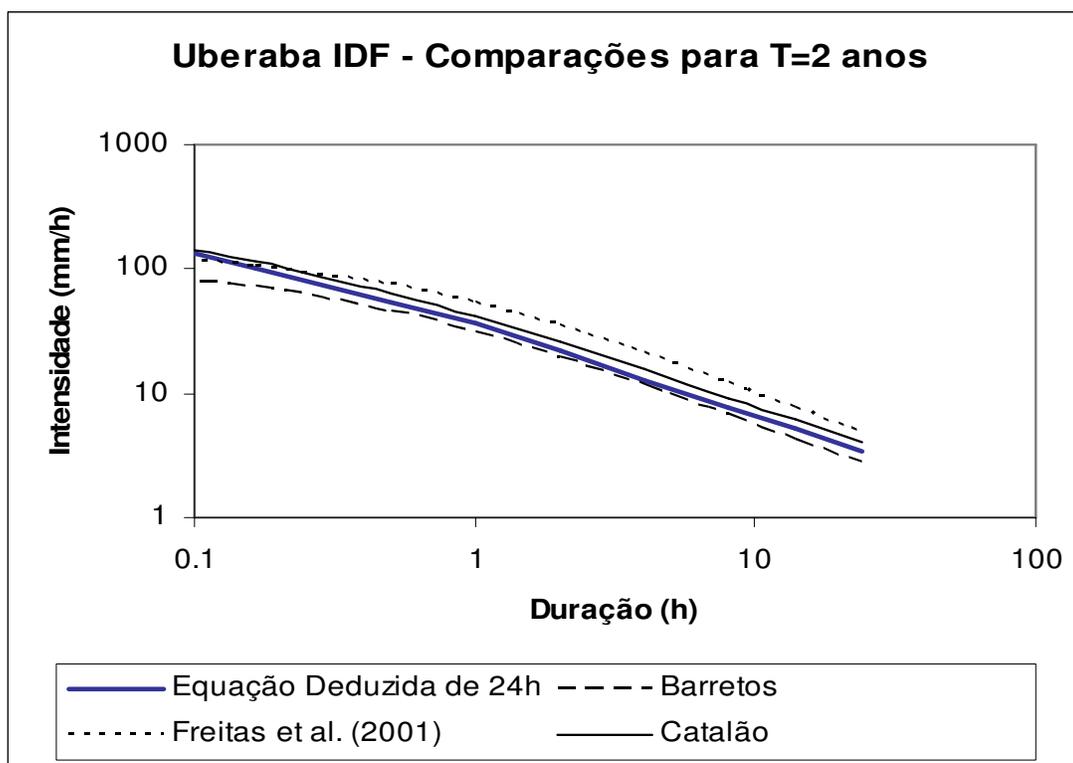


Figura 4 – Comparações entre os resultados das relações IDF para $T=2$ anos.

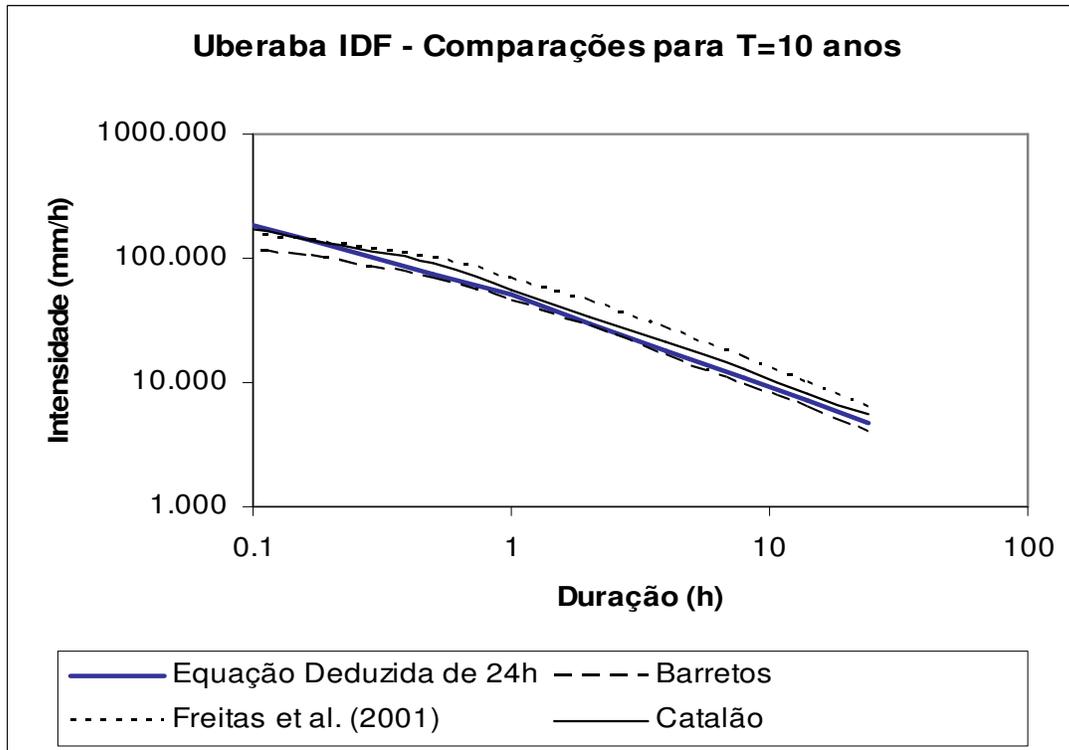


Figura 5 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=10 anos.

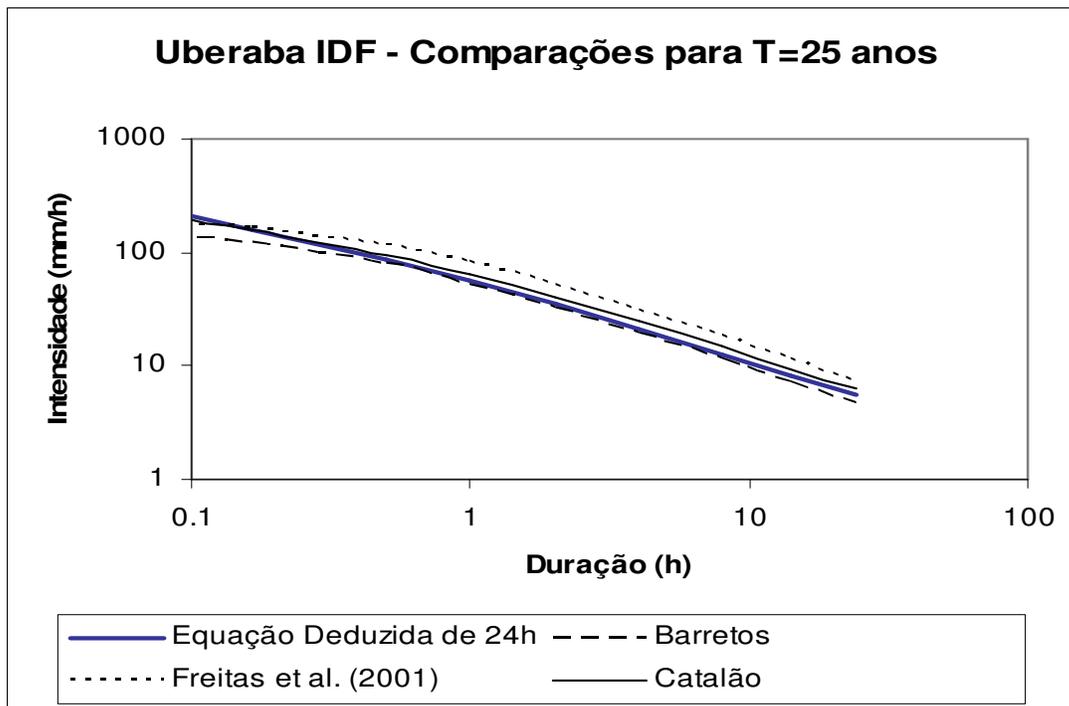


Figura 6 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=25 anos.

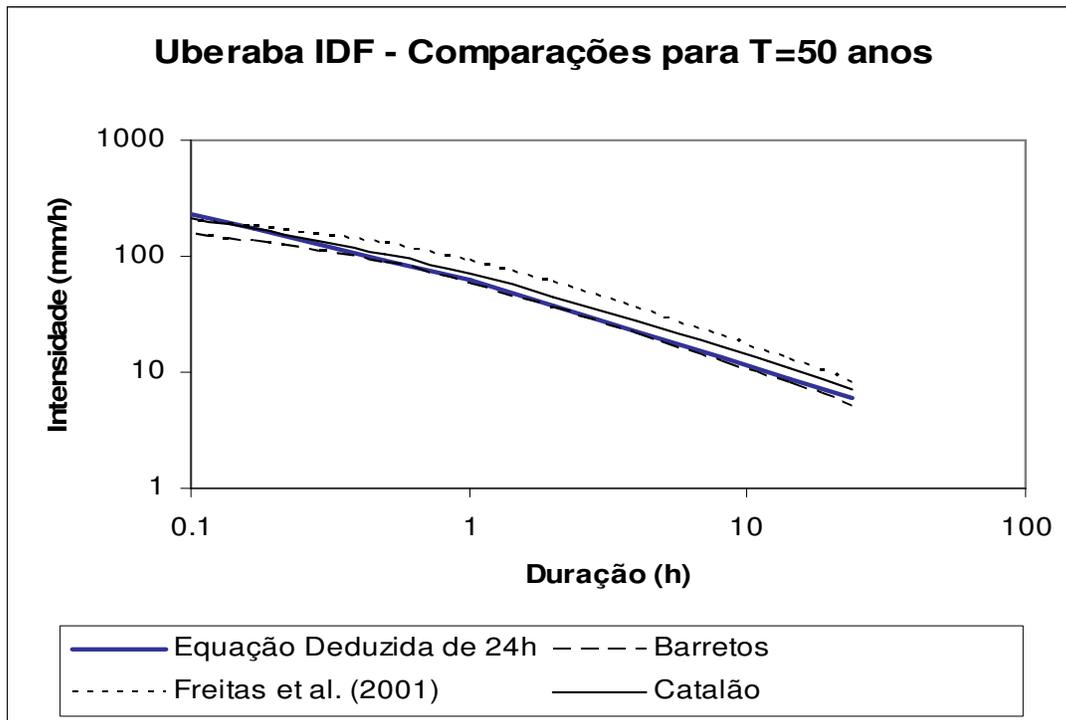


Figura 7 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=50 anos.

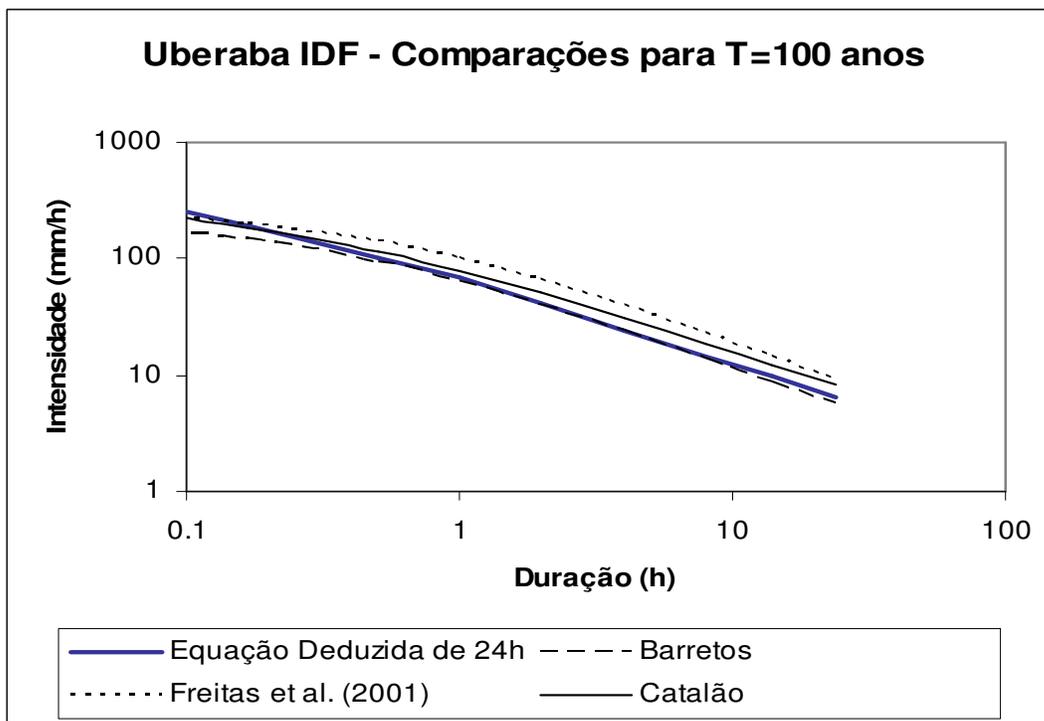


Figura 8 – Comparações entre os resultados das relações IDF para T=100 anos.

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.

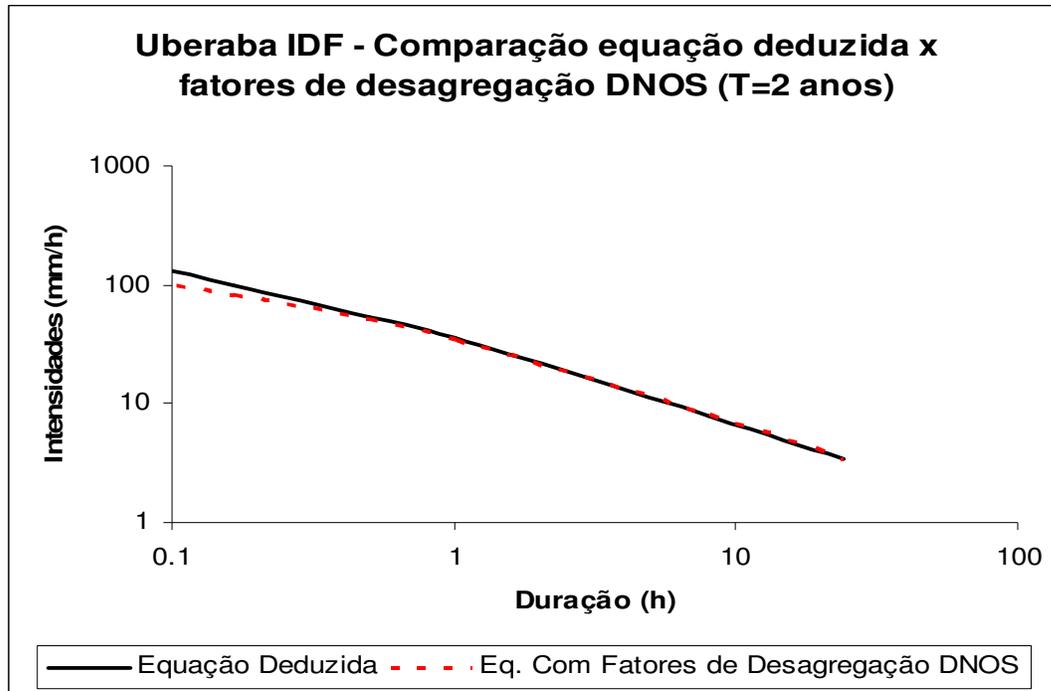


Figura 9 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=2 anos.

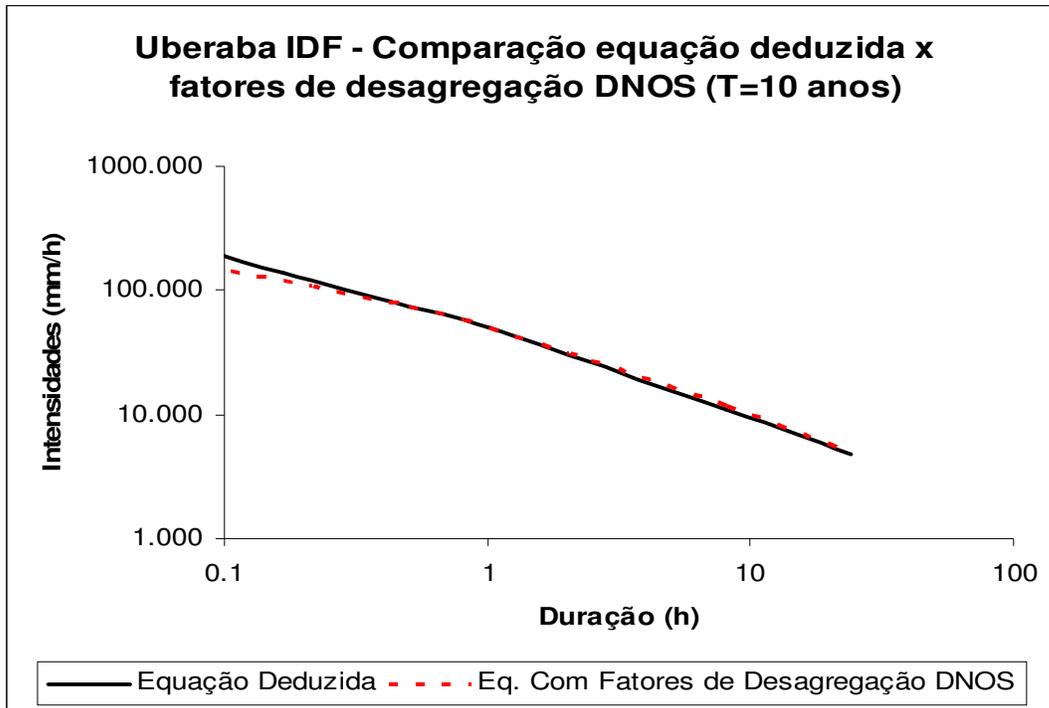


Figura 10 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=10 anos.

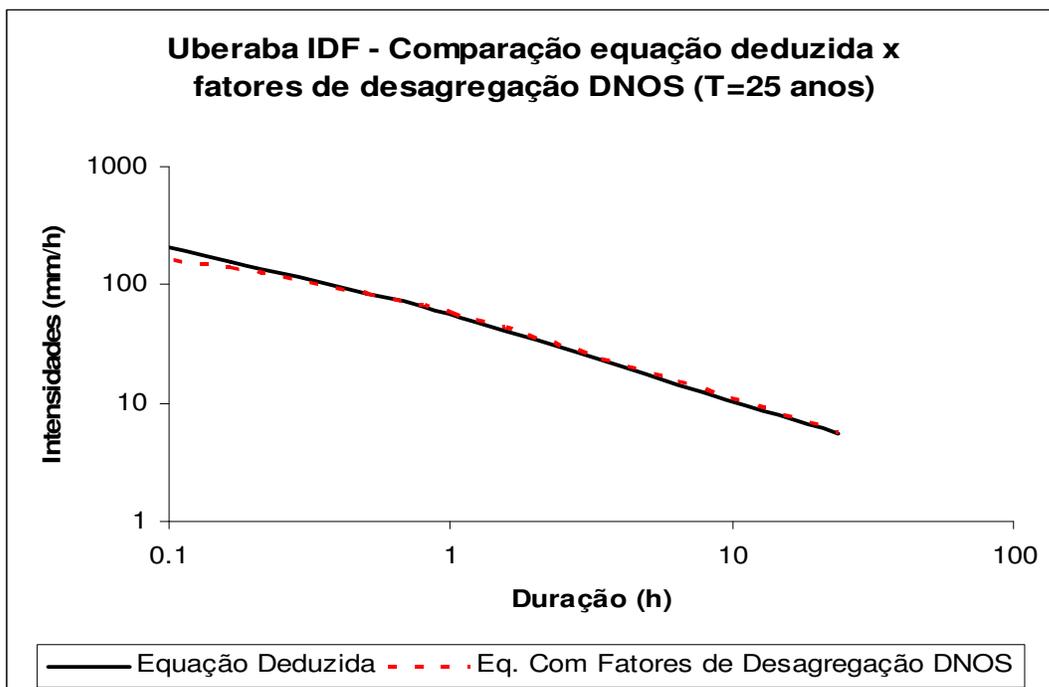


Figura 11 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=25 anos.

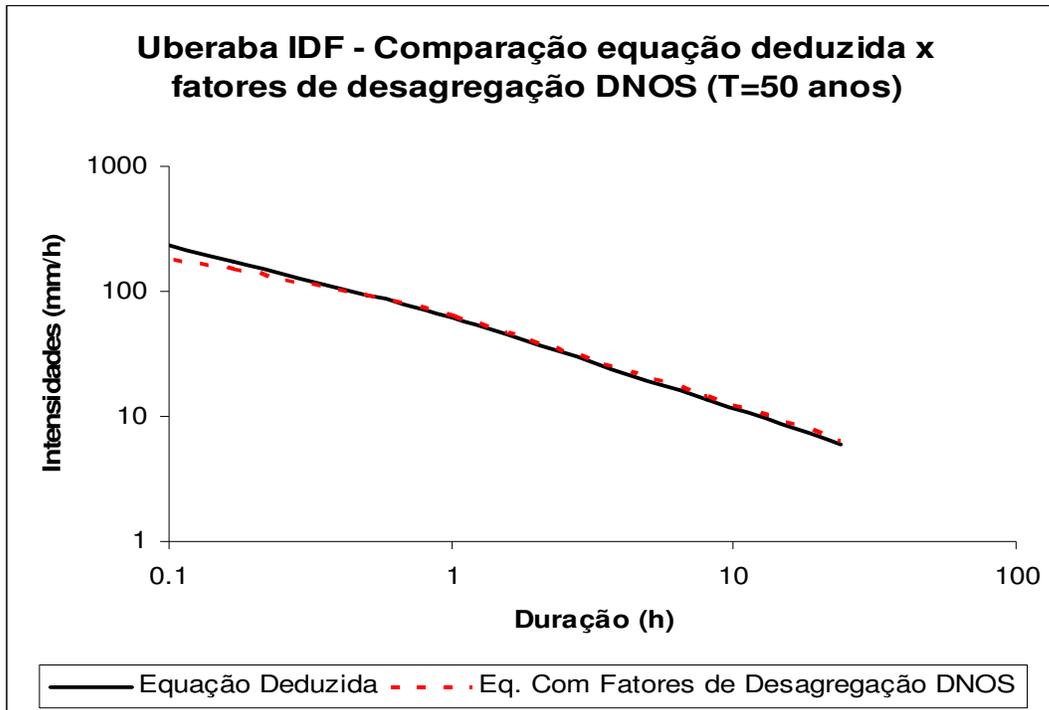


Figura 12 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=50 anos.

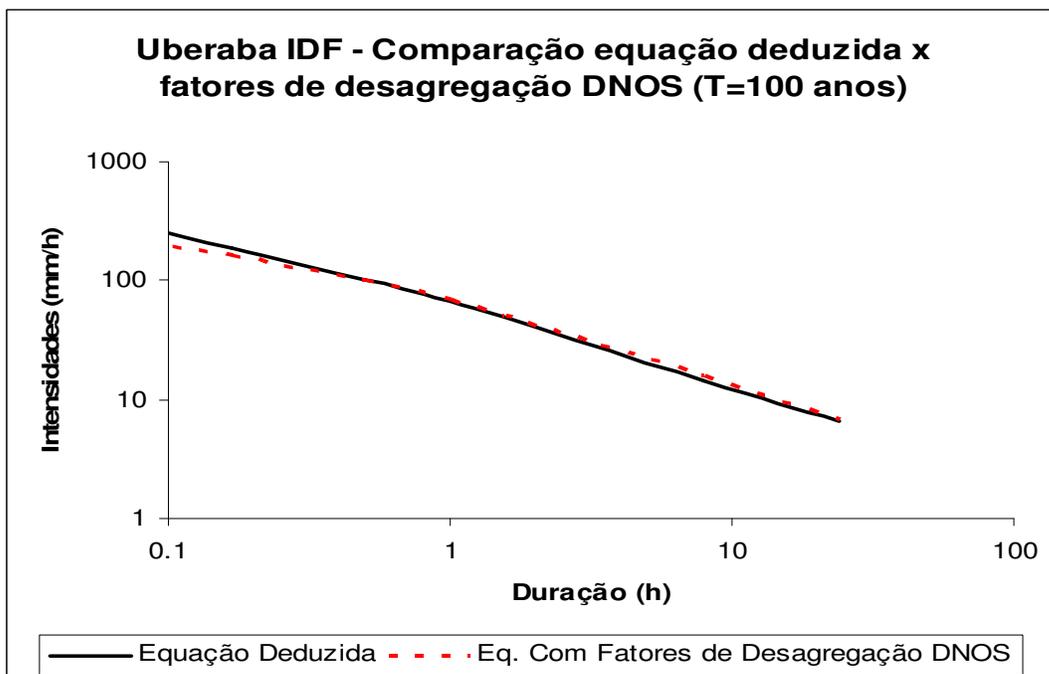


Figura 12 – Comparações entre os resultados das relações IDF e com fatores de desagregação para T=100 anos.

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.

1. CARACTERIZAÇÃO DOS EMPREENDIMENTOS DO

PROJETO ÁGUA VIVA

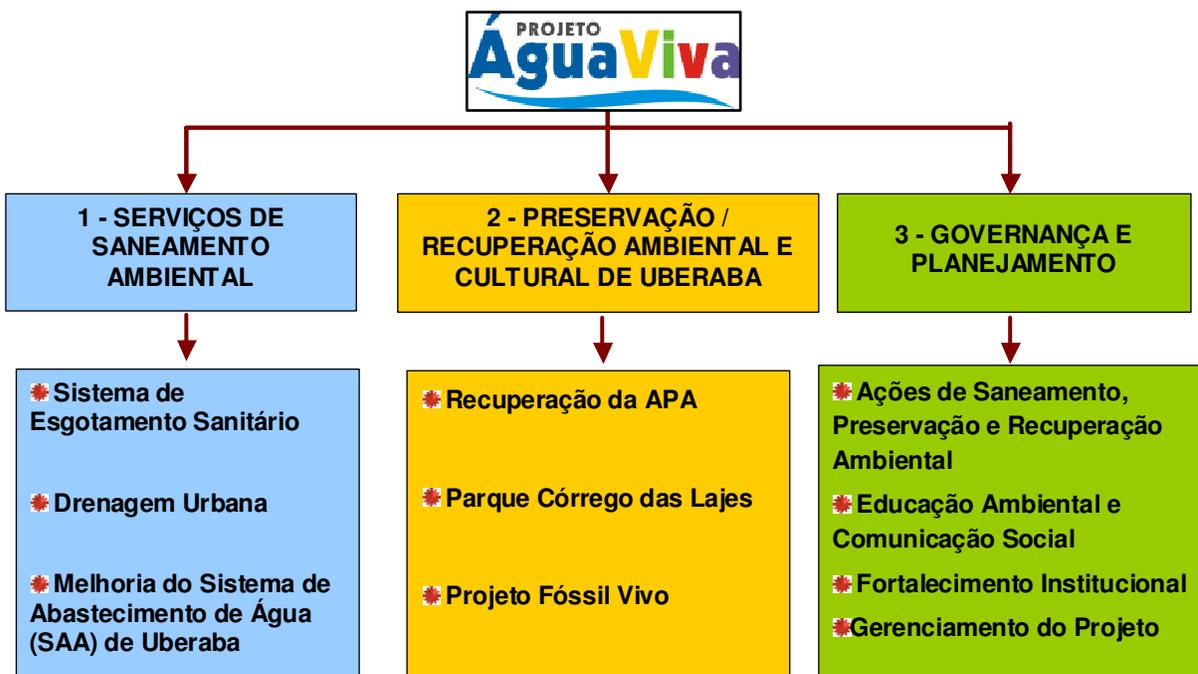
água, esgoto, drenagem pluvial e recuperação sócioambiental.

O PROJETO ÁGUA VIVA tem por objetivo principal a melhoria da qualidade de vida da população de Uberaba através da promoção do saneamento urbano integrado, da preservação ambiental e expansão de parques e de oportunidades recreativas e culturais.

O Projeto contempla três vertentes de ações principais:

- Serviços de Saneamento Ambiental;
- Preservação/ Recuperação Ambiental e Cultural de Uberaba;
- Governança e Planejamento.

O PROJETO ÁGUA VIVA constitui-se dos seguintes componentes:



Estado de Minas Gerais

PROJETO ÁGUA VIVA favorecerá o fortalecimento da organização e mobilização comunitária, a partir de um trabalho de participação da comunidade local a ser desenvolvido em consonância com as intervenções físicas.

Serão parte integrante deste trabalho as atividades de educação ambiental, cuja implementação deverá concorrer para a sensibilização da população de Uberaba quanto ao imperativo de contribuir e agir para a preservação do meio ambiente natural de forma condizente com as necessidades das gerações atuais e futuras.

DIAGNÓSTICO SOCIOAMBIENTAL

1.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO

1.1.1 LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE UBERABA

A cidade de Uberaba localiza-se no estado de Minas Gerais, mais precisamente no Triângulo Mineiro, e está eqüidistante, num raio de 500 km, das principais cidades do País e a 481 Km da capital do Estado.

Sua posição geográfica é 19º 45' 27" latitude sul e 47º 55' 36" longitude oeste (Ver Figura 3.1). 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 4.540,51 km² (IGA/MG - 2002), correspondente à cerca de 0,6% da área total do Estado de Minas Gerais, abrigando uma população total de 252.051 habitantes (IBGE - Censo de 2000). O perímetro urbano da cidade possui 256 km².



Figura 3.1: Localização do Município de Uberaba



Figura 3.2: Foto área de Uberaba

1.1.2 HISTÓRICO DA OCUPAÇÃO

O nome da cidade é de origem indígena e significa águas claras, tendo sido escolhido naquele tempo pela abundante reserva hídrica do local. A ocupação do espaço urbano se procedeu às margens do córrego das Lajes, afluente do rio Uberaba, situado em um vale profundo entre sete colinas.

As origens do município de Uberaba estão ligadas às expedições que partiam do Desemboque e varavam os Sertões da Farinha Podre, destacando-se aí o arrojo e tenacidade de Antônio Eustáquio da Silva. O território do município tornou-se passagem obrigatória dos exploradores que rumavam aos sertões goianos por ocasião das bandeiras. Rota de Bartolomeu Bueno da Silva - o "Anhangüera" -, em 1722, torna-se estrada do Anhangüera, mais tarde estrada de Goiás e, finalmente, Estrada Real.

Por volta de 1809, aventureiros em busca de terras férteis para a agricultura e criação de gado, fundaram um povoado na cabeceira do ribeirão Lajeado e ergueram uma capela consagrada a Santo Antônio e São Sebastião. Mas o arraial não prosperou porque suas terras não eram tão férteis e os índios caiapós assustavam os moradores. Avançando para oeste, os aventureiros encontraram terras melhores na margem esquerda do córrego das Lajes, na confluência com o rio Uberaba, distante 15 km do primitivo arraial. Antônio Eustáquio construiu ali sua casa e, aos poucos, os moradores do arraial se transferiram para lá. Neste local foi erguida a capela sob as mesmas invocações e o novo povoado prosperou.

Importante pólo econômico e cultural da região, Uberaba se notabilizou pela introdução do gado zebu no Brasil. A cidade realiza anualmente uma exposição agropecuária de fama internacional. É considerada a Capital Mundial do Zebu e realiza anualmente, no mês de maio, sua Exposição Nacional, no Parque Fernando Costa, que passou a

Estado de Minas Gerais

sediar também as Exposições Internacionais.

A cidade de Uberaba está localizada dentro da bacia do córrego das Lajes, pequeno afluente esquerdo do rio Uberaba ocupando-a, quase na sua totalidade, significando mais de 60% da zona urbana da atual cidade. A evolução da ocupação do município, dentro e fora da bacia do córrego das Lajes, pode ser resumida na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Expansão Urbana de Uberaba

Período	Na bacia córrego das Lajes	Fora da bacia córrego das Lajes
1822 a 1922	Partes altas e planas do seu interior	-
1922 a 1959	Partes altas e planas disponíveis da região mediana	Primeiras casas no Alto da Boa Vista
1959 a 1970	Partes lindeiras aos talwegues e altos ainda disponíveis	Residências urbanas e loteamentos
1970 a 1995	Concentração e valorização dos imóveis lindeiros aos talwegues com a presença das avenidas baixas canalizadas	Extrapolação da cidade e de sua infra-estrutura aos bairros fora da bacia
1995 a 2000	Ocupação de mais 70% da bacia restando, apenas, a área baixa próximo ao rio Uberaba.	Vários loteamentos novos, exclusivamente, fora da bacia

Fonte: Prefeitura Municipal de Uberaba (Aerofotogramétricos dos anos 1959/1975/1984)

A Figura 3.3 apresenta os perímetros máximos das ocupações urbanas nos diversos anos a partir de 1900 a 2000.

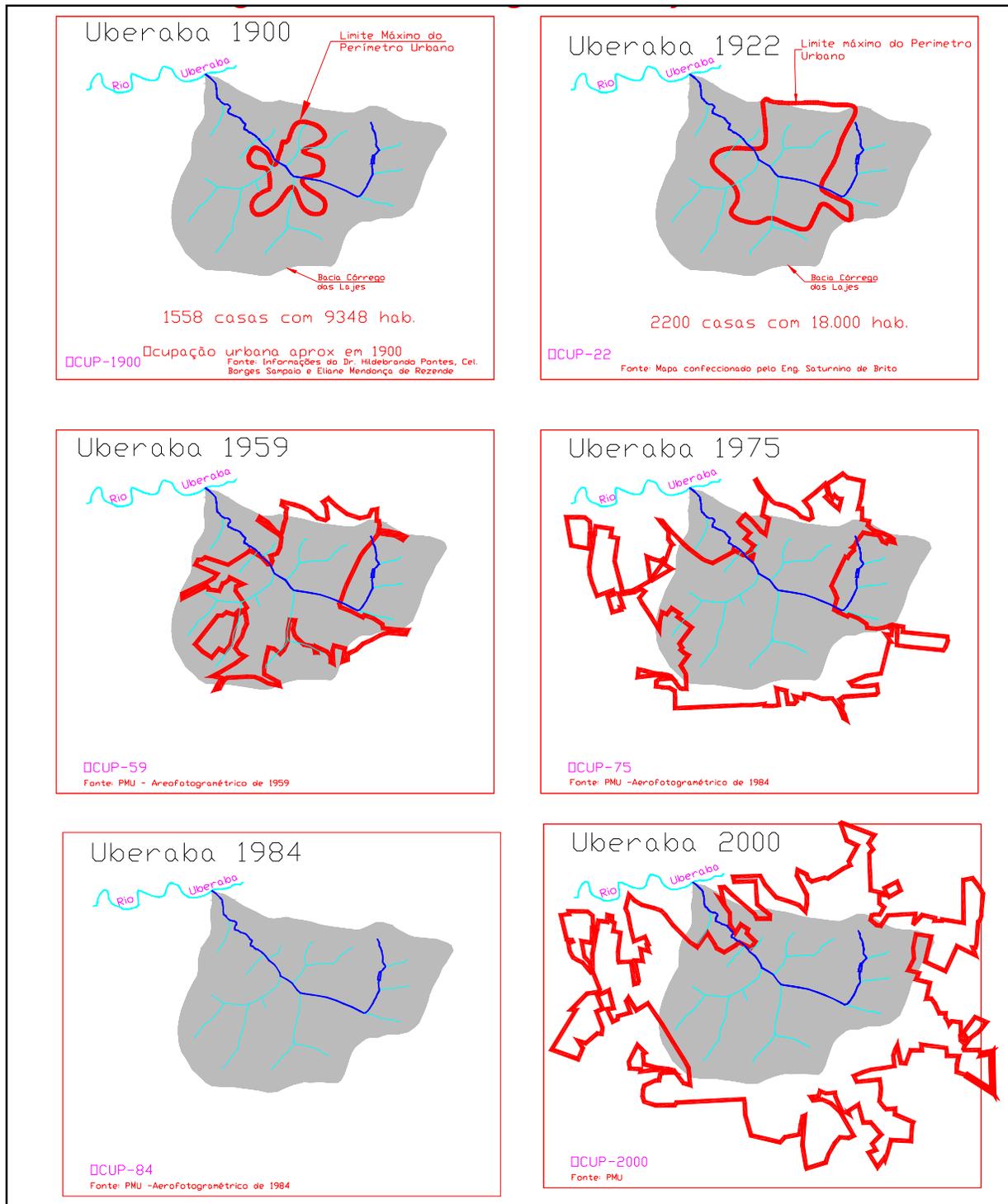


Figura 3.3: Evolução da Ocupação Urbana de Uberaba

Fonte: Prefeitura Municipal de Uberaba

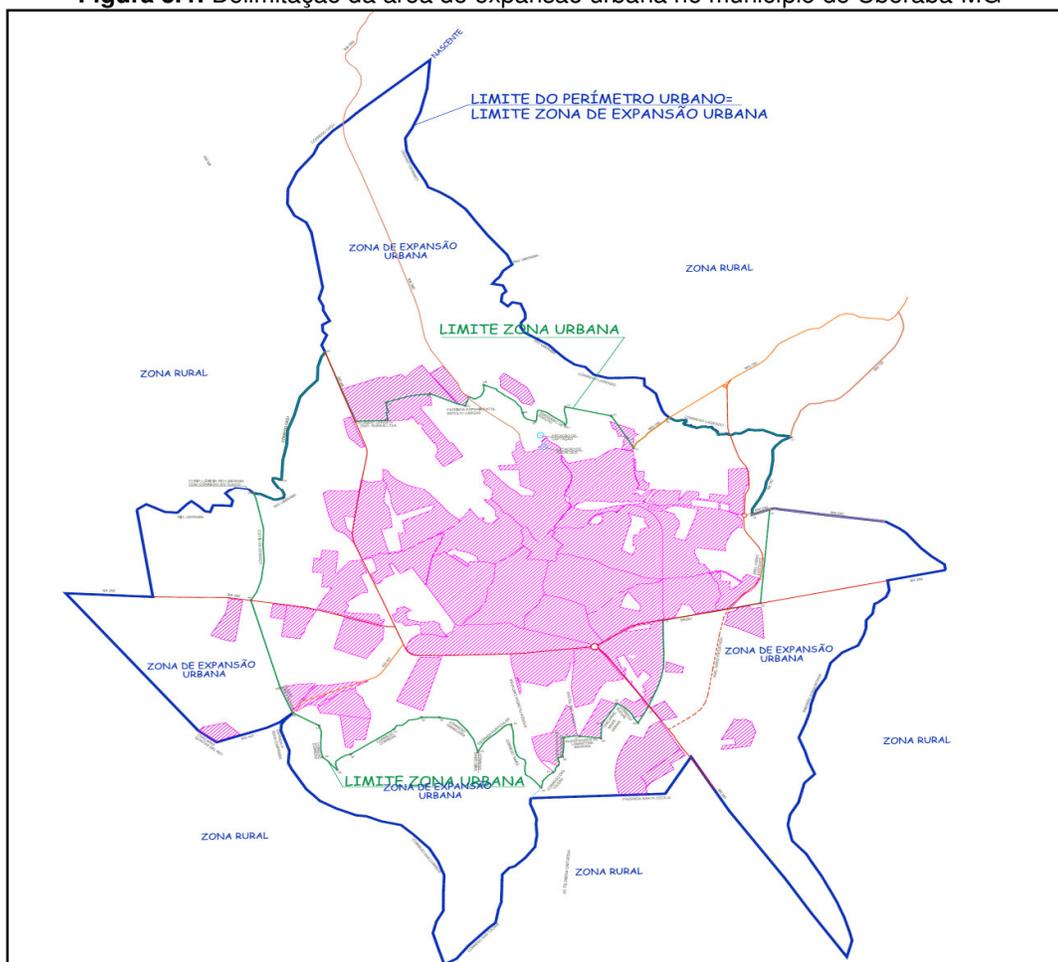
1.1.2.1 Uso e Ocupação Atual do Solo

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Uberaba apresenta objetivos claros no sentido de ordenar o pleno desenvolvimento e funções sociais da cidade e garantir o bem estar de seus habitantes.

- **Delimitação da Área de Expansão Urbana**

A Lei Complementar Nº 9 de 23/06/1991 dispõe sobre o parcelamento do solo no município de Uberaba. Esta lei atende aos princípios definidos no Plano Diretor (Figura 3.4) obedecendo ao disposto na legislação federal e estadual, sendo admitido apenas nas áreas definidas na Lei Municipal do perímetro urbano.

Figura 3.4: Delimitação da área de expansão urbana no município de Uberaba-MG



—	ÁREA TOTAL PERÍMETRO= 278.076.759,045m ² (ÁREA REAL)
—	ÁREA ZONA EXPANSÃO URBANA= 149.754.697,045m ² (ÁREA DE LEI) * ÁREA REAL = 150.161.831,775m ²
—	ÁREA TOTAL ZONA URBANA= 128.322.062,00m ² (ÁREA DE LEI) * ÁREA REAL = 127.914.927,270m ²
—	PERÍMETRO DA ZONA URBANA= 58.395,63m (PERÍMETRO DE LEI) * ÁREA REAL = 61.396,00m
—	ÁREA TOTAL URBANIZADA DENTRO DA ZONA URBANA= 63.597.505,28m ²
—	ÁREA TOTAL URBANIZADA DENTRO DA ZONA DE EXPANSÃO URBANA=9.587.609,76m ²

Fonte: Plano Diretor de Uberaba-MG, Prefeitura Municipal de Uberaba

Segundo o Plano Diretor de Uberaba, as Áreas Urbanas e de Expansão Urbana do Município são divididas nas seguintes Zonas e Áreas Diferenciadas:

I - ZONAS

- a) Zona Central - (ZC)
- b) Zona Residencial - (ZR)
- c) Zona Mista - (ZM)
- d) Zona Industrial - (ZI)
- e) Zona de Chácaras -(ZCh)

II - ÁREAS DIFERENCIADAS

- a) Centros de Bairro - (CB)
- b) Área de Controle Especial do Aeroporto - (ACEA)
- c) Áreas de Proteção ao Meio-Ambiente - (APMA)
 - a) Áreas de Projetos Especiais - (APE)

A Zona Residencial (ZR) subdivide-se em:

- I - Zona Residencial 1 - ZR 1
- II - Zona Residencial 1A - ZR 1A
- III - Zona Residencial 2 - ZR 2
- IV - Zona Residencial 3 - ZR 3

A Zona Industrial (ZI) subdivide-se em: Zona Industrial 1 (ZI 1), 2 (ZI 2) e 3 (ZI 3).

A Zona de Chácaras (ZCh) corresponde à Zona de Expansão Urbana do Distrito-Sede, definida pela Lei do Perímetro Urbano, permitindo a implantação de chácaras e sítios de recreio, sem prejuízo das atividades rurais, observada a Lei do Parcelamento do Solo Urbano e o que dispõe esta Lei.

São declaradas Áreas de Proteção ao Meio Ambiente (APMA):

- I. Praças existentes e as que venham a ser declaradas como tal;
- II. Parque Municipal Mata do Carrinho, Mata do Ypê e Bosque Jacarandá;
- III. Faixas marginais às nascentes, lagoas, reservatórios naturais e artificiais e

Estado de Minas Gerais

aos cursos d'água, nas larguras especificadas em legislação federal, estadual e municipal;

- IV. Faixa marginal ao Distrito Industrial I - (DI-I) - na largura de 30m (trinta metros) a partir dos limites do Distrito;
- V. Faixa marginal ao Distrito Industrial II - (DI-II) - na largura de 30m (trinta metros) a partir dos limites do Distrito;
- VI. Faixa marginal ao Distrito Industrial III - (DI-III) - na largura de 100m (cem metros) a partir dos limites do Distrito;
- VII. As Áreas de Proteção Parcial, conforme delimitadas no Anexo I desta Lei.

As faixas marginais, citadas no inciso III deste artigo, são consideradas "*non aedificandi*", e as florestas e demais formas de vegetação natural, nelas situadas, são consideradas de preservação permanente.

A Área de Controle Especial do Aeroporto (ACEA), e as Áreas de Proteção ao Meio Ambiente (APMA), são consideradas Áreas de Urbanização Restrita.

As Áreas de Projetos Especiais (APE) subdividem-se em 9 áreas (APE 1 a APE 9). A Área de Projeto Especial 8 (APE - 8) destinar-se-á à implantação de parcelamento com fins habitacionais, respeitadas as diretrizes do projeto de desenho urbano e particularmente ao inciso.

A Área de Projeto Especial 9 (APE - 9) destinar-se-á ao desenvolvimento de projetos de lazer coletivo, pesquisa agropecuária, educação, atividades rurais constituindo-se assim em área de preservação ambiental.

Segundo o Plano Diretor de Uberaba, os usos do solo são divididos em:

- Uso Residencial;
- Uso Comercial;
- Uso de Serviços;
- Uso Misto;
- Uso Industrial.

Não se pode abordar o espaço urbano de forma segmentada. A política urbana deve ser única, incorporando todos os aspectos do desenvolvimento e da ocupação do território. Desta forma, os empreendimentos previstos no Projeto Água Viva estão de acordo com a legislação urbanística em vigor no Município de Uberaba, bem como com as diretrizes preliminares previstas na Revisão do Plano Diretor, conforme documento de assessoria à PMU pelo IBAM - Instituto Brasileiro de Administração Municipal:

- A ETE Rio Uberaba encontra-se na Zona Urbana, bem como os interceptores que estão previstos para captação de esgotos de áreas urbanas ocupadas⁴⁷²
- EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

Estado de Minas Gerais

- e com previsão de ocupação;
- A ETE Conquistinha encontra-se na Zona de Expansão Urbana (Lei 08/91 - Lei do Perímetro Urbano);
 - Os Piscinões, anteriormente previstos, encontra-se em áreas classificadas pela Lei de Uso e Ocupação do Solo, respectivamente como:
 - Av. Leopoldino de Oliveira ⇒ Área de Proteção Parcial, conforme artigo 12, § 4º da Lei 34/ 94 (Áreas de Proteção ao Meio Ambiente);
 - Av. Guilherme Ferreira ⇒ Zona Mista/ ZR-3 (Lei 34/94);
 - Av. Santos Dumont ⇒ Zona Central (Lei 34/94);
 - Av. Pedro Salomão ⇒ Centro de Bairro/ ZR-3 (Lei 34/94);
 - A área definida como APA do rio Uberaba encontra-se praticamente toda em Zona Rural, e na parte em que se situa em Zona Urbana (1/10 da área total da APA) incide a Lei Complementar 177/00 que trata especialmente da ocupação de áreas situadas na Bacia Hidrográfica do rio Uberaba à montante da captação;
 - A necessidade de prever-se alternativas para o abastecimento de água do Distrito-sede (cidade de Uberaba) já se encontra prevista na Lei do Plano Diretor vigente (Lei 06/91), bem como questões específicas relativas à proteção ao meio ambiente, córregos, matas, mananciais e programas específicos encontram-se contemplados no Plano Diretor (Lei 06/91 - Lei do Plano Diretor e Lei 12/91 - Lei da Política Municipal do Meio Ambiente).

A ocupação do território de Uberaba, conforme demonstra o mapa caracterização geral da ocupação do território municipal, é caracterizada por uma área urbana principal (distrito-sede), em processo de expansão da periferia, dez aglomerados urbanos (Ver Tabela 3.2), nomeados como bairros rurais pela Lei Municipal de Perímetro Urbano vigente, e por três distritos industriais (Ver Tabela 3.3).

Tabela 3.2: Aglomerados Urbanos

Aglomerados Urbanos	
1 - Capelinha do Barreiro	6 - Barreiro do Eli
2 - Baixa	7 - Palestina
3 - Peirópolis	8 - Itiguapira
4 - Santa Rosa	9 - São Basílio
5 - Ponte Alta	10 - Serrinha

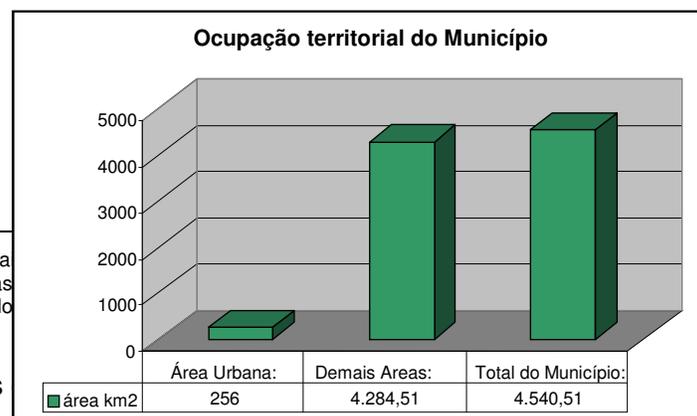
Tabela 3.3: Distritos Industriais de Uberaba

Estado de Minas Gerais

Distritos Industriais²	Localização	Ramos de atividades
DI-I	Inserido na área urbana, com acesso direto pela BR050 (6km do centro da cidade).*	Placas aglomeradas de madeira, móveis, alimentícias, couro, metalúrgicas, elétricas, sistemas de irrigação, beneficiamento de mármore e granito, entre outras empresas de pequeno, médio e grande porte.
DI-II	Inserido na área urbana, com acesso direto pela BR050 (8,5 km do centro da cidade).*	Empresas de silos graneleiros, fábricas de rações, sementes, manufaturados, móveis, indústria de eletrodomésticos e ferramentas, entre outras.
DI-III	Distante 22 km ao sul do centro urbano, às margens do Rio Grande, ligado à cidade pela Avenida Filomena Cartafina, de pista dupla. A BR464 interliga o DI-III à BR050 e ao Estado de São Paulo.*	Complexo Agroquímico de Minas Gerais, abriga empresas de grande porte do setor agroquímico de fertilizantes (responsável por 30% da produção nacional), misturadoras, fábrica de produtos minerais não metálicos, defensivos agrícolas e pigmentos para tinta. **

Além das áreas urbanas consolidadas, há ocorrência de ocupações pontuais de transição, na forma de condomínios de chácaras e de sítios de recreio, principalmente ao longo das rodovias e ferrovias. O sistema viário municipal (rodoviário, ferroviário e aeroviário), articula todo o território, assim como os bairros rurais ao distrito-sede.

A Figura 3.5 apresenta a relação entre as áreas comprometidas com a ocupação urbana e o restante do território municipal:



² (*) Os distritos industriais Aduaneira localizada nas
(**) Previsão do ramal do Distrito Industrial III.

Figura 3.5: Relação entre a área de ocupação urbana e o restante do município de Uberaba

Atualmente, a dinâmica de crescimento da cidade e os processos de desenvolvimento em curso no Município reforçam a exigência de revisão do Plano Diretor, destacando-se:

Pressões que resultaram em reflexos territoriais

- Ferrovia em local inadequado (acidentes, impedimentos à acessibilidade e poluição ambiental);
- Destruição das matas e do meio ambiente;
- Enchentes;
- Impermeabilização do solo;
- Grandes vazios urbanos;
- Déficit habitacional;
- Invasões desordenadas;
- Instalação de empresas em desacordo com uso e ocupação do solo;
- Ligações de água pluvial na rede de esgotos;
- Ausência de tratamento de esgoto;
- Trânsito inadequado X Planejamento;
- Violência urbana;
- Desemprego e
- Distribuição desigual da infra-estrutura na área urbana.

Aspectos que precisam ser reforçados no aprimoramento do sistema de planejamento e gestão municipal

- Entrosamento entre as Secretarias;
- Participação popular na priorização de investimentos;
- Uso da informação na tomada de decisão e ação;
- Gerência dos espaços e áreas públicas;
- Infra-estrutura voltada à educação para cidadania;
- Política voltada para a preservação das nascentes e rios;
- Ação concreta para preservação das nascentes;
- Gestão integrada do lixo urbano, rural e industrial;
- Rigor na aplicação de Leis que diminuam os vazios urbanos, principalmente em grandes áreas dentro do tecido urbano;
- Fiscalização;
- Municipalização da gestão ambiental;
- Acompanhamento do transporte de cargas perigosas no território⁴⁷⁵

municipal;

- Programas habitacionais voltados às pessoas de baixa renda são insuficientes;
- Previsão de programas de regularização fundiária, integrados com regularização urbanística e sustentabilidade nas áreas subnormais;
- Sistematização e compartilhamento da informação;
- Gestão que atenda os interesses da comunidade;
- Incentivos e ou parcerias adequadas ao desenvolvimento urbano.

Indicações sobre a inadequação da legislação urbanística

- Desatualização das leis vigentes face aos problemas urbanos atuais;
- Falta de zoneamento ambiental;
- Não atendimento à legislação urbanística, ou seja, irregularidade urbanística crescente.

Demonstra-se assim, que os principais desafios para o planejamento e gestão da cidade de Uberaba são conhecidos da administração pública local, sobretudo os aspectos relacionados à organização físico-territorial do Município, ao sistema de planejamento e gestão municipal e aos instrumentos de regulamentação do solo urbano.

Os trabalhos técnicos para a revisão do Plano Diretor já estão concluídos, tendo sido inclusive debatidos com a comunidade, a revisão proposta, porém esta revisão ainda não foi submetida à Câmara de Vereadores, para a aprovação legal.

Principais conflitos ambientais observados

Os estudos realizados no processo de revisão do Plano Diretor de Uberaba permitiram mapear as áreas em que se observam os principais conflitos ambientais do município (Ver Mapa de Conflitos Ambientais):

- Áreas de deposição de entulhos (resíduos da construção civil e outros materiais não recolhidos pelo serviço de limpeza urbana): os pontos mapeados concentram-se na periferia do centro da cidade, ao longo das rodovias BR-050 e BR-262, nas proximidades da linha férrea e também em áreas periféricas de expansão recente;
- Áreas sujeitas a desmoronamento: o principal problema de desmoronamento na área urbana consolidada é causado pela implantação da linha férrea em conflito com a expansão da urbanização em suas áreas lindeiras;
- Áreas de inundação: a área crítica, onde ocorrem enchentes sistemáticas, está no centro, núcleo original da cidade assentado sobre o fundo de vale, especialmente nas avenidas Leopoldino de Oliveira, Santos Dumont e Guilherme Ferreira. Outros pontos ocorrem nas proximidades da linha férrea e da Rodovia BR-262;
- Áreas de mau cheiro: ao longo do Rio Uberaba onde são lançados, atualmente *in natura*, os esgotos coletados de toda área urbana, compromete a área reservada a UniVerdeCidade, localizada ao norte do Rio Uberaba. A prioridade de 476

implantar coletores-tronco de esgoto sanitário para tratamento nas ETES projetadas é a solução adotada para o problema;

- Áreas sujeitas a ruídos: o aeroporto e a linha férrea, que cruza a malha urbana, são os responsáveis pelo incômodo. Destaca-se a amplitude da interferência da linha férrea, na medida em que também é causadora de danos ambientais mais graves, como demonstram os recentes acidentes com o transporte de cargas perigosas;
- Áreas de deterioração de ambiental: distribuídas na região periférica da Cidade, compreendem os recursos hídricos, as áreas desmatadas e em processo de degradação, cujos impactos decorrem das ocupações irregulares e do despejo de esgoto in natura.

1.1.3 DINÂMICA DEMOGRÁFICA

Uberaba se classifica em 8º lugar dentre os Municípios mais populosos de Minas Gerais, perdendo para Belo Horizonte, Contagem, Uberlândia, Juiz de Fora, Betim, Montes Claros e Ribeirão das Neves.

A Tabela 3.4 e a Figura 3.6 apresentam os dados censitários levantados junto ao IBGE, que caracterizam o crescimento da população do município de Uberaba no período de 1960 a 2000.

Tabela 3.4: Crescimento Populacional em Uberaba

Ano	População Total (hab)	População Urbana (hab)	Índice de Urbanização (%)	Taxa de Crescimento (%aa)	
				Total	Urbana
1970	124.848	108.605	86,9	-	-
1980	199.203	182.519	91,6	4,78	5,33
1991	211.356	200.258	94,7	0,54	0,85
1996	237.433	229.031	96,5	2,35	2,72
2000	251.159	243.406	96,9	1,41	1,53

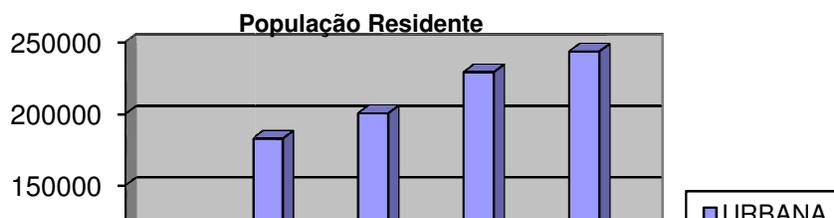


Figura 3.6: Crescimento Populacional em Uberaba.

A Tabela 3.4 demonstra que o município apresentou um padrão de crescimento irregular, onde as taxas de crescimento anual da população total no período de 1970 a 2000 variou entre 4,78% na década de 1880 a 1,41% no final da década de 90.

A taxa de crescimento da população urbana tem sido superior a aquela verificada na área rural, refletindo uma tendência verificada no Brasil no mesmo período. Tem se verificado uma certa parcela de migração interna no município, com a mudança de moradores da área rural para a sede do município.

A comparação com os índices de Minas Gerais e do Brasil (81,2% urbano e 18,8% rural), mostram que Uberaba possui índices de urbanização muito acima da média estadual e federal, com sua população 96,9% concentrada no perímetro urbano e 3,1% na área rural.

Com base em contagem estimada do IBGE para 2002 a população de Uberaba é de 261.457 habitantes, com os seguintes dados estratificados:

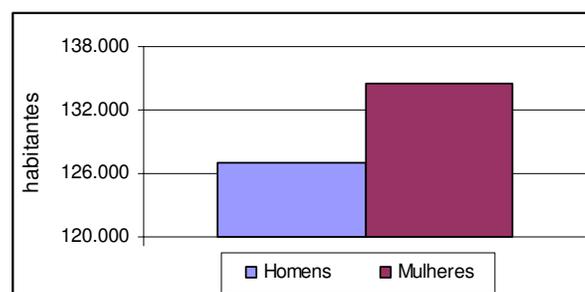


Figura 3.7: População por sexo

- Por Índice de Urbanização (Figura 3.8): Urbana: 253.352 habitantes - 96,9%
Rural: 8.105 habitantes - 3,1%
- Densidade Demográfica: 57,58 hab./km²
- Densidade Urbana: 989,66 hab./km²
- Densidade Rural: 1,78 hab./km²

Estado de Minas Gerais

- Taxa de crescimento: 3,73% (2002 em relação a 2000)

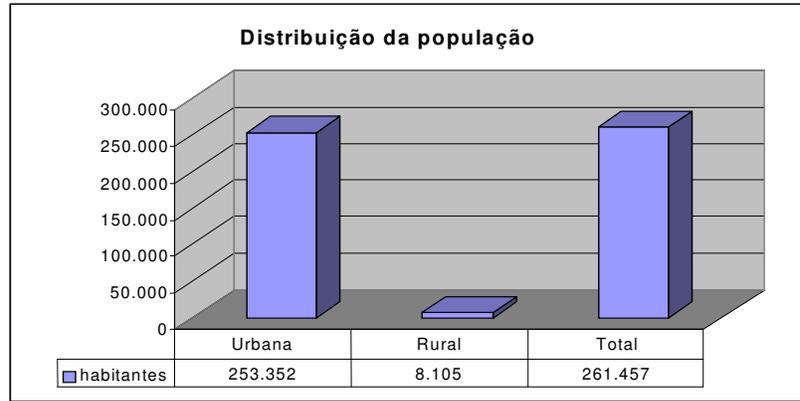


Figura 3.8: População Urbana x Rural

Considerando-se que a grande maioria da população reside na área urbana, a migração da população rural pode ser desconsiderada, de modo que o crescimento populacional permanecerá, no máximo, no nível do crescimento vegetativo. Adotando-se uma tendência de crescimento média declinante entre 1,57 e 0,99%, tem-se uma população de final de plano de 335.086 habitantes. Esta taxa de crescimento demonstra um crescimento moderado da cidade, e está dentro do apresentado pelos dados do IBGE (2000) para a taxa de crescimento demográfico do estado de Minas Gerais entre 1991 e 2000, de 1,44%.

1.1.4 ESTRUTURA E DINÂMICA SÓCIO-ECONÔMICA

1.1.4.1 Níveis de Renda

Do ponto de vista econômico, Uberaba está estrategicamente bem posicionada, situando-se a 500 Km de São Paulo, Belo Horizonte e Brasília, tendo ainda a proximidade de Ribeirão Preto/SP a 180 Km e Goiânia/GO a 472 Km. Uberaba vem consolidando, cada vez mais, seu papel de pólo econômico regional. Sua participação no PIB estadual é relevante e vem crescendo, conforme atestam os dados disponíveis.

Minas Gerais é o terceiro maior mercado consumidor do Brasil e o município de Uberaba é destaque com um dos maiores IPC's (Índice de Potencial de Consumo) e PIB per capita. No período de 1997 a 2001, a arrecadação de ICMS cresceu 152%, comprovando o acelerado desenvolvimento econômico local. Com frequência, Uberaba é citada na mídia nacional. Por exemplo, em 1997 quando foi capa da principal revista de economia do País, a Exame, e em 2001, como destaque na revista Veja, onde apareceu entre as 16 cidades brasileiras com maior potencial de crescimento na oferta de postos de trabalho, entre mais de cinco mil cidades.

O Produto Interno Bruto (PIB) de Uberaba alcançou cerca de R\$ 1,5 bilhão em 1998, significando um PIB per capita de aproximadamente R\$ 6.200,00, 20% acima da média nacional.

Os indicadores acerca da composição do PIB de Uberaba revelam um perfil de economia em transformação, com a participação do setor industrial em elevação. Atualmente estão cadastradas no município 925 indústrias que conta com três distritos industriais, conforme apresentado na Figura 3.10 - Distritos Industriais de Uberaba. 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 Fosfertil e DuPont.

A cidade 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. A Tabela 3.5 apresenta os indicadores de renda para Uberaba, nos anos 1991 e 2000:

Tabela 3.5: Indicadores de renda - Uberaba

Indicadores de renda	1991	2000
• Renda per capita média (R\$ de 2000)	279,3	400,4
Proporção de pobres (%)	19,2	12,1

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil – Fundação João Pinheiro

A renda per capita média do município cresceu 43,35%, passando de R\$ 279,32 em 1991 para R\$ 400,40 em 2000. A pobreza (medida pela proporção de pessoas com renda domiciliar per capita inferior a R\$ 75,50, equivalente a metade do salário mínimo vigente em agosto de 2000) diminuiu 37,19%, passando de 19,2% em 1991 para 12,1% em 2000. A Tabela 3.6 apresenta a porcentagem de renda apropriada por extratos da população de Uberaba:

Tabela 3.6: Distribuição de renda - Uberaba

Extratos da população	Porcentagem de renda	
	1991	2000
80% mais pobres	40,9	38,4
20% mais ricos	59,1	61,6
TOTAL	100	100

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil – Fundação João Pinheiro

Observa-se que a desigualdade cresceu de 1991 para 2000, sendo que o extrato da população representada pelos 20% mais ricos passou a possuir maior porcentagem de renda em relação ao ano 1991.

1.1.4.2 Emprego

Uberaba, cidade próspera, possui muitos postos de trabalho. A Tabela 3.7 e a Figura 3.9 apresentam a população de Uberaba, ocupada por setores econômicos, no ano 2000:

Tabela 3.7: População ocupada por setores econômicos - 2000

Setores	Número de pessoas	%
Agropecuário, extração vegetal e pesca	8.143	7,18
Industrial	26.527	23,38
Comércio de mercadorias	24.404	21,50
Serviços	54.407	47,94

TOTAL	113.481	100
--------------	----------------	------------

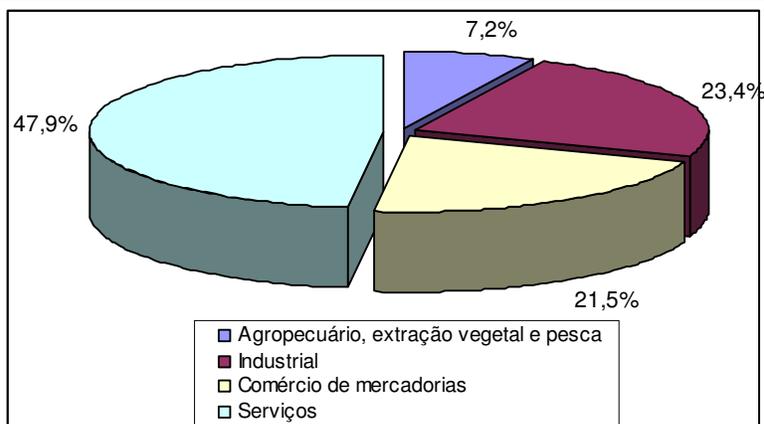


Figura 3.9: População ocupada por setores econômicos – 2000

Uberaba dispõe de três Distritos Industriais implantados, com infra-estrutura completa, e com vocações bem marcadas e distintas:

Distrito Industrial I

O DI-I (Figura 3.10) dispõe de 24 empresas, vocacionado para indústrias de médio e pequeno porte, servido por transporte coletivo urbano, devido à sua proximidade de malha urbana.

- Localização: ao lado da BR-050, está distante 6km do centro, em uma das principais entradas de Uberaba.
- Área: 1.683.913,00 m².
- Ramos de atividades: placas aglomeradas de madeira, móveis, alimentícias, couro, metalúrgicas, elétricas, sistemas de irrigação, beneficiamento de mármore e granito, entre outras, de pequeno, médio e grande portes.



Figura 3.10: Distrito Industrial I, Uberaba-MG

Distrito Industrial II

O DI-II (Figura 3.11) conta com 06 empresas instaladas e 10 em fase de instalação, sendo destinado à armazenagem de grãos, indústrias de alimentos e futuramente a um pólo de armazéns e cargas gerais, devido à presença, nas instalações da CASEMG, da Estação Aduaneira de Interior.

- Localização: ao lado e com acesso direto pela BR-050. É uma das principais entradas da cidade e está a 8,5km do centro da cidade.
- Área: 2.185.760,00 m².
- Ramos de atividades: empresas de silos graneleiros, fábricas de rações, sementes, móveis, indústria de eletrodomésticos e ferramentas, artesanato, cerâmica, roletes industriais, dentre outros.

Características: situado a noroeste da região urbana de Uberaba, o Distrito Industrial II possui acesso direto ao centro da cidade por dentro do Parque Tecnológico UniVerdeCidade. Com perfil diversificado, está recebendo as empresas atraídas pelo Pólo Moveleiro e interessadas na proximidade com a EADI - Estação Aduaneira de Interior (Porto Seco do Triângulo), nele instalada. Também dispõe de ramal ferroviário (FCA) e infra-estrutura de fibra ótica.



Figura 3.11: Distrito Industrial II, Uberaba-MG

Distrito Industrial III

Finalmente, o DI-III (Figura 3.12), às margens do Rio Grande que, lhe garante abundância de água, com sua vocação para a indústria química, abriga o Pólo Químico do Triângulo Mineiro, com 20 empresas instaladas e 09 em fase de instalação.

- Localização: a 22km do centro urbano, às margens do rio Grande, está ligado à cidade por avenida de pista dupla. A BR-464 interliga o DI III à BR-050 e ao Estado de São Paulo.

Estado de Minas Gerais

- Área: 18.392.485,68m²
- Ramos de atividades: complexo Agroquímico de Minas Gerais abriga empresas de grande porte do setor agroquímico, de fertilizantes (responsáveis por 30% da produção nacional), misturadoras, fábricas de produtos minerais não metálicos, defensivos agrícolas, pigmentos para tintas.

Características: conta com ramal ferroviário (FCA), sistema de comunicações através de fibra ótica, disponibilidade de água do rio Grande e de energia elétrica pela CEMIG, com áreas disponíveis para grandes empresas.



Figura 3.12: Distrito Industrial III, Uberaba-MG

Além dos complexos dos Distritos Industriais, destacam-se em Uberaba os setores de cosméticos, com mais de 1.500 postos de trabalho, calçados, confecções e doces.

As principais empresas que contribuem com o ICMS estão no comércio atacadista, varejista, extração de minerais, indústrias do setor de couros, peles e produtos similares, de material plástico, indústria do vestuário, calçados, artefatos de tecidos, material elétrico, eletrônico e comunicação, indústrias de bebidas, laticínios, metalurgia, produtos alimentícios, indústria química, serviços de transportes e minerais não metálicos.

O rio Uberaba é importante não só como fonte de abastecimento de água do município quanto pelo seu uso na irrigação e abastecimento de propriedades rurais. Somente no município de Uberaba a produção de grãos é na ordem de 350 mil toneladas/ano, principalmente de milho e soja. O PIB é na ordem de R\$ 1.090.585.230,00 (Fundação João Pinheiro -1996) São 1.120 indústrias e 8.602 estabelecimentos comerciais e mais 2.089 propriedades rurais.

1.1.5 INFRA-ESTRUTURA E SERVIÇOS

1.1.5.1 Transportes

A ligação entre São Paulo e o Triângulo constitui uma rede de cidades e um corredor desde o pólo de São Paulo passando por Campinas, Ribeirão Preto, Uberaba, Uberlândia, Goiânia e Brasília que fornecem as condições para o desenvolvimento da região: bom nível educacional (escolas, universidades, centros de pesquisa, empresas de Biotecnologia) e infra-estrutura consolidada e em fase de ampliação - as rodovias que ligam o Triângulo ao Estado de São Paulo e a duplicação da estrada que liga Uberaba a Uberlândia; a ampla disponibilidade de energia elétrica possibilitada pela localização da região em relação às usinas geradoras fornece as condições para o contínuo crescimento e desenvolvimento regional.

Das cidades do triângulo, Uberaba situa-se em estratégico entroncamento aero-rodoviário.

Rodoviário

Uberaba é servida pelo Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes - DNIT e pelo Departamento de Estradas de Rodagem - DER. O município é ponto de passagem obrigatório no eixo rodoviário São Paulo-Brasília-Goiânia pela Via Anhangüera - BR-050 - com um volume médio diário de 12 mil veículos no perímetro urbano e 8 mil ao longo do trecho. No sentido Vitória-Belo Horizonte-Campo Grande-Corumbá, pela Rodovia Presidente Costa e Silva - BR-262, o volume médio diário é de 3 mil veículos.

Uberaba conta ainda com malha rodoviária estadual, que a interliga, por asfalto, aos municípios vizinhos, com destaque para a MG-190/798 - que interliga Uberaba ao Norte de Minas e Nordeste do país e a MG-427, que interliga o município ao Centro-Oeste do país.

A empresa Ubercon Uberaba Concessões Ltda. administra o Terminal Rodoviário "Jurandir Cordeiro" e oferece os seguintes serviços aos usuários: elevador, rampa e cadeira de rodas para portadores de necessidades especiais, 150 assentos na parte inferior, segurança 24 horas, estacionamento fechado, lojas, lanchonetes, banca de revista, serviços de atendimento ao migrante, guarda volumes de auto-serviço, fraldário, barbearia, serviço de som, moderna rede de relógios.

O Município é servido por:

- 21 linhas intermunicipais;
- 33 linhas interestaduais;
- 02 linhas internacionais;

- Fluxo diário de pessoal: em média 5.000 embarques e desembarques/dia;
- 18 empresas de transporte utilizam o Terminal Rodoviário.

Ferrovário

Uberaba está no entroncamento da FCA-FERROVIA CENTRO ATLÂNTICA (ex RFF/SR2) - EFVM, que liga o Município a Belo Horizonte-MG e Vitória-ES; com a FEPASA que liga Uberaba ao porto de Santos, podendo atingir os portos de Salvador, Espírito Santo, Vitória, Rio de Janeiro (Sepetiba) e Paranaguá.

Aéreo

O aeroporto de Uberaba é administrado pela INFRAERO - Empresa Brasileira de Infra-Estrutura Aeroportuária. Duas empresas aéreas servem Uberaba: Total Linhas Aéreas e Pantanal Linhas Aéreas Sul Matogrossenses S/A.

O aeroporto de Uberaba possui ligações com o restante do País através dos serviços regulares da aviação comercial, contando para tanto com excelente infra-estrutura física, funcionando 24 horas por dia para atendimento de passageiros, pouso e decolagem de aeronaves de grande porte. Conta com 12 vôos diários, atendendo Belo Horizonte, Uberlândia, São Paulo, Araraquara e Ribeirão Preto.

Hidrovias

Através do município de Iturama, distante 180 Km, Uberaba se interliga ao sistema de Hidrovias Tietê Paraná, que lhe permite acesso à Bacia do Prata e ao Mercosul.

1.1.5.2 Energia Elétrica

Em matéria de suprimento de energia elétrica, poucos municípios brasileiros possuem a situação de Uberaba. O município situa-se na região onde a CEMIG - Companhia Energética de Minas Gerais, concessionária do setor, possui 90% de sua capacidade de geração, atualmente 5,49 milhões de kva.

Uberaba é interligada com o Sistema Integrado do Sudeste Brasileiro, com seis subestações, sendo duas específicas para os Distritos Industriais. Desta forma a CEMIG mantém uma oferta de energia acima da demanda efetiva, estando em condições de atender a todo o processo de expansão do Município.

A potência instalada do sistema em Uberaba é de 148,8MVA, dos quais 98,71MVA estão sendo utilizados. As taxas de atendimentos são de 99,97% na zona urbana e 98,75% na zona rural do município.

1.1.5.3 Coleta de Lixo

A coleta de lixo atinge aproximadamente 100% da cidade, sendo que 55% do lixo coletado mensalmente vai para a Usina de Reciclagem. O lixo hospitalar é totalmente incinerado e as cinzas restantes vão para o aterro controlado.

A coleta regular de resíduos sólidos atende atualmente a 97% da população urbana. Nos locais onde não é realizada a coleta, esses resíduos são indevidamente lançados em terrenos baldios ou cursos d'água. O resíduo industrial tem destinação própria de acordo com cada indústria não sendo responsabilidade da Prefeitura Municipal sua coleta e tratamento. Na medida em que se intensifica a urbanização de uma bacia e se consolida o processo de adensamento populacional, há tendência à redução da produção de sedimentos. Entretanto, este fato é compensado negativamente pelo incremento da geração de resíduos sólidos. Estes, ao serem lançados inadequadamente em cursos d'água, geram condições ambientais ainda mais críticas por acelerar o processo natural de assoreamento da calha do curso d'água.

Por sua vez, a ocupação irregular de áreas ribeirinhas impede o acesso de veículos e, por conseguinte, a implantação de sistema de coleta regular este fato contribui para o lançamento inadequado de lixo e de entulhos nas encostas, às margens e nas calhas dos córregos.

Tabela 3.8: Origem do lixo

Origem do Lixo	Quantidade (t/mês)
Domiciliar	5.320
Industrial	299
Hospitalar	81
Total	5.700

Fonte: SSU - 2002

1.1.5.4 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 251.780 habitantes (250.680 na zona urbana) como usuários.

- **Sistema Produtor**

A quase totalidade da água que abastece a cidade é feita na captação do rio Uberaba. Da nascente do rio Uberaba à captação são 40 Km de percurso. A Estação Elevatória ou Estação de Captação de água Bruta está localizada às margens do rio Uberaba, após do bairro Jardim Espírito Santo, região sul da cidade. A estação construída na década de 60, já passou por várias ampliações e hoje tem capacidade para captar até 1.200 litros/segundo. A estrutura de barramento já rompeu por duas vezes em períodos chuvosos e a cerca de dois anos foi implantada uma estrutura provisória de barramento metálica que se encontra ancorada por cabos de aço. Junto a esta unidade, que trabalha 24 horas por dia, está localizada a casa das bombas com sete conjuntos de moto-bomba de 500 HPs cada (sendo 1 de reserva) que recalcam através para a Estação de Tratamento de Água. Atualmente o volume captado é de 900 litros por segundo.

- **Tarifas**

A Tabela 3.9 apresenta as tarifas atualmente praticadas pelo CODAU para o serviço de água:

Tabela 3.9: Tarifas de Água do CODAU

Faixa de consumo (m ³ /econ/mês)	Tarifa		
	Consumo residencial	Consumo Industrial	Consumo Industrial
De 00 a 10	13,34 R\$ econ/mês	16,18 R\$ econ/mês	14,68 R\$ econ/mês
TABELA 3.1 De 11 a 15	1,49 R\$ m ³	1,60 R\$ m ³	1,55 R\$ m ³
De 16 a 20	1,59 R\$ m ³	1,71 R\$ m ³	1,65 R\$ m ³
De 21 a 25	1,60 R\$ m ³	1,90 R\$ m ³	1,86 R\$ m ³
De 26 a 30	1,79 R\$ m ³	1,97 R\$ m ³	1,89 R\$ m ³
De 31 a 40	1,87 R\$ m ³	1,99 R\$ m ³	1,90 R\$ m ³
TABELA 3.2 De 41 a 50	1,89 R\$ m ³	2,08 R\$ m ³	1,98 R\$ m ³
De 51 a 75	1,97 R\$ m ³	2,11 R\$ m ³	2,08 R\$ m ³
De 76 a 100	1,98 R\$ m ³	2,18 R\$ m ³	2,09 R\$ m ³
De 101 a 200	2,12 R\$ m ³	2,31 R\$ m ³	2,22 R\$ m ³
Acima de 200	2,24 R\$ m ³	2,47 R\$ m ³	2,30 R\$ m ³
OBS: O ESGOTO É COBRADO 60% DO VALOR DE ÁGUA			

- **Tarifa Social**

A Prefeitura de Uberaba, através da Lei nº 7060 de 16/06/99, autoriza o CODAU a conceder isenção de tarifa de água a entidades filantrópicas sem fins lucrativos. Será implantada o novo Regulamento do CODAU, com a implantação das Tarifas Sociais.

- **Crise no Abastecimento**

A despeito do alto índice de atendimento pelo sistema de abastecimento de água o município de Uberaba vem sofrendo com a falta d'água, principalmente no período de estiagem, quando a vazão no rio Uberaba diminui consideravelmente.

As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam a represa onde é feita a captação de água, em período de estiagem e em funcionamento normal.



Figura 3.13: Represa da captação em período de estiagem



Figura 3.14: Represa da captação em funcionamento normal

Em novembro de 2002 a vazão mínima do rio Uberaba chegou a 0,4m³/s por mais de 7 dias, criando um grave desabastecimento da cidade.



Figura 3.15: Abastecimento de água provisório

Esgotamento Sanitário

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 CODAU foi criado em 07 de setembro de 1966, na administração do prefeito Arthur de Mello Teixeira. Em setembro de 1998 passou a ser uma autarquia da Prefeitura de Uberaba com a responsabilidade de implantar a infra-estrutura de saneamento da cidade.

Em junho de 2009 o CODAU elevou de 2% para 74% o volume de esgotos coletados e tratados com a entrada de operação da ETE do Rio Uberaba e, elevará para 98% com a ETE da Conquistinha prevista para entrar em funcionamento em 2010.

- **Redes Coletoras**

O sistema atende atualmente com redes coletoras a cerca de 95% da população urbana do município por intermédio de 85 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.

Tabela 3.10: Indicadores do Sistema de Esgotamento Sanitário

Indicador	Valor
Extensão rede de esgoto (km)	546
Quantidade de ligações de esgoto	85.733
Economias com ligação de esgoto	
- Residencial	89.307
- Comercial	16.784
- Industrial	247

Fonte: Dados do CODAU - Dez. 2004

Já as indústrias instaladas nos dois distritos industriais representam um problema menor devido ao fato de possuírem seus próprios tratamentos de efluentes líquidos, os quais, são fiscalizados pelos órgãos competentes.

1.1.6 CONDIÇÕES DE VIDA

“Uberaba é uma terra que é uma mãe solidária” (Sra. Vilma - Reunião Focal).

“Antes eu morava em São Paulo. Agora morando aqui, em Uberaba, é tudo de bom. Tem um custo de vida mais barato além das raízes que fiz” (Sr. Zé - Reunião Focal).

A análise da qualidade vida do município de Uberaba passa primeiramente pela 491 EIA/RIMA Canais de Drenagem Centrais – Estudo de Impacto Ambiental/julho 2009

Estado de Minas Gerais

classificação quanto ao IDH criado pela Organização das Nações Unidas (ONU) com o objetivo de analisar e comparar as condições de vida da população, cuja escala varia de 0 a 1. De acordo com esta escala, quanto mais próximo de 1 os indicadores estiverem, maior é o IDH do município ou seja, este possui uma boa qualidade de vida.

Em Minas Gerais, as condições de vida do município foram analisadas pela Fundação João Pinheiro (1996) em sua publicação “Condições de vida nos municípios de Minas Gerais” através da qual foi possível obter os dados referentes ao IDH do município de Uberaba e estabelecer a sua análise.

A Tabela 3.11 apresenta o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal de Uberaba, nos anos de 1991 e 2000:

Tabela 3.11: Índice de Desenvolvimento Humano Municipal de Uberaba

Índice de Desenvolvimento Humano	1991	2000
Municipal	0,763	0,834
Educação	0,842	0,913
Longevidade	0,733	0,815
Renda	0,713	0,773

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil - Fundação João Pinheiro

No período 1991-2000 o IDH-M de Uberaba cresceu 9,31%. A dimensão que mais contribuiu para este crescimento foi a longevidade, que cresceu 38,5%. Neste período o hiato de desenvolvimento humano (a distância entre o IDH do município e o limite máximo do IDH, ou seja, 1) foi reduzido em 30%.

Se Uberaba mantivesse esta taxa de crescimento do IDH-M, levaria 9,5 anos para alcançar São Caetano do Sul (SP), o município com melhor IDH-M do Brasil (0,919), e 0,8 anos para alcançar Poços de Caldas (MG), o município com o melhor IDH-M do Estado (0,841).

Em 2000, o IDH-M de Uberaba foi de 0,834 e, portanto o município está entre as regiões consideradas de alto desenvolvimento humano, segundo a classificação da Organização das Nações Unidas.

Em relação aos outros municípios do Brasil, Uberaba apresenta uma boa situação:

- Ocupa 95^ª posição;
- 94 municípios (1,7%) estão em situação melhor;
- 5.412 municípios (98,3%) estão em situação pior ou igual;

Em relação aos outros estados de Minas Gerais, Uberaba apresenta uma boa posição:

- Ocupa 4^ª posição (Ver Figura 3.16);
- 03 municípios (0,4%) estão em situação melhor;
- 849 municípios (99,6%) estão em situação pior ou igual;

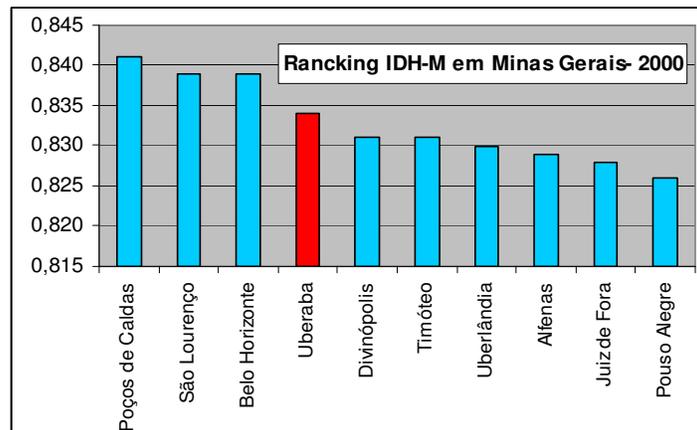


Figura 3.16: Ranking das 10 cidades mineiras com maior IDH (Ano 2000)

1.1.6.1 Saúde Pública

“As cidades vizinhas vêm para Uberaba, com isto a demanda de saúde vem aumentando” (Sr. Henrique - Grupo Focal)

Uberaba constitui-se em um importante centro de atendimento médico-hospitalar-odontológico do Triângulo Mineiro. Em 2002, 28,02% da receita total do Município foi investida em saúde (de acordo com a emenda constitucional nº. 29, o mínimo exigido é 15%).

A mortalidade infantil em Uberaba apresenta o índice de 12,82/1000 (2003), sendo que no Brasil o índice é de 36,1/1000 (1998). A expectativa de vida é de 73 anos.

O sistema de saúde do município passou por uma reformulação de sua infra-estrutura e de serviços e está constituído de acordo com a hierarquia e a complexidade dos procedimentos e atendimento, constando de 110 unidades de saúde, conforme descrito a seguir:

1) Nível Primário - Atendimento Básico

- 24 Unidades Básicas de Saúde Urbana, distribuídas em 3 Distritos Sanitários;
- 07 Unidades Básicas de Saúde Rurais;
- 39 Equipes Programas Saúde da Família (56% de cobertura populacional);
- 02 Ambulatórios de Atendimento Multiprofissional.

2) Nível Secundário - Média Complexidade

- 07 Ambulatórios de Especialidades;
- 12 Unidades de Pronto-Atendimento de Urgência e Emergência 24h.;
- 10 Centros de Acompanhamento e Reabilitação;
- 17 Serviços e Laboratórios Auxiliares Diagnósticos e Terapêuticos.

3) Nível Terciário - Alta Complexidade

- 09 Hospitais conveniados ao Sistema Único de Saúde com 825 leitos (1/ 306 hab.);
- 13 Ambulâncias;
- 02 UTI móveis.

Tabela 3.12: Indicadores de Longevidade, mortalidade e fecundidade, 1990 e 2000

Indicadores	1991	2000
Mortalidade até 1 ano de idade (por 1000 nascidos vivos)	26,9	18,0
Esperança de vida ao nascer (anos)	69,0	73,9
Taxa de fecundidade total (filhos por mulher)	2,0	1,8

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil - Fundação João Pinheiro

No período de 1991-2000, a taxa de mortalidade infantil do município diminuiu 33% e a esperança de vida ao nascer cresceu 4,96 anos, conforme demonstrado na Tabela 3.12.

Segundo dados da Secretaria Municipal de Saúde, no ano de 2002 Uberaba possuía os seguintes indicadores na área da saúde:

- 01 cirurgião dentista para cada grupo de 300 habitantes;
- 01 médico para cada grupo de 309 habitantes;
- Taxa de mortalidade infantil de 16,7.

Tabela 3.13: Coeficientes de Mortalidade e Natalidade 1990 à 2002 (por mil)

Ano	Coeficiente Mortalidade	Coeficiente Natalidade
1990	6,85	15,25
1991	6,78	15,65
1992	8,42	20,44
1993	7,36	21,04
1994*	6,64	20,78

Estado de Minas Gerais

1995	6,88	20,97
1996	7,10	18,20
1997	7,52	18,15
1998	7,43	17,90
1999	7,10	16,10
2000	6,93	15,37
2001	6,99	12,88
2002	7,00	14,29

Fonte: Secretaria de Saúde – 2002

Tabela 3.14: Freqüência por Causa (Cap CID10) e Faixa Etária OMS - ALFREDO FREIRE

Causa (Cap CID10)	<1 Ano	15- 24	45- 54	55- 64	65- 74	75 e+	Total
I. Algumas doenças infecciosas e parasitárias	0	0	0	0	0	1	1
II. Neoplasias (tumores)	0	0	1	2	1	0	4
III. Doenças endócrinas nutricionais e metabólicas	0	0	1	1	0	0	2
IV. Doenças do aparelho circulatório	0	0	0	3	2	3	8
V. Doenças do aparelho respiratório	0	0	1	0	1	3	5
VI. Doenças do aparelho digestivo	0	0	1	1	1	0	3
VII. Doenças do aparelho geniturinário	0	0	1	0	1	0	2
VIII. Algumas afec originadas no período perinatal	1	0	0	0	0	0	1
IX. Sint sinais e achad anorm ex clín e laborat	0	0	0	1	0	1	2
X. Causas externas de morbidade e mortalidade	0	1	0	1	1	0	3
Total	1	1	5	9	7	8	31

Causa (Cap CID10)	<1 Ano	1-4	5- 14	15- 24	25- 34	35- 44	45- 54	55- 64	65- 74	75 e+	Ign	Total
I. Algumas doenças infecciosas e parasitárias	3	0	1	4	17	20	14	22	27	36	0	144
II. Neoplasias (tumores)	0	0	2	3	6	14	36	59	87	81	0	288
III. Doenças sangue órgãos hemat e transt imunitár	1	0	0	3	0	0	0	0	0	2	0	6
IV. Doenças endócrinas nutricionais e metabólicas	0	1	0	1	0	2	8	15	19	33	0	79
V. Transtornos mentais e comportamentais	0	0	0	0	1	4	4	1	3	0	0	13
VI. Doenças do sistema nervoso	0	0	1	2	3	2	3	2	1	11	0	25
VII. Doenças do aparelho circulatório	0	0	1	2	7	25	64	72	124	206	0	501
VIII. Doenças do aparelho respiratório	3	1	0	1	4	7	11	34	47	130	0	238
IX. Doenças do aparelho digestivo	1	0	0	1	6	14	13	23	17	23	0	98
X. Doenças da pele e do tecido subcutâneo	0	0	0	0	0	0	0	2	0	4	0	6
XI. Doenças sist osteomuscular e tec conjuntivo	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1	0	3
XII. Doenças do aparelho geniturinário	0	0	0	0	3	3	5	9	6	22	0	48
XIII. Algumas afec originadas no período perinatal	29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29	58
XIV. Malf cong deformid e anomalias cromossômicas	10	1	0	0	0	1	0	1	0	0	1	14
XV. Sint sinais e achad anorm ex clín e laborat	1	1	0	3	3	10	14	31	25	48	1	137
XVI Causas externas de morbidade e mortalidade	0	0	4	24	27	23	24	9	18	10	1	140
Total	48	4	9	44	78	125	197	280	374	607	32	1798

Tabela 3.15:
Frequência por Causa (Cap CID10) e Faixa Etária OMS - UBERABA

Nas Tabelas 3.14 e 3.15 apresentam-se os dados com as freqüências por causa de Uberaba e Alfredo Freire.

Novos Serviços oferecidos à população pela Secretaria de Saúde:

Sistema de verificação de óbitos; Central Municipal de Transplantes; Centro de atenção integral à saúde da mulher; maternidade do povo; Centro de Reabilitação; Ambulatório de especialidade Randolpho Borges - Odontologia; Central de marcação de consultas; Central de acolhimento do usuário; Coleta descentralizada de amostras nas UBSs; Pediatra nas creches/ Saúde nos asilos.

Programas da Secretaria Municipal de Saúde:

- Programa de Aleitamento Materno;
- Programa de Alimentação Alternativa;
- Programa de Prevenção e Controle do Diabetes;
- Programa de Prevenção ao Câncer de Colo Uterino e de Mama;
- Programa de Oftalmologia Social;
- Programa de Prevenção e Controle da Hipertensão Arterial;
- Programa de Prevenção ao Câncer Primário;
- Programa Saúde da Família;
- Programa de Imunização;
- Programa de Triagem Neonatal;
- Programa de Controle da Tuberculose;
- Programa de Controle da Hanseníase;
- Programa de Prevenção e Controle das DST/ AIDS;
- Programa de Controle de Escorpiões;
- Programa de Controle de Morcegos;
- Programa de Controle de Roedores;
- Programa de Controle de Pombos;
- Programa de Controle da Raiva;
- Programa de Vigilância da Leishmaniose;
- Programa de Erradicação do Aedes Aegypti;
- Programa de Vigilância da Doença de Chagas;
- Programa do Teste do Pezinho;
- Programa de Controle das Doenças de Notificação Compulsória;
- Programa de Combate a Desnutrição;
- Programa de Atenção Integral à Saúde da Criança - Bebê de Risco;
- Programa de Imunização na maternidade;
- Programa de Avaliação de Traço Falcêmico;
- Programa Sorriso;
- Programa Escova na Mão Vamos à Prevenção;
- Programa Dentinho de Leite;
- Programa Odontologia da Gestante;
- Programa de Humanização do Pré-Natal e do Nascimento.

1.1.6.1.1 Controle da Epidemia

Relação de denúncias feitas de janeiro a outubro de 2004 de escorpião, morcego, pombo e roedores.

Estado de Minas Gerais
Escorpião

Bairro	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	TOTAL
Alfredo Freire	0	0	0	0	3	0	1	0	0	2	6
Parque do Mirante	1	2	0	2	0	1	0	1	0	0	7
Cássio Resende	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	3
Guanabara	0	1	1	0	0	0	0	1	0	1	4
Santa Marta	1	1	0	0	0	0	2	0	0	0	4
Universitário	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2
Santa Maria	3	1	0	1	0	0	1	1	0	2	9
Leblon	1	2	3	0	1	2	0	0	0	1	10
Total	6	7	5	3	5	3	4	3	3	6	45

Fonte: Secretaria Municipal de Saúde/ Depto Vigilância em Saúde de Uberaba

Morcego

Bairro	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	TOTAL
Alfredo Freire	1	0	1	1	0	0	0	1	0	0	4
Parque do Mirante	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
Cássio Resende	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Guanabara	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	2
Santa Marta	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1
Universitário	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1
Santa Maria	0	0	0	0	2	1	0	0	0	0	3
Leblon	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	2	1	1	1	3	4	2	1	0	0	13

Fonte: Secretaria Municipal de Saúde/ Depto Vigilância em Saúde de Uberaba

Pombo

Bairro	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	TOTAL
Alfredo Freire	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parque do Mirante	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1
Cássio Resende	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Guanabara	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1
Santa Marta	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	2
Universitário	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Santa Maria	0	1	0	0	0	0	0	2	0	0	3
Leblon	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	2
Total	0	2	1	0	1	0	2	2	1	0	9

Fonte: Secretaria Municipal de Saúde/ Depto Vigilância em Saúde de Uberaba

Estado de Minas Gerais

Roedores

Bairro	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	TOTAL
Alfredo Freire	0	1	0	0	1	2	0	0	5	4	13
Parque do Mirante	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cássio Resende	0	1	0	0	0	1	0	0	1	0	3
Guanabara	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Santa Marta	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
Universitário	2	0	0	1	0	0	0	0	0	2	5
Santa Maria	1	0	0	0	1	3	0	0	1	3	9
Leblon	0	1	0	1	1	2	0	0	2	0	7
Total	5	3	0	1	4	8	0	0	9	9	39

Fonte: Secretaria Municipal de Saúde/ Depto Vigilância em Saúde de Uberaba

O que se percebe é que o Conjunto Alfredo Freire possui um elevado índice de ocorrências, em especial de roedores e escorpiões.

1.1.6.2 Educação

Segundo dados da Secretaria Municipal de Educação e Cultura (Tabela 3.16) em 2002 o município apresentava o seguinte quadro referente a rede escolar:

Tabela 3.16: Dados sobre a rede escolar de Uberaba

Quantidade	Federal (1)	Estadual (2)	Municipal (3)	Particular (2)
Escolas	02	40	34	55
Professores	94	1.515	1.473	747
Alunos	1.650	33.365	25.444	10.316

Fonte: (1) Centro Federal de Educação Tecnológica de Uberaba - CEFET e FMTM - 2002

(2) 39ª Superintendência Regional de Ensino - 2002

(3) Secretaria Municipal de Educação - 2002

O total geral da população estudantil em 2002 foi de **70.775** alunos.

Em Uberaba estão localizadas a Universidade de Uberaba, Faculdade de Medicina do Triângulo Mineiro, Faculdade de Educação de Uberaba, Faculdade de Agronomia e Zootécnica de Uberaba, Faculdade de Ciências Econômicas do Triângulo Mineiro.

Uberaba possui cerca de 10 mil acadêmicos matriculados em quase 50 cursos. Este é o perfil universitário em Uberaba, reforçado nos últimos anos com o surgimento da Faculdade de Educação (FEU) e com a introdução de cursos inéditos na região. Profissões modernas vêm sendo trabalhadas, entre elas aeronáutica, turismo, ciência da computação e comércio exterior.

A Tabela 3.17 apresenta o nível educacional da população ativa adulta (25 anos ou

mais) em Uberaba:

Tabela 3.17: Nível Educacional da População Adulta (>25 anos)

Indicadores	1991	2000
Taxa de Analfabetismo	11,4	8,0
% com menos de 4 anos de estudo	29,6	22,4
% com menos de 8 anos de estudo	64,2	56,8
Média de anos de estudo	6,0	6,9

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil - Fundação João Pinheiro

A Tabela 3.18 apresenta o nível educacional da população jovem (7 a 24 anos) em Uberaba:

Tabela 3.18: Nível Educacional da População Jovem (7 a 24 anos)

Faixa Etária (anos)	Taxa de analfabetismo		% freqüentando a escola	
	1991	2000	1991	2000
7 a 14	7,4	4,1	91,3	TABELA 3.3 97,6
15 a 17	2,3	1,3	59,9	97,5
18 a 24	2,5	1,6	-	-

Fonte: Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil - Fundação João Pinheiro

Observa-se uma importante diminuição da taxa de analfabetismo, tanto para a população mais jovem quanto para a população adulta.

1.1.6.2.1 Rede Municipal de Ensino

- Crescimento (1997 para 2002) = 20%

Tabela 3.19: Distribuição das modalidades de ensino nas escolas da rede municipal

Modalidade de Ensino	Urbanas	Rurais
Educação Infantil	21	08
Ensino Fundamental – 1º ciclo – 6 a 8 anos	21	09
Ensino Fundamental – 2º ciclo – 9 a 11 anos (ex. 5ª série)	20	09
Ensino Fundamental – 3º ciclo – 12 a 14 anos (ex. ginásio)	17	09
Ensino Supletivo	01	-
Acertando o Passo I	15	07
Acertando o Passo II	14	07
Ensino Médio	04	-

Fonte: Secretaria de Educação

Tabela 3.20: Clientela Escolar Atendida

Ano	N.º Alunos Matriculados
1997	21.199
1998	22.823
1999	22.234
2000	23.575
2001	25.858
2002	25.444

Fonte: Secretaria de Educação

Tabela 3.21: Distribuição de Alunos por Localização das Escolas

Ano	Urbana	Rural	Total de Alunos
1997	18.454	2.745	21.199
1998	19.880	2.943	22.823
1999	19.230	3.004	22.234
2000	20.443	3.132	23.575
2001	21.605	2.852	24.457
2002	22.690	2.754	25.444

Fonte: Secretaria de Educação - Documentário da Escola Cidadã - maio/2003

1.1.6.2.2 Dados da Rede Municipal

- Investimentos da receita do município em educação (2002): 25,30% sendo que, de acordo com o Artigo 212 da Constituição Federal o mínimo exigido é 25%.
- O Centro de Formação de Professores - **CEFOR** tem como objetivo “a formação permanente de professores e a garantia do padrão de qualidade do ensino Municipal”. Atende professores das redes municipal, estadual e particular de Uberaba e região. Realiza cursos de atualização em todas as áreas do conhecimento, incentivando o professor a investir em sua capacitação profissional permanente.

No ano de 2002 ofereceu 53 cursos, carga horária total de 2.793 horas e atendeu 1.299 educadores.

- A Secretaria de Educação mantém o CMEC - Curso Municipal de Educação Continuada, vinculado à Escola Municipal Frei Eugênio. Promove cursos semi freqüenciais em atendimento a jovens e adultos no ensino fundamental e médio, para alunos com defasagem de idade sendo a matrícula feita por conteúdo

Tabela 3.22: Modalidade de Ensino

Modalidade de Ensino	N.º alunos na zona urbana	N.º alunos na zona rural	Total
Educação Infantil	2.800	299	3.099
Ensino Fundamental - 1.º Ciclo	5.066	749	5.815
Ensino Fundamental - 2.º Ciclo	5.451	872	6.323
Ensino Fundamental - 3.º Ciclo	4.366	713	5.079
Acertando o Passo I e II	3.461	88	3.549
Telecurso	304	33	337
CMEC	1.242	-	1.242
Total	22.690	2.754	25.444

Fonte: Secretaria de Educação/ Censo Escolar março/ 2002

1.1.6.2.3 Bolsa Escola

Em março de 2000 iniciou-se o Programa Municipal Bolsa Escola, projeto sócio-educativo que destina mensalmente meio salário mínimo a 500 famílias de baixa renda que tenham todos os filhos de 7 a 14 anos matriculados e freqüentes nas Escolas Públicas Municipais.

Tabela 3.23: Filhos matriculados e freqüentes nas Escolas

Ano	N.º Famílias atendidas	N.º de filhos	Crianças matriculadas e freqüentes nas Escolas (*)
2000	500	1.630	1.186
2001	500	1.725	1.258
2002	500	1.839	1.320
2003	500	1.753	1.214

(*) O total de crianças atendidas pelo Projeto Bolsa-Escola Municipal é o número de crianças matriculadas e freqüentes nas escolas.

OBS.: Entende-se que o reflexo social e econômico abrange também os filhos com idade de 0 a 6 anos e os acima de 15 anos que residem com a família.

1.1.6.2.4 Transporte Escolar

- 14 ônibus e 109 Vans são necessários para o transporte de alunos em escolas urbanas e rurais.
- N.º escolas assistidas: 11 urbanas e 9 rurais.
- N.º alunos atendidos: 2.584 nas escolas urbanas e 2.164 nas escolas rurais, totalizando 4.748.

1.1.6.2.5 Merenda Escolar

Em 2002 foram destinados R\$ 683.458,70 à merenda escolar, dos quais R\$ 639.832,60 pelo FNDE - Fundo Nacional de Desenvolvimento Escolar e o restante através da PMU. A merenda foi oferecida às 34 escolas da rede e 34 entidades filantrópicas conveniadas, durante os 200 dias letivos.

- Total de alunos assistidos em 2002: 25.987 (25.237 da rede municipal e 750 de entidades filantrópicas)
- Nº dias letivos: 200
- Nº de refeições/ ano: 5.197.400
- Custo médio da refeição: R\$ 0,13

1.1.6.2.6 Rede Estadual de Ensino

- Escolas com ensino fundamental: 35
- Escolas com ensino médio: 19
- Escolas com educação especial: 02
- Centro Inter-escolar Estadual de Línguas - CIEL: 01
- Conservatório Estadual de Música: 01
- Escolas com salas de educação especial: 02

A Rede Estadual de Ensino de Uberaba não atua com Educação Infantil nem com o ensino Médio Profissionalizante.

- Escolas com educação infantil: 39
- Escolas com ensino fundamental: 31
- Escolas com ensino médio: 13
- Escolas com ensino médio profissional: 08
- Escolas com educação especial: 01

1.1.6.2.7 Rede Federal de Ensino/ Cursos Superiores

Tabela 3.24: Rede Federal de Ensino

Nome das escolas	Número de professores	Número de alunos
Universidade UNIUBE	644	7.396
Fac. Assoc de Uberaba	79	970
Fac. Medicina do triângulo Mineiro	150	707
Fac. De Ciências Econômicas do Triângulo Mineiro	44	1059
Fac. De Educação de Uberaba	46	477
Centro Federal de educação Tecnológica de Uberaba	50	90

Fonte: Guia Estratégico IBGE

1.1.6.3 Cultura, Turismo, Esporte e Lazer

Ao longo dos anos o Município de Uberaba tornou-se um importante centro regional de cultura. Rica em folclore, a cidade preserva seu passado cultivando hábitos populares e incentivando as festas tradicionais, como: folia de reis, congada, moçambique, festivais de viola, música sertaneja, e catira. Realiza, anualmente, encontro de corais, recitais de música erudita, exposições mensais de artes plásticas, cursos, palestras e oficinas de artes plásticas e cênicas.

Uberaba tem recebido um número expressivo e crescente de visitantes e turistas que a procuram com objetivos diversos. Desde o turismo de negócios, graças ao significativo crescimento econômico, até o turismo religioso, passando pelo interesse cada vez maior, despertado pelo Sítio Paleontológico de Peirópolis onde são encontrados fósseis de mais de 85 milhões de anos e um museu de fósseis, são várias as atrações que o município oferece.

Uma de suas principais atrações turísticas é a Expozebu (maior exposição de gado zebu do mundo), que se realiza anualmente no mês de maio, atraindo para cá, pessoas de várias partes do país e do exterior.

A cidade é visitada durante todo o ano por milhares de seguidores de Chico Xavier, grande líder espírita do Brasil, eleito no ano de 2000 “O Mineiro do Século” e falecido a 30 de junho de 2002. Realiza-se, em outubro, a micareta Uberaba Folia, um dos maiores eventos do gênero no Brasil.

O Município de Uberaba integra o Circuito Turístico dos Lagos que tem por missão fomentar o desenvolvimento do turismo sustentável, estabelecer e fortalecer parcerias para a geração de negócios, promover a melhoria da qualidade de vida da comunidade, preservando e potencializando as vocações locais.

1.1.6.3.1 Principais Pontos Turísticos e de Lazer

- Museu de Arte Sacra
- Museu de História Natural – Wilson Estevanovic
- Museu do Zebu
- Museu dos Dinossauros de Peirópolis
- Museu de Arte Decorativa – MADA
- Museu Chico Xavier
- Sítio Paleontológico de Peirópolis
- Fundação Cultural
- Arquivo Público
- Biblioteca Pública Mun. “Bernardo Guimarães”
- Prédio da Câmara Municipal

Estado de Minas Gerais

- Casa do Artesão
- Uberfama - Uberaba Feita à Mão
- Mercado Municipal
- Mata do Ipê
- Bosque do Jacarandá
- Mata do Carrinho
- Parque UniVerdeCidade
- Parque Fernando Costa

Tabela 3.25: Equipamentos de cultura, esporte, turismo e lazer

Equipamentos	Quantidade
Bibliotecas Públicas	06
Cinemas	08
Circo Itinerante	01
Clubes Esportivos	05
Clubes Sociais	11
Estádios de futebol amador	03
Estádios de futebol da comunidade	23
Estádios de futebol profissional	03
Galerias de Artes	04
Ginásios poliesportivos	13
Museus	06
Parques Municipais e Áreas Verdes	02
Pista de Aerodelismo	01
Pista de Kart	01
Pista de Atletismo	03
Pista de Motocross	01
Pista de Skate	08
Quadras abertas	65
Quadras cobertas	18
Quadras de areia	20
Quadras de grama sintética	07
Quadras de Peteca	82
Quadras de tênis (piso de saibro)	22
Ginásios	30
Campos de Futebol	50
Teatro	01
Zoológico	01

Fonte: SMEL: Secretaria Mun. de Esporte e Lazer - 2002

Programas e Atividades da Secretaria de Esporte e Lazer:

- **Circuito Uberaba de Corrida Rústica:** competição esportiva de corrida rústica;
- **Projeto Nadar:** iniciação esportiva às crianças carentes;
- **Projeto Bem de Rua - Bom de Bola:** iniciação esportiva a crianças de 07 a 14 anos;
- **Projeto Caminhar:** criação de circuito para caminhar e apoio aos participantes;
- **Projeto Ideal Olímpico:** iniciação esportiva do atletismo;
- **Projeto Noite de Lazer:** atividades de esporte, lazer e culturais, realizadas nos bairros;
- **Projeto Revelação:** treinamento para atletas com talento na modalidade de Futebol de Campo;
- **Projeto Esporte na Praça:** atividade esportiva e de lazer nas praças públicas;
- **Torneio SMEL/SAUB de Natação:** competição esportiva de natação.

1.1.6.4 Tipologias das casas e direito de propriedade

A diferenciação interna da cidade reflete um processo de segregação espacial, reforçado na década de 80, a partir do qual houve maior concentração de investimentos públicos e privados na área central da cidade, formando periferias distantes com as populações mais pobres da cidade e maiores problemas urbanos, expressos nas demandas crescentes de infra-estrutura e serviços. Ao mesmo tempo, o processo de crescimento acarretou a formação de vazios em áreas providas de melhores condições de ocupação.

A concentração de novos empreendimentos imobiliários nos bairros vizinhos ao centro também confirma certa especialização da atuação do mercado imobiliário formal e, também, uma dinâmica imobiliária de renovação do estoque de áreas construídas através da verticalização, embora avaliações da Prefeitura indiquem que a dinâmica imobiliária dos últimos anos não é mais tão intensa como na década anterior.

Além disso, há recentemente, uma maior tendência para a implantação de condomínios fechados de alto e médio padrão construtivo, em áreas com maior qualidade de infra-estrutura instalada, o que denota a oferta de novas moradias com fortes impactos sobre a valorização do solo urbano em função da sua localização e padrão urbanístico e arquitetônico.

A avenida Leopoldino de Oliveira, que cruza o Centro da área leste em direção ao sul, representa importante eixo linear que concentra investimentos públicos e privados. Observa-se também que a tendência atual é a formação de centralidades que se espacializam de maneira desconcentrada, formando novas áreas de animação diversificada, complementares aos usos residenciais e não residenciais, ou seja, áreas de uso misto.

1.1.7 SISTEMA DE ORGANIZAÇÃO E PARTICIPAÇÃO SOCIAL

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Uberaba foi concebido no período entre 1989 e 1991, com assessoria técnica do Instituto Brasileiro de Administração Municipal - IBAM, no bojo da aprovação da Constituição de 1988. Aquela época, a administração municipal de Uberaba reconheceu que era a hora de elaborar o Plano. Uma vez que, além da determinação constitucional, a legislação urbanística existente estava ultrapassada e não atendia às necessidades da cidade.

O trabalho desenvolvido, já naquele momento, foi fundamentado na mobilização da sociedade prevendo a ampliação dos canais tradicionais de participação da população

no processo de planejamento e gestão da cidade. A equipe técnica da Prefeitura, formada por representantes das diversas Secretarias e Órgãos municipais trabalhou em constante interação com os assessores do IBAM, não apenas para a formulação do Documento Técnico, traduzido na forma de projetos de lei, mas também para o aperfeiçoamento da equipe local, visando a garantia de continuidade do processo.

Passados doze anos e após a aprovação do Estatuto da Cidade, a Prefeitura iniciou a revisão do Plano original. A experiência acumulada com as dificuldades de implementar as diretrizes do Plano de 91 e a nova concepção amadurecida do instrumento como base da política urbana são os principais elementos que compõem um cenário favorável, não apenas do ponto de vista técnico, mas também político.

A Prefeitura de Uberaba, decidida a promover a revisão do Plano Diretor, iniciou em 2000 atividades que mobilizaram várias Secretarias municipais. O resultado desta mobilização foi à construção de um quadro síntese contendo uma série de sugestões de alterações da lei do Plano.

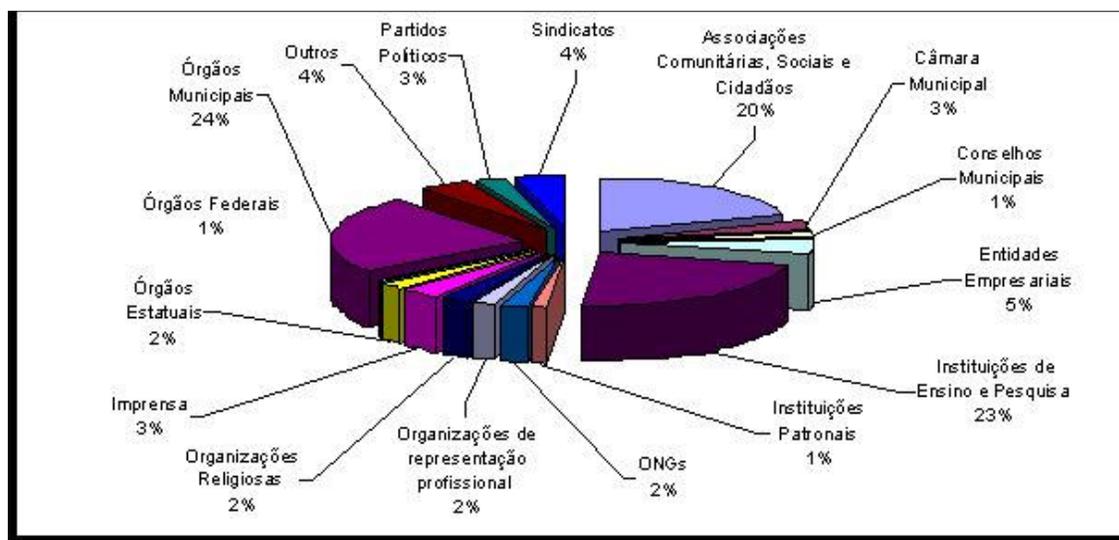


Figura 3.17 - Participação da Sociedade na Revisão do Plano Diretor

A revisão foi finalizada em dezembro de 2003 com alterações significativas além de outras alterações pontuais que vêm sendo feitas, em um processo de acompanhamento constante, envolvendo o Poder Executivo (através da SEPLAN e do COMPLAMA - Conselho Municipal do Plano Diretor e Meio Ambiente de Uberaba) e o Poder Legislativo, através da Câmara Municipal de Uberaba. A atuação do governo municipal é norteadas pelas diretrizes emanadas desta lei.

Com base nestas considerações, definem-se aqui alguns dos objetivos que irão orientar a revisão do Plano Diretor de Uberaba:

- Preservar o patrimônio ambiental do Município;

Estado de Minas Gerais

- Ordenar a ocupação do território (macrozoneamento municipal);
- Promover o desenvolvimento integrado das funções econômicas, sociais;
- Imprimir um caráter estratégico nas ações dos diversos agentes públicos e privados envolvidos no desenvolvimento urbano;
- Fortalecer a base institucional de planejamento;
- Propiciar a continuidade das ações de desenvolvimento;
- Favorecer a participação da sociedade na gestão pública;
- Disponibilizar informações essenciais para embasar as decisões pertinentes ao desenvolvimento do Município.

Segundo a Prefeitura Municipal, a cidade de Uberaba possui cerca de 63 associações comunitárias e organizações não-governamentais cadastradas junto à Prefeitura. Esta relação encontra-se no volume de Anexos.

1.1.8 MARCO INSTITUCIONAL

O item irá focalizar as políticas sociais em vigor do município com as políticas habitacionais.

“Precisa reforçar a área social. A cidade ficou esquecida neste ponto. Parece que o novo prefeito é aberto ao diálogo” (Sra. Geléia - Reunião Focal 29/12/04).

1.1.8.1 Gestão Social

A Secretaria do Trabalho, Assistência Social, da Criança e do Adolescente - SETAS, reestruturou e ampliou os mecanismos sócio-políticos que atuam como instrumentos capazes de contribuir para a viabilização e fortalecimento do processo de desenvolvimento social e capaz de assegurar ao indivíduo os direitos à melhoria da qualidade de vida e o regaste da cidadania.

1.1.8.2 Programas de Ação Social

Uberaba é conhecida pela tradição do trabalho voluntário, com exemplos de meio século. Existem na cidade cerca de 300 organizações não governamentais sem fins lucrativos, a maioria voltada para gestão social. Alguns exemplos destas políticas sociais, as 63 cadastradas na Prefeitura, estão no Volume de Anexos.

Programas implementados pelas SETAS:

- Escolas profissionalizantes
- Programa de Atenção Integral à Criança e ao Adolescente
- Recriar/ Centro Social Urbano
- Programa do Bem Estar do Menor - PROBEM;
- Centro Educacional da Juventude - CEJU

Estado de Minas Gerais

- Projeto Família Cidadã nas 15 creches municipais
- Centro de Atendimento ao Trabalhador Rural
- Programa de Atenção ao Idoso
- Tarde Festiva ao Idoso;
- Curso de Capacitação de Cuidadores de Idosos.
- Albergue Municipal
- Programa de Atenção Integral ao Portador de Deficiência
- Basquete em Cadeira de Rodas;
- Natação para portador de deficiência

Órgãos de Ação Social

O tipo de atendimento público e ações específicas destes órgãos encontram-se no Volume de Anexos.

- Nº de creches comunitárias (de 0 a 6 anos): 20
- Nº de creches municipais (de 0 a 6 anos): 10
- Nº de núcleos municipais (3 a 6 anos): 03
- Nº de centros de convivência comunitário: 07
- Nº de centros de convivência municipais (7 a 14 anos): 08
- Nº de creches sistema de parceria (convênio): 17
- Nº de orfanatos: 07
- N.º de casas lares: 01
- N.º de abrigo provisório municipal/ casa de Proteção Infante-Juvenil: 01
- Fonte: SETAS - 2002

1.1.8.3 Projeto “CIDADE VIVA”

É um programa da Prefeitura Municipal de Uberaba, criado em 1997 e que funciona com a participação de mais de 50 parceiros, representantes dos setores públicos e organizações não governamentais, oferecendo atendimentos gratuitos à população de Uberaba.

O Projeto “Cidade Viva” tem como objetivo atender a toda população, atuando sempre nos bairros, onde são desenvolvidas mais de 90 tipos de atendimentos nas áreas de saúde, cultura, educação, ação social, assistência jurídica, informações e orientações gerais como o uso da soja, esporte, lazer, habitação, segurança pública, agricultura e meio ambiente, prestação de serviços, emissão de documentos, e mais um grande número de atividades voltadas para toda a família. Durante estes 06 anos de existência o Projeto Cidade Viva fez 506.666 atendimentos.

Deste Projeto se deram mais três ações:

- O Projeto “Cidade Viva Todo Dia” oferece transporte à população e aos que necessitam de transporte em caráter essencial e especial, de forma programada e agendada, através da Central de Atendimentos, contando com uma frota própria de 09 veículos. Atua principalmente dentro da área de atenção à saúde. Desde seu lançamento em 22/09/99 até 31/03/2003, foram realizados 166.447 atendimentos.
- O Projeto “Cidade Viva na Feira” acontece aos domingos, na feira livre do bairro da Abadia onde são fornecidas orientações na área de saúde, educação, esporte, lazer e cultura às pessoas que freqüentam aquele espaço. Hoje este projeto beneficia cerca de 1.000 a 1.200 pessoas por final de semana.
- O Projeto “Cidade Viva Limpa” é uma iniciativa da Prefeitura de Uberaba em parceria com a comunidade para melhoria das condições de urbanização e de vida nos bairros da cidade. Implantado em 25/06/01, mobiliza cerca de 80 cidadãos que auxiliam voluntariamente na limpeza e conservação das ruas e áreas públicas de seus bairros, contando com o apoio técnico e operacional da PMU, em parceria com o Conselho Municipal de Voluntários e Secretaria de Assistência Social. Em média são limpas cerca de 35 ruas/praças e avenidas dia em sistema de rodízio.

1.1.8.4 Política Habitacional

A atuação da COHAGRA - Companhia Habitacional do Vale do Rio Grande, indicada no mapa das áreas de especial interesse social, demonstra a tendência da ocupação de áreas lindeiras às rodovias federais e faixas lindeiras da rede ferroviária pelos assentamentos populares, demarcando um cinturão de pobreza, especialmente nas áreas à leste e ao sul da Cidade³.

A complementação dos sistemas de tratamento de esgoto e drenagem deverá qualificar positivamente o potencial construtivo da área urbana. Com exceção das áreas ao norte do coletor tronco principal da ETE Uberaba e da APA do Rio Uberaba, que deverão ter restrição à ocupação, a cidade poderá investir na qualificação ambiental e urbana, absorvendo estes benefícios e redistribuindo para as áreas com passivos ambientais e urbanos acumulados.

Setor habitacional

No setor habitacional a COHAGRA, empresa de economia mista cuja acionista majoritária é a Prefeitura Municipal de Uberaba, tem sua área de atuação voltada para o desenvolvimento habitacional do setor urbano.

³ A COHAGRA atua na regularização fundiária através da assessoria jurídica prestada às famílias de posseiros com renda abaixo de 3 salários mínimos. Além disso, através de programas municipais financia a construção de novas moradias, oferecendo lotes urbanizados e kits de material de construção para as famílias beneficiadas. Atuando desde a década de 80, possui um cadastro atualizado do número de famílias atendidas e de famílias inscritas para obter o financiamento da moradia.

Em 2001 a Cohagra conseguiu empreender os seguintes programas e serviços:

- a) Programa Municipal de Moradias - Lotes Urbanizados: 162
- b) Sub Programa Colméia - Cestas de Materiais: 11
- c) Regularização Fundiária: 140
- d) Plantas Operárias: 12 plantas
- e) Nº assentamentos de posseiros realizados: 0
- f) Déficit habitacional (estimativa na população de baixa renda): 3.000 unidades
- g) Programa de financiamento de cestas de materiais via CEF: 69 unidades

Projetos em andamento:

- Produção de lotes urbanizados a baixo custo;
- Regularização de posse de imóveis públicos;
- Regularização de posse de imóveis de particulares conhecidos e desconhecidos;
- Execução do projeto Colmeia;
- Execução do projeto do escritório itinerante;
- Programa de cunho social - preventivo.
- Programa Habitar Brasil BID
- Programa de Arrendamento Residencial - PAR

Total de lotes urbanizados e regularizados (jan./96 a dez./2001): 7.673;

Total de lotes regularizados (99 a 2001): 1.409;

Total de lotes urbanizados (95 a 2001): 2.467;

Total de lotes em fase de regularização: 1.368;

Total de lotes em fase de urbanização: 965;

Total de imóveis administrados pela Cohagra: 10.006

PM faz parceria com a Prefeitura nas áreas de segurança e habitação

Polícia Militar de Minas Gerais (PMMG) em Uberaba está disposta a desenvolver diversas ações em parceria com a Prefeitura Municipal de Uberaba nas áreas de Segurança Pública e habitação, com a utilização de área da PMMG ao lado do Quartel no bairro Fabrício. Acerto foi feito com o prefeito Anderson Adauto (PL) durante reunião ocorrida na sede do 4º Batalhão de Polícia Militar. Do encontro participaram o secretário de Segurança Pública, Trânsito e Transportes, Vicente Cunha Braga, o vice-prefeito e secretário de Obras, José Elias Miziara e o presidente da COHAGRA, Luiz Humberto Dutra.

A principal questão das discussões entre o prefeito Anderson Adauto, o comandante do 4º Batalhão, tenente coronel Antônio de Souza Filho, e o comandante do 5º CRPM, Cel Hamilton Firmino, foi a criação de um loteamento em área de mais de 500 mil metros quadrados ao lado do Quartel para construção de cerca de mil unidades habitacionais

através de parceria com a COHAGRA. Para isso, será necessária a aprovação de projeto pela Assembléia Legislativa. Uma comissão com a participação da Polícia Militar, COHAGRA e Caixa Federal irá trabalhar sobre as possibilidades de utilização da área para moradias, priorizando policiais militares e civis e servidores públicos estaduais.

1.1.9 IDENTIFICAÇÃO DOS PRINCIPAIS GRUPOS AFETADOS PELAS INTERVENÇÕES

Cenário atual

A) Esgotamento Sanitário

Diagnóstico

“O esgoto de todas as casas do bairro Maracanã vão para o rio. Desta forma há um problema com a qualidade da água”. (Geléia - reunião focal).

“Uberaba cresceu e a população não sentiu que a comunidade cresceu. O povo tem pouca consciência ecológica”.

Os problemas relacionados com o esgotamento sanitário estão relacionados com:

- *Lançamentos de esgotos sanitários brutos* - atualmente 74% dos esgotos coletados são tratados pela ETE do Rio Uberaba, até junho de 2009, quase totalidade dos esgotos coletados pelo CODAU é lançada diretamente no rio. Apenas 2% de todo o esgoto produzido no município era tratado;
- *Inexistência de tratamento adequado dos fundos de vale* - o que dificulta ou mesmo impossibilita as ações de limpeza pública e de esgotamento sanitário em diversas áreas, tornando-as fonte permanente de doenças de veiculação hídrica para as populações próximas;
- *Educação ambiental* - a inexistência de um programa abrangente e continuado de educação ambiental tem limitado o uso eficiente dos serviços de saneamento pela população e a contribuição que a comunidade pode e deve proporcionar para conservar o meio ambiente em níveis de qualidade adequados às atuais e futuras gerações, principalmente com lançamento de água de chuva nos esgotos e vice-versa;
- *Fiscalização* – inexistência de equipe do CODAU de avaliação da qualidade dos efluentes industriais lançados nas redes públicas de esgotamento sanitário.

B) Abastecimento de Água

Os problemas relacionados com o abastecimento de água estão relacionados com:

Estado de Minas Gerais

- *Abstração excessiva de água* - grande parte da vazão do rio Uberaba é abstraída para atender a demanda para abastecimento público e irrigação;
- *Crise no Abastecimento*

A despeito do alto índice de atendimento pelo sistema de abastecimento de água o município de Uberaba vem sofrendo com a falta d'água, principalmente no período de estiagem, quando a vazão no rio Uberaba diminui consideravelmente.

C) Macro-Drenagem

“O centro é um local mais baixo. Por isto o excesso de água que desce dos bairros como o nosso: Maracanã e Chica Ferreira” (Zé - reunião focal)

“Quem é prejudicado são os ricos: carros boiando. O problema maior é no centro”.

“Em 1974 começaram os problemas com as enchentes. O problema não é a inundação e sim a ocupação errada.” (D. Edir)

O sistema de macrodrenagem de Uberaba é composto por galerias, sob as avenidas principais da cidade, que foram sendo executadas junto com o processo de urbanização da cidade. Elas possuem seções e declividades variáveis, com algumas singularidades, tais como: envelopes de redes, adutoras e tubos; obstrução parcial como nas galerias da av. Fidelis Reis; mudanças bruscas de seções, etc.

Com o aumento das áreas impermeabilizadas, devido ao crescente processo de urbanização, as enchentes nas avenidas principais e por conseguinte na região central da cidade se tornaram mais freqüentes. Esta situação torna-se mais grave pelo fato das canalizações terem sido executadas em galerias fechadas, o que não permite flexibilidade de escoamento nas sobrecargas de vazões.

Os grupos afetados são:

- Comerciantes da área central Segundo funcionária da Ótica América que fica no centro de Uberaba - vide Figura 3.18 - nos dias sem chuva ela chega a atender 25 pessoas no período da manhã. Com a simples ameaça de chuva, os moradores não descem para a área comercial ficando o seu atendimento reduzido para 03 pessoas.
- Os transuentes que precisam passar pela área central para irem para escola, trabalho, consultarem no Hospital Santa Lúcia ou mesmo fazerem compras. Como pode ser observado na Figura 3.19 há um fluxo intenso de pessoas. Em época de enchentes, as pessoas evitam de descer para o centro.
- Os estudantes que circulam na área para acessarem as escolas e universidades;
- Os bombeiros/ defesa civil - Os bombeiros, segundo o comandante Queiroz, relatam que houve uma melhoria no número de ocorrências para a defesa civil,

Estado de Minas Gerais

após a construção do Piscinão Leopoldino de Oliveira. Mas, mesmo assim, em épocas de enchentes o corpo de bombeiro aciona o dispositivo mostrado na Figura 3.20 que tem a função de segurar os carros.



Figuras 3.18 e 3.19: Centro de Uberaba - área inundável



Figura 3.20: Placa de contenção de veículos

1.2 DIAGNÓSTICO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA DIRETA

O Diagnóstico da realidade sócio-econômica das áreas de influência direta do Projeto Água Viva será apresentado tendo como base os dados secundários e dados primários.

1.2.1 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

a) ETE do Rio Uberaba

- Dados secundários relacionados as áreas de influência direta

Localização

A área onde está implantada a ETE do Rio Uberaba é atualmente ocupada por pastos naturais, conforme pode ser verificado nas fotos abaixo. Esta área localiza-se a cerca de 10 km do centro da cidade, na direção noroeste, em propriedade situada às margens do rio Uberaba, logo após a confluência do Córrego do Jataí ou Caçu no Rio Uberaba, pelo lado direito.

Apesar de não ser atendido por nenhuma infra-estrutura urbana, o sítio de implantação da ETE do Rio Uberaba localiza-se dentro do limite do perímetro urbano e da área de expansão urbana de Uberaba. O acesso em terra á esta área foi recentemente aberto, por ocasião da implantação do interceptor rio Uberaba margem esquerda. Este se dá através da Rodovia BR-050, na altura da ponte sobre o Rio Uberaba, por onde se entra à esquerda e margeia-se o Rio Uberaba em acesso de terra, por cerca de 2,0 km até o sítio de construção da ETE.

Há aproximadamente 500 metros de distância do terreno da ETE Uberaba, em sentido perpendicular ao rio, passa uma ramificação de linha de transmissão de energia elétrica. Tal ramificação tem um dos extremos num local denominado Chácaras Marita e o outro em um local denominado Chácaras Geraldo Campos.

Conforme explicitado no capítulo 01 foi incluído o Conjunto Alfredo Freire na área de influência direta da ETE Uberaba. Desta forma, apresenta-se o estudo da área em questão. Não haverá interferência direta da ETE, uma vez que a população está longe e a área do entorno não será urbanizada.

b) ETE Conquistinha

- Dados secundários relacionados as áreas de influência direta

Localização

Estado de Minas Gerais

A casa mais próxima está à cerca de 800 metros de distância da tubulação de entrada de esgotos da ETE Conquistinha. Afora este problema não ocorrerá nenhum outro que perturbe a comunidade circunvizinha.

Rede social

Não existe nenhum equipamento na área de influência.

- Dados primários relacionados as áreas de influência direta.
Não existe comunidade na área.

c) Parque Córrego das Lajes

Na área destinada a construção do Parque Córrego das Lajes, que também tem a função de preservar o rio existem 03 moradias.

Na moradia situada próxima a EPAMIG reside, há pelo menos 02 anos, o senhor Ariel Messias da Silva, de 22 anos e o seu sobrinho Robson Dias da Silva de 18 anos. A moradia, conforme pode ser constatado in loco, possui um padrão construtivo precário com paredes de adobe, janelas de madeiras e na parte interna da casa foi identificado apenas camas e fogão como eletrodomésticos e móveis. A área livre do lote é grande com muitas mangueiras e o lote não está cercado.

Segundo o Robson, que manifestou que não gosta de morar na área, por ser um lugar ermo, o seu tio tem um contrato de uso com o advogado Claudiovir, permitindo que os dois durmam no local, cuidando para estranhos não jogarem lixo e não invadirem a área.

A moradia situada no meio do parque tem como atual ocupante a senhora Maria Augusta T da Silva e que chegou do núcleo urbano do município de Uberaba há apenas 01 mês. A moradia, que possui 03 cômodos, e 04 ocupantes adultos, possui vaso sanitário, não tem água, luz, encontrando-se em péssimas condições de habitabilidade, tendo sido depredada nos meses que ficou fechada. A água utilizada é de cisterna e segundo a moradora a área é da prefeitura e que ela ficou sabendo desta área por um primo. Pretende ficar na moradia só até conseguir outro local na roça para que possa trabalhar com o seu marido. Por enquanto a sua renda é com a venda de reciclado.

A terceira moradia tem o senhor Célio como ocupante. Ele não encontrava-se em casa nas 03 vezes que a equipe de pesquisa esteve em sua moradia. A Casa estava fechada, porém, ao que parece, possui moradores, haja visto, a plantação de milho que o lote possui. A área está cercada.

1.2.2 MACRO DRENAGAEM

a) Interceptores da área central

- Dados secundários relacionados as áreas de influência direta

Localização

A cidade de Uberaba encontra-se inserida quase que totalmente na bacia hidrográfica do córrego das Lajes, afluente esquerdo do rio Uberaba.

A bacia hidrográfica do córrego das Lajes (área de cerca de 23 km²), tem um formato aproximadamente circular com encostas íngremes, o que torna extremamente rápida a drenagem das chuvas para o córrego principal, fazendo com que os picos das vazões das sub-bacias sejam praticamente simultâneos, sobrecarregando a drenagem principal. Como agravante a bacia do córrego das Lajes encontra-se inteiramente

Estado de Minas Gerais

inserida na área urbanizada de Uberaba, abrangendo cerca de 70% da área total da cidade.

Com a urbanização, o córrego das Lajes e seus afluentes foram canalizados, em galerias de concreto, com altas declividades, da ordem de 1%, sobre as quais foi construído o sistema viário da cidade, constituindo-se nas principais avenidas da cidade: Leopoldo de Oliveira, Guilherme Ferreira, Santos Dumont e Fidelis Reis.

Com o aumento das áreas impermeabilizadas, devido ao crescente processo de urbanização, as enchentes nas avenidas principais e, por conseguinte na região central da cidade se tornaram mais freqüentes. Esta situação torna-se mais grave pelo fato das canalizações terem sido executadas em galerias fechadas, o que não permite flexibilidade de escoamento nas sobrecargas de vazões.

A av. Leopoldino de Oliveira vem sendo duramente castigadas pelas enchentes, bem como as av. Santos Dumont, Fidei Reis e Guilherme Ferreira.



Figura 3.22 e 3.23: Inundação da área central da cidade (bacia do córrego das Lajes)

Setores censitários

Segundo os setores censitários da área a comunidade é extremamente adensada com cerca de 10.000 unidades e com 60% de unidades residenciais e 40 % de uso comercial.

A comunidade desta área possui um alto índice econômico, conforme pode ser constado na pesquisa realizada.

Rede Social

Nas atividades de pesquisa qualitativa realizada na comunidade sejam elas reuniões com atores sociais e comunidade em geral pode -se observar que a comunidade possui uma ampla rede de equipamentos comunitários. Embora hajam vários

equipamentos na área, os mesmos trabalham de forma desarticulada não possuindo um plano de ação coletivo.

- Dados primários relacionados as áreas de influência direta

O resultado da pesquisa amostral⁴ realizada na área central de Uberaba contou com a coordenação de campo do Professor Marcos Túlio que é o coordenador da CEPES.

O resultado da pesquisa na íntegra encontra-se em anexo após este capítulo.

Caracterização da população

Propostas

As inundações, alagamentos e enxurradas destacam-se como o maior problema da área central de Uberaba. Este foi mencionado por um a cada dois entrevistados, obtendo no segmento não residencial um índice percentual ainda mais elevado. Consequentemente a solução para o problema, segundo a população, relaciona-se principalmente às obras de drenagem e a construção de piscinões para conter a água da chuva (obtiveram índices de citações, de respectivamente, 38% e 32%)

A falta de áreas de lazer/ esportes, a saúde, a limpeza urbana e o transporte coletivo apresentam também, de modo geral, índices expressivos de citação entre a população (em torno de 33%) e devem ser considerados com atenção. As soluções propostas, como verificado nos outros levantamentos, apresentam-se principalmente como medidas de ampliação e melhoria dos serviços já existentes.

A população entrevistada, apresenta ainda um terceiro bloco, no qual os problemas obtiveram índices percentuais próximos a 20%, são eles: Falta de pavimentação/ calçamento das ruas (com maior destaque para o segmento não residencial) e educação/ ensino público (segmento residencial e misto).

Dentre os problemas sociais, o desemprego, a violência/falta de segurança e as drogas obtiveram os maiores índices de citações (77% , 67% e 58%, respectivamente). Para a população entrevistada, A busca de solução para os problemas relativos às drogas e a violência, relaciona-se mais à implantação de postos policiais e atividades de geração de renda, enquanto a solução para o desemprego incide principalmente na implantação de cursos profissionalizantes como forma de amenizar o problema.

Verifica-se que, na opinião da população, as medidas tomadas para amenizar o problema de inundações na área central, não foram satisfatórias. Quase metade dos entrevistados avaliaram negativamente a atuação dos órgãos responsáveis e 1/3 avalia a atuação como mediana/ regular. Contudo, a construção dos piscinões foi a realização com maior visibilidade, sendo o único empreendimento a obter significativo índice percentual de citações - 35%. Representa desta forma, a principal sugestão de obras para amenizar os transtornos causados pelas chuvas, juntamente com a reestruturação

⁴ Pesquisa Amostrada realizada nos dias 02 e 03 de fevereiro de 2005

da rede de esgoto.

Avaliação do empreendimento

A parcela mais significativa dos entrevistados (85%) afirmou, que não tem informações acerca da construção de interceptores na área central da cidade. Entre o segmento residencial, se comparado aos demais, encontram-se os entrevistados com maiores informações sobre do empreendimento. Verifica-se assim, respostas vagas, ao se indagar sobre a representação da construção dos interceptores, para a cidade. Exemplificando a resposta que obteve maior número de citações (23%) descreve o empreendimento como *Uma solução/ uma ótima idéia*.

Apesar da pouca informação sobre o empreendimento, verifica-se que os interceptores são avaliados positivamente por quase $\frac{3}{4}$ dos entrevistados, e as avaliações positivas apresentam índices mais elevados junto ao segmento residencial. e diante das duas alternativas para a construção dos interceptores (com galeria ou túneis), observa-se que os interceptores com túneis apresentaram maior índice de aprovação 48% contra 27% - galeria (Infere-se aqui que os entrevistados fizeram suas opções por imagem, dado o desconhecimento do assunto).

Considerando as representações do empreendimento, de modo geral, a parcela mais significativa dos entrevistados (64%) acredita que a obra não afetará o seu cotidiano, dentre aqueles que apontam transtornos, encontram-se em maior número no segmento não residencial (25%). Os impactos negativos, relacionados ao empreendimento, de modo geral são: *o comprometimento da malha viária urbana/ problemas de trânsito* (61%), seguida da *dificuldade de acesso dos pedestres* (22%) e da *retração do comércio*.

Quanto aos impactos transitórios que a toda comunidade poderá sofrer, as opiniões se dividem entre 49% dos entrevistados que *preferem Transtornos temporários, de grande impacto, para obter benefícios e soluções a curto prazo*, e outros 42% da comunidade, que acreditam que *Transtornos temporários, de médio porte, e soluções a médio prazo é a melhor opção*.

1.2.3 ABASTECIMENTO DE ÁGUA

- Dados secundários relacionados às áreas de influência direta

Localização e histórico

A área onde está localizada o Piscinão é de difícil acesso. Mesmo assim, alguns moradores usam o piscinão como fonte de lazer/pesca.

Nas proximidades da área foram construídos os conjuntos Frei Eugênio e Guanabara com aproximadamente 64 prédios, adensando a área. Do outro lado do piscinão Leopoldino de Oliveira encontra-se o Condomínio fechado Flamboyant onde estão localizados moradias com alto padrão construtivo, conforme pode ser observado no mapa anexo.

Setores censitários

Os setores censitários instalados próximos a área do Piscinão Leopoldino compreendem parte dos números 152, 153, 134,155 conforme mapa anexo.

A comunidade residente nesta área é de 398 domicílios, sendo que destes domicílios há um grande número de prédios/conjunto habitacionais concentrados em determinada área. Nesta área existe uma divisão social muito grande - de um lado há uma predominância de moradias precárias, adensadas e do outro lado em uma área mais nobre residem moradores nos condomínios fechados.

Rede social

Nas atividades de pesquisa qualitativa realizada na comunidade sejam elas reuniões com atores sociais e comunidade em geral pode -se observar que a comunidade possui uma ampla rede de equipamentos comunitários como pode ser verificado no Mapa - Localização e equipamento. Embora hajam vários equipamentos na área, os mesmos trabalham de forma desarticulada não possuindo um plano de ação coletivo.

- Dados primários relacionados às áreas de influência direta

O resultado da pesquisa amostral⁵ realizada na área próxima ao Piscinão Leopoldino de Lima contou com a coordenação de campo do Professor Marcos Túlio que é o coordenador da CEPES.

O resultado da pesquisa na íntegra encontra-se em anexo após este capítulo.

Verifica-se, de modo geral, que a limpeza urbana, é o principal problema físico apresentado pela população da área de influência do reservatório de contenção de cheias Leopoldino de Oliveira, representando 30% das citações. *A melhoria na coleta de lixo* destaca-se, como principal ação proposta, para solucionar ou amenizar este problema (23%), seguida de *medidas para proteção do meio ambiente* (17%).

⁵ Pesquisa Amostral realizada nos dias 02 e 03 de fevereiro de 2005

Estado de Minas Gerais

O transporte coletivo vem em segundo lugar geral, com 22% de citações, e a população entrevistada propõe uma ação direta na eliminação do problema: ampliar a frota. É expressivo também o índice percentual dos problemas ligados a saúde, preservação do meio ambiente e ao lazer / esportes (índices obtidos 17%, 17% e 15%, receptivamente).

Especificamente o setor 2 apresenta o mesmo ranking de problemas da avaliação geral, enquanto no setor 1, observa-se que a preocupação com a preservação do meio ambiente e com a cultura supera o índice de citações referentes ao transporte coletivo e a saúde.

Na opinião dos moradores são três os problemas sociais que merecem maior atenção: as drogas, a violência e o desemprego. De modo geral, a *droga* foi apontada como o principal problema social da região, obteve o percentual de 46% de citações. Em segundo lugar, encontra-se problemas relativos a *violência*, com índice percentual próximo de 42%, e logo em seguida o *desemprego*. Com 41%. especificamente, não há alteração significativa, quanto as posições dos problemas sociais dentro dos setores ,exceto a inversão do 2º e 3º lugar para o setor 2.

Quanto as ações para sanar ou amenizar os problemas das drogas e da violência, verifica-se que as propostas mais expressivas, incidem principalmente nas questões de segurança - instalação de postos policiais. Já o desemprego, para a grande maioria dos entrevistados (70%) poderá ser amenizado através da implantação de cursos profissionalizantes.

Contudo há de se destacar que a urbanização do entorno do reservatório apresenta um alto índice de aprovação. Este fato pode ser comprovado através dos altos índices dos somatórios das avaliações positivas, próximos a 90%; dos elevados índices percentuais de avaliações plenas (ótimo/ muito positivo), bem como, a quase unanimidade de opinião, quanto a não interferência das obras no cotidiano da comunidade.

2 PROGNÓSTICO

2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS AÇÕES DO EMPREENDIMENTO

O Projeto Água Viva é basicamente um projeto de obras de saneamento (interceptares, redes de esgoto, estação de tratamento), hidráulicas (drenagem, galerias, bacias de detenção) e equipamentos urbanos (áreas de lazer, parques).

Portanto este conjunto de obras requer ações de natureza semelhantes para as 3 fases: planejamento, implantação e pós-obra.

A seguir apresenta-se a relação destas ações em função de cada fase/ etapa:

Tabela 4.1: Relação das ações

Fase	Ação	
Planejamento	1	Elaboração de Estudos, Projetos Básicos
	2	Divulgação do Projeto
Implantação	1	Contratação de mão de Obra e de Serviços
	2	Implantação de Canteiro de Obras e Infra-estrutura de Apoio como o Plantão Social
	3	Transporte de Materiais
	4	Terraplenagem / Movimentação de Terras
	5	Obras Civis
	6	Disposição de Bota Fora
	7	Desmonte das Instalações, desativação, remoção de equipamentos.
	8	Finalização dos Contratos Prestadores de Serviços/ Demissões de Mão de Obra
	9	Ações de comunicação social e educação sanitária e ambiental
Pós Obra	1	Manutenção das Obras
	2	Convivência com as estações de tratamento de esgoto
	3	Convivência com os Canais Centrais de macrodrenagem e interceptores sanitários centrais
	4	Convivência com a urbanização do Piscinão Leopoldino de Oliveira
	5	Convivência com as áreas de lazer do Parque

2.2 IDENTIFICAÇÃO DOS IMPACTOS

A análise de impactos para o meio antrópico aqui proposta, busca pôr em destaque os aspectos relevantes da vida da comunidade e como eles serão transformados em função da intervenção a ser realizada. Pelas características do empreendimento. Conjunto de obras que busca o esgotamento sanitário, melhoria do abastecimento de água e urbanização do Piscinão oferecem área de uso coletivo e lazer, deverá gerar mudanças significativas na rotina diária das famílias situada na área de influência do empreendimento.

Ao interferir sobre a malha viária local para a implantação de interceptores centrais equacionando a questões de inundação, solucionando o esgotamento sanitário, implantando parques, o objeto da nossa análise ganha dimensão particular.

Dada a concentração de serviços e comércios em algumas áreas de intervenção, a fragilidade de organização comunitária, a falta de uma maior interlocução por parte da prefeitura com a comunidade local e a realidade sócio-econômica da área de estudo, vide capítulo 3, uma intervenção desta monta têm larga repercussão sobre o cotidiano.

Assim, a análise de impactos sobre a vida social será feita a partir de quatro grandes grupos de fatores ambientais, divididos em "sub fatores", quais sejam:

A) *Dinâmica social*

- i) Organização social e política/ Capital social;
- ii) Comportamento social;
- iii) Migração;
- iv) Emprego;
- v) Renda;
- vi) Segurança Pública;
- vii) Conforto da população.

B) Equipamentos

- i) Escolas;
- ii) Creches;
- iii) Posto de Saúde;
- iv) Igrejas;
- v) Associação.

C) Aspectos da Infra-Estrutura

- i) Água;
- ii) Esgotamento Sanitário;
- iii) Drenagem;
- iv) Coleta de Lixo;
- v) Iluminação Pública;
- vi) Transporte Público;
- vii) Telefonia.

D) Economia

- i) Comércio e serviços;
- ii) Estrutura fundiária;
- iii) Uso do solo.

Organizando desta forma os componentes da matriz será possível uma visão de conjunto sobre as conseqüências do empreendimento, destacando fatores e impactos mais relevantes e podendo percebê-los de forma integrada, o que é de especial importância para aqueles aspectos relacionados à vida social.

Os sub-fatores relacionados acima têm as seguintes definições:

Organização Social e Política: expressa a sociedade civil organizada e as instituições públicas. Aqui se incluem os partidos políticos, os sindicatos, a igreja, clubes de mães etc.

Comportamento Social: este fator expressa os indivíduos e sua relação com o todo social, ou seja, o inconsciente coletivo.

Migração: representa o fluxo de pessoas que chegam para a região e que saem desta. É fundamental entender como o empreendimento poderá alterar estes fluxos.

Conforto da População: fator relacionado ao bem estar geral da população local que pode ser alterado pelas diversas intervenções/ ações a serem realizadas.

Água, Esgotamento Sanitário, Drenagem, Coleta de Lixo, Iluminação Pública, Telefonia: fatores relacionados à infra-estrutura e serviços urbanos;

Transporte Público: elementos da infra-estrutura que terão suas demandas aumentadas em função de algumas intervenções/ações do empreendimento e do possível crescimento do comércio, dos serviços em função do empreendimento.

Emprego: fator que expressa o nível de ocupação da população local.

Renda: este fator expressa, no lado econômico, os ganhos dos diversos. O empreendimento representa: um aumento direto da massa de salários que irá demandar aluguéis e outros serviços e bens que gerarão mais lucros que poderão reverter-se em novos investimentos na região.

Comércio e Serviços: este fator vincula-se aos aspectos econômicos e diz respeito ao incremento nestas atividades em decorrência da renda gerada direta e indiretamente pelo empreendimento.

Valorização Imobiliária: este fator representa a organização, propriedade e preço do solo urbano. O empreendimento trará pressão sobre este elemento.

Saúde Pública: diz respeito à condição de saúde da população.

Segurança Pública: A intensificação de fluxos de pessoas, valores e veículos também podem contribuir para reduzir a segurança pública.

2.3 PREVISÃO E DESCRIÇÃO DOS IMPACTOS

A previsão e a extensão dos impactos, aqui apresentados foram definidos baseados na experiência profissional da equipe, em função de projetos semelhantes a estes desenvolvidos em Estudos de Percepção Ambiental do Aterro sanitário de Belo Horizonte/MG e Programa Pedro II Primeira Etapa e acompanhamentos de intervenções como Programa Alvorada - intervenção estrutural - Belo Horizonte/ MG.

Os resultados desta etapa do Estudo serão apresentados segundo a cronologia das fases de implementação (planejamento, Implementação, pós-obra), considerando a análise sempre para o meio antrópico.

Para classificação dos impactos utilizou-se das seguintes definições:

- *Impacto Positivo* - quando uma ação resulta na melhoria da qualidade de um fator ou parâmetro social;
- *Impacto Negativo* - quando uma ação resulta em um dano à qualidade de um fator ou parâmetro social;
- *Impacto Direto* - quando resulta de uma simples relação de causa e efeito;
- *Impacto Indireto* - quando é uma reação secundária em relação à ação, ou quando é parte de uma cadeia de reações;
- *Impacto Temporário* - quando o efeito permanece por um tempo determinado, após a execução da ação;
- *Impacto Permanente* - quando, uma vez executada a ação, os efeitos não cessam de se manifestar num horizonte temporal conhecido;
- *Impacto Cíclico* - quando o efeito acontece de uma forma cíclica;
- *Impacto Imediato* - quando o efeito surge no instante em que se dá a ação;
- *Impacto Médio Prazo* - quando o efeito se manifesta depois de decorrido um certo tempo após a ação (2 a 5 anos);
- *Impacto Longo Prazo* - quando o efeito se manifesta depois de decorrido um certo tempo após a ação (maior do que 5 anos);
- *Impacto Reversível* - quando o fator ambiental afetado retoma às suas condições originais cessada a ação;
- *Impacto Irreversível* - quando o fator ambiental afetado não retoma às suas condições originais mesma cessada ação;
- *Impacto Local* - quando a ação afeta apenas o próprio sítio e suas imediações (área de influência direta).

2.3.1 ETAPA DE PLANEJAMENTO

Fatores Sociais: Dinâmica Social, Economia.

Ação: Estudos e Projetos Básicos

Impacto: Alterações na organização social e política das comunidades atingidas, instabilidade dos moradores da área de influência direta.

As visitas e os levantamentos de campo nesta etapa geram muita expectativa e especulação na população residente na área de influência. Exemplo disto foi o que já podemos perceber e reconhecer na comunidade do Conjunto Alfredo Freire onde a comunidade se sentiu apreensiva com a intervenção, mesmo reconhecendo a importância do projeto enquanto um processo coletivo .

Há a possibilidade da contratação de serviços na própria cidade, haja vista a pesquisa amostral deste estudo.

Fatores Sociais: Fortalecimento da Mobilização comunitária.

Ação: Estudos e Projetos Básicos

Impacto: Incremento da organização comunitária, conforme descrição posterior.

2.3.2 ETAPA DE IMPLANTAÇÃO

Fatores Sociais: Fortalecimento da Mobilização comunitária.

Ação: Estudos e Projetos Básicos

Impacto: Incremento da organização comunitária, conforme planilha.

Fatores Sociais: Dinâmica Social, Equipamentos, Infra-estrutura e Economia.

Ação: Processo de Desapropriação

Impacto: Alterações na organização social e política das comunidades atingidas, Instabilidade dos moradores da área de afetação da obra.

Fatores Sociais: Organização Social e Política, Comportamento Social.

Ação: Contratação de Mão de Obra e de Serviços

Impacto: Alterações na organização social e política e no comportamento dos moradores da área de influência direta

A pesquisa realizada na área de influência direta do empreendimento - vide cap. 03 apontam a oferta de possibilidade de trabalho como um dos maiores desejos da

Estado de Minas Gerais

população, já que o desemprego é grande. Portanto a possibilidade de se inserir no contingente da massa trabalhadora que irá realizar obras deverá mobilizar muitas pessoas, especialmente porque obras civis oferecem muitas oportunidades para mão de obra pouco qualificada. Este é um impacto imediato, direto, e com efeitos temporários e significativos.

Vale ressaltar a gama de oportunidades de negócios a serem geradas devido à execução das obras. No entanto, este cenário de oportunidades também atrai pessoas em busca de negócios, e caso não consigam se inserir no empreendimento podem permanecer gravitando no entorno da área, gerando insegurança aos residentes.

É importante ressaltar que estes novos atores sociais, inseridos ou não no empreendimento muitas trazem consigo o aumento da criminalidade, prostituição, etc. Tudo isto implica em novas demandas sociais, que o poder público deve dar respostas.

O impacto é imediato e permanente, os efeitos surgem com a chegada dos trabalhadores e persistem por todo o período de obra.

Fatores Sociais: Migração

Ação: Contratação de Mão de Obra e de Serviços

Impacto: Alterações na organização social e política e no comportamento dos moradores da área de influência direta.

O projeto ora em proposição poderá atrair processo migratório. Caso esta possibilidade se confirme e o processo ocorra de forma intensa poderá ocorrer a formação de áreas de adensamento das áreas. Este impacto é negativo, direto, temporário e local.

Fatores Ambientais: Emprego, Renda, Comércio e Serviços

Ação: Contratação de Mão de Obra e de Serviços

Impacto: Geração de empregos e aumento da renda

Este é um impacto positivo e temporário. A geração de emprego e renda que o projeto pode proporcionar vem de encontro aos anseios da comunidade residente na área de influência direta da obra, conforme extratos das reuniões focais ocorridas em 29/12/04. O incremento da renda poderá também gerar o incremento do comércio local e do setor de serviços.

Fatores Sociais: Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Drenagem, Coleta de Lixo, Iluminação Pública e Telefonia

Ação: Contratação de Mão de Obra e de Serviços

Impacto: Incremento na demanda destes serviços

Os impactos causados sobre estes aspectos da infra-estrutura urbana serão poucos significativos.

Fatores Sociais: Transporte Público

Ação: Contratação de Mão de Obra

Impacto: Aumento da demanda por transporte público

A demanda por transporte público para a região aumentará significativamente exigindo o incremento da oferta. Este é um serviço que, segundo os moradores, já é, neste momento, deficitário. É um impacto que pode ser negativo ou positivo. O aumento da demanda poderá provocar uma oferta adequada no sistema de transporte público, mas caso isto não ocorra o atendimento a debilidade do sistema pode ser ainda mais agravada. É temporário podendo ser permanente e reversível se melhorias forem realizadas no sistema de transporte público.

Fatores Sociais: Conforto da População

Ação: Obras Civis

Impacto: Alteração na qualidade de vida da população que reside e utiliza a área central de Uberaba

Embora este impacto já tenha sido descrito, será aqui ressaltado devido a magnitude significativa que o mesmo apresenta, no caso da implantação dos interceptores da bacia do córrego das Lajes. A atividade de abertura de valas para implantação dos interceptores implicará na ocorrência de alguns impactos sociais que podem ser classificados como de alta magnitude, tendo em vista que os mesmos serão implantados na área central de Uberaba, sendo, portanto uma área intensamente utilizada, caracterizando-se por transtornos para a população residente e que utiliza as áreas diretamente afetadas pela implantação dos interceptores. Basicamente, referem-se às interferências no trânsito de pedestres e veículos nos logradouros públicos e ao acesso às residências e aos estabelecimentos comerciais. É preciso ressaltar, contudo, que tais impactos são localizados e de curta duração, se restringindo à época das obras, cessando à medida que são fechadas as valas.

Fatores Sociais: Economia e Dinâmica Social

Ação: Obras Civis

Impacto: Desapropriação de terrenos

Deverão ser desapropriadas as áreas destinadas à implantação das ETEs Uberaba (19,5ha) e Conquistinha (14,7ha), entretanto estas áreas são atualmente ocupada por pastagens, não havendo população a ser removida no local. Segundo a Prefeitura de Uberaba a transferência, para o CODAU, da titularidade das áreas de implantação das ETEs está sendo providenciada pelos órgãos competentes.

Fatores Sociais: Equipamentos - Dinâmica Social

Ação: Obras Civis

Impacto: Melhorias nas condições de saúde da população

A complementação do sistema de esgotamento sanitário de Uberaba irá impactar positivamente as condições de saúde da população, reduzindo índices de morbidade e de mortalidade infantil, na medida em que reduzirão vetores de doenças redutíveis por ações de saneamento.

“O impacto na saúde da comunidade será muito grande, já que 30% da população do Bairro Alfredo Freire *que fica a 2km da área onde será implantada a ETE Uberaba consome a água do rio Uberaba*”, segundo relato dos moradores e agentes comunitários que fazem parte do Programa de Saúde da Família. Conseqüentemente, serão reduzidos dos orçamentos familiares os custos com medicamentos, e dos orçamentos públicos os gastos com tratamentos de saúde.

Trata-se de impacto altamente positivo e sua dimensão deverá ser avaliada por meio da implantação e permanente atualização dos indicadores de saúde e doenças de veiculação hídrica. Assim deverá ser efetuado um acompanhamento anual dos índices de ocorrência de doenças de veiculação hídrica em toda a população urbana de Uberaba. Para tanto, recomenda-se que o CODAU empreenda uma parceria com os órgãos de vigilância sanitária e com as entidades voltadas ao controle da saúde pública no município.

Fatores Sociais: Economia e Dinâmica Social

Ação: Obras Civis

Impacto: Aumento das despesas familiares com tarifas de saneamento básico

O aumento do custo, decorrente das tarifas de esgoto a serem cobradas dos usuários do sistema de esgotamento sanitário constitui também um aspecto negativo, especialmente para as famílias de menor renda. Atualmente a população de Uberaba paga 50% do valor da conta de água referente ao esgoto. Com a complementação do sistema a população vai passar a pagar 100%. Atualmente, segundo informações do CODAU, 40% da população utiliza a tarifa mínima de água (0 a 10 m³). Tarifas sociais deverão ser aplicadas, bem como outras medidas de subsídio.

Considera-se que a existência de áreas com tarifas de menor custo, a chamada tarifa social, é a medida mitigadora deste impacto.

Fatores Sociais: Segurança Pública e Conforto da População

Ação: Contratação de Mão de Obra

Impacto: Geração de conflitos entre moradores locais e empregados, fornecedores, prestadores de serviços da obra.

As contratações deverão ter um efeito negativo e muito significativo apesar de temporário sobre a segurança pública. A contratação de pessoas vindas de outras áreas e de outros municípios poderá gerar conflitos entre estas e a população residente, bem como a possibilidade de intensificação da criminalidade na área em análise.

O impacto é negativo, indireto, temporário, pois será reduzido ou eliminado após a desativação do canteiro de obras, imediato, reversível e local.

Fatores Sociais: Escolas, Creches, Postos de Saúde, Igrejas e Associações

Ação: Contratação de Mão de Obra

Impacto: Aumento da demanda

Os postos de Saúde poderão sofrer pequeno aumento de demanda, da mesma forma as escolas e creches. Igrejas e associações não deverão ter suas demandas incrementadas.

Impacto negativo, pouco significativo, imediato, direto e local.

Fatores Sociais: Conforto da População, Segurança Pública, Migração Emprego e Renda

Ação: Implantação do Canteiro de Obras e Infra-estrutura de Apoio

Impacto: Ruído, poeira, lama, vibrações, fluxo de veículos, de máquinas, de pessoas, dificuldade de convivência entre operários e população local.

A implantação do Canteiro de Obras gera enorme desconforto à população residente próxima ao local devido à circulação de veículos pesados, máquinas e ao fluxo de pessoas funcionários ou não da obra. No que se refere aos aspectos emprego e renda o local de instalação do canteiro é também um local de busca de oportunidades no empreendimento podendo ser positivo ou negativo, positivo no incremento da renda negativo devido ao número de pessoas que gravitam no entorno, sem função definida, gerando insegurança as famílias residentes. Esses impactos serão negativos, temporários, indiretos e locais.

Fatores Sociais: Comércio e Serviços, Transporte Público

Estado de Minas Gerais

Ação: Implantação do Canteiro de Obras e Infra-estrutura de Apoio

Impacto: Aumento da demanda

O canteiro de obras por abrigar grande parte do contingente de trabalhadores poderá proporcionar o incremento do comércio local o que é positivo, direto ainda que temporário. Mas, também pode gerar bloqueios tornando o acesso difícil ou até mesmo impossível a determinado comércio causando lhos prejuízos.

Neste caso deverá haver uma política de compensação. O incremento da demanda de transporte público poderá ser negativo ou positivo conforme foi anteriormente apresentado, se houver adequação do sistema esta pressão será positiva senão poderá ser negativa. Este é um impacto direto, temporário, negativo e significativo.

Fatores Sociais: Conforto da População

Ação: Transporte de Materiais, Terraplenagem / Movimentação de Terras, Disposição de Bota Fora

Impacto: Circulação de veículos pesados, poeira, vibrações e ruídos.

As ações de transporte de materiais, terraplenagem/ movimentação de terras, disposição de bota fora terá impacto direto sobre o conforto da população já geram ruídos, poeira, lama, vibrações, trânsito de veículos e máquinas.

Esses impactos serão significativos, negativos, temporários, indiretos, reversíveis e locais.

Fatores Sociais: Escolas, Creches e Postos de Saúde

Ação: Transporte de Materiais, Terraplenagem/ Movimentação de Terras, Disposição de Bota Fora.

Impacto: Circulação de veículos pesados, poeira, vibração, ruídos e possibilidade de aumento de roedores/ escorpiões com a realização da obra.

Deverão ser estudados caminhos de obra uma vez que veículos pesados não deverão circular perto de escolas, creches e postos de saúde, a fim de se evitar riscos de acidentes, poeira, vibrações, lama e desconforto a este grupo de população.

Esses impactos serão significativos, negativos, temporários, indiretos, reversíveis e locais.

Fatores Sociais: Limpeza Pública, Transporte Público, Comércio e Serviços

Ação: Transporte de Materiais, Terraplenagem/ Movimentação de Terras, Disposição de Bota Fora

Estado de Minas Gerais

Impacto: Aumento do fluxo de veículos pesados

Os trabalhos de transporte de materiais, terraplenagem/ movimentação de terras, disposição de bota fora, se não forem realizados dentro das normas podem comprometer a limpeza da vias públicas uma vez que parte do material pode cair do veículo. A circulação destes veículos pode gerar transtorno ao trânsito local caminhões de lixo, de gás, de entrega de mercadoria, veículos de passeio, transporte coletivo e escolar, etc. Esses impactos serão significativos, negativos, temporários, indiretos, reversíveis e locais.

Fatores Sociais: Conforto da População, Escolas e Creches, Valorização Imobiliária, Comércio e Serviços

Ação: Obras civis

Impacto: Dificuldades de acesso e de locomoção

A segregação da praça de obras por ser uma obra extensa pode ocasionar dificuldades de acesso de uma margem à outra das avenidas centrais em questão, muitas vezes impossibilitando o acesso ao comércio, escolas, creches, etc.

Esses impactos serão significativos, negativos, temporários, diretos, reversíveis e locais.

Fatores Sociais: Conforto da População

Ação: Desmonte das Instalações, desativação, remoção de equipamentos

Impacto: Ruídos, trânsito de veículos pesados, ansiedade

Será um momento muito sensível na vida das pessoas do entorno porque além de significar o encerramento das obras, e o ganho coletivo da obra do ponto de vista pessoal pode também indicar ansiedade em relação a perda de renda gerada por qualquer tipo de atividade relacionada com a obra.

Esta atividade pode gerar ruídos elevados e trânsito de veículos pesados e máquinas.

Esses impactos serão pouco significativos, negativos, temporários, indiretos, reversíveis e locais.

Fatores Sociais: Organização Política, Comportamento Social, Emprego, Renda, Segurança Pública, Conforto da População, Comércio e Serviços

Ação: Finalização de contratos com empresas prestadoras de serviços e demissão da mão de obra.

Impacto: Alteração em diversos aspectos da rotina de vida dos moradores do entorno das obras

Estado de Minas Gerais

O quadro anunciado no item anterior se configura aqui, o encerramento da atividade e as dispensa de pessoal são momentos muito sensíveis para o projeto e se muitas pessoas da população local estiver inserida no trabalho isto poderá acarretar instabilidade a muitas famílias.

Havendo redução de renda local, com conhecidos desdobramentos para o comércio e serviços. Um possível clima de tensão poderá se instalar comprometendo a segurança pública.

Etapa de Pós Obra

Fatores Sociais: Organização Política, Comportamento Social, Emprego, Renda, Associação

Ação: Manutenção das Obras

Impacto: Mobilização Comunitária

A necessidade de manter as obras para garantir maior vida útil demandará uma capacidade mobilização da comunidade que deverá acontecer entorno da associação, o que a fortalecerá.

Impactos positivos, significativos, permanentes, apesar de pouco expressivo sobre emprego, renda, comércio e serviços.

Fatores Sociais: Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Drenagem, Coleta de Lixo, Iluminação Pública, Transporte Público, Telefonia

Ação: Manutenção das Obras

Impacto: Mobilização Comunitária

A manutenção das obras garantirá também a vida útil dos sistemas de abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem, coleta de lixo, iluminação pública, transporte público, telefonia, além de estimular a mobilização comunitária.

Impactos positivos, significativos, permanentes.

Fatores Sociais: Dinâmica Social, Equipamentos, Infra-estrutura Urbana e Economia

Ação: Convivência com parques, áreas de lazer, urbanização do piscinão e construção de interceptores na área central e estações de tratamento de esgoto

Impacto: Mudança comportamental da população residente na área de influência do empreendimento/ mudança de "uso de " muitas áreas.

A introdução de novos elementos no cenário local (parques, áreas de lazer, urbanização do piscinão e construção de interceptores na área central e estações de tratamento de esgoto) irá impor um novo comportamento à população local.

Estes elementos requerem regras de convivência que até o presente momento não estão presentes no cotidiano desta população.

2.4 CENÁRIOS FUTUROS - ANÁLISE COMPARATIVA

A seguir apresenta uma análise comparativa do cenário atual sem o empreendimento e do cenário com o empreendimento, de forma a possibilitar a análise da conveniência de executar ou não o projeto.

Tabela 4.2: Cenários Futuros - Quadro Comparativo

Fator Ambiental	Qualidade futura com o empreendimento	Qualidade futura sem o empreendimento
Meio Antrópico		
<i>Organização Política e Social</i>	Desmonte de rotina de vida alicerçada em condições precárias de saneamento, abastecimento de água e convivência com as enchentes. A Rede Social da comunidade poderá ser recomposta sob novos fundamentos identificados com a modernização da forma de viver e relacionar-se com o meio ambiente.	A organização social será mantida.
<i>Comportamento Social</i>	Introdução de novos hábitos que certamente contribuirão para a adoção de novos comportamentos, voltados para a preservação ambiental e o bem estar social.	Manutenção de um comportamento direcionado para práticas de sobrevivência sendo pouco estimulados à preservação ambiental.
<i>Conforto da População</i>	A implantação das obras, urbanização do Piscinão do Leopoldino de Oliveira, saneamento dos Córregos e a implantação de parque propiciarão uma significativa elevação do conforto da população, ou seja, de sua qualidade de vida.	A ausência de drenagem, de esgotamento sanitário e a precariedade da urbanização do parque e piscinão existente, além da ausência de áreas de lazer comprometem a qualidade de vida da população.

Estado de Minas Gerais

<i>Migração</i>	O processo de migração deverá se intensificar em função de oportunidades de trabalho.	A região permanecerá pouco atrativa.
<i>Emprego</i>	Aumento no nível do emprego gerado ao longo da implantação do empreendimento.	A região permanecerá pouco atrativa para atividades geradoras de emprego e renda.
<i>Renda</i>	Aumento da renda em decorrência dos novos empregos gerados e das oportunidades de negócios	Sem crescimento significativo, ficaria estável.
<i>Comércio e Serviços</i>	Aumento do faturamento na fase de implantação do projeto e com a consolidação.	Terá um crescimento vegetativo.
<i>Valorização Imobiliária / Padrão Construtivo</i>	Haverá principalmente no pós-obra grande valorização imobiliária e alteração do padrão construtivo, principalmente na região do Leopoldino de Oliveira (condomínios fechados). Poderá haver um movimento de desvalorização imobiliária na região da construção da ETE Uberaba, a saber, não Conjunto Alfredo freire	Estagnação, alterações lentas.
<i>Segurança Pública</i>	A implantação das obras poderá afetar de forma negativa esse fator, uma vez que contribuirá para atrair população estranha à região, podendo gerar conflitos. Com o encerramento das obras e a melhoria urbana promovida pelo empreendimento o nível de segurança da região deverá se elevar.	Aumento no índice de violência devido a precariedade da infraestrutura urbana, falta de oferta de oportunidades geradoras de emprego e renda.

Estado de Minas Gerais

<i>Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Drenagem, Limpeza Urbana, Energia e Telefonia</i>	Melhoria significativa da infraestrutura urbana.	Ausência/ precariedade de infra- estrutura urbana
<i>Transporte Público</i>	Elevação da demanda por transporte público em função do fluxo de pessoas para a região, o que hoje já representa um grande problema para áreas como onde será construído a Ete Uberaba.	Estagnação, alterações lentas.
<i>Escolas, Creches e Saúde Pública</i>	Elevação da demanda, hoje já comprometida na cidade como um todo já que há uma migração muito grande de demanda das cidades vizinhas.	Mantida a situação atual, alterações lentas.
<i>Igrejas, Associações</i>	Fomento à mobilização social. Hoje já vimos que a comunidade já começa a se mobilizar/organizar em função do empreendimento demandando informações.	Mantida a situação atual, alterações lentas. População pouco mobilizada e entidades não articuladas, onde cada uma realiza suas atividades sem nenhum envolvimento com outros públicos.

2.5 MEDIDAS MITIGADORAS

Realizado o diagnóstico, elaborado o prognóstico a próxima etapa será propor medidas mitigadoras que visem minimizar os impactos negativos e potencializar os positivos.

As medidas estão apresentadas a seguir, considerando o impacto e o fator social que está relacionada além de uma estimativa de custo para a sua implementação.

2.5.1 FASE DE PLANEJAMENTO

Na fase de planejamento do Projeto água Viva a principal ação desenvolvida é a elaboração dos estudos e projetos, além da mobilização/ sensibilização da população do município, em especial daquela que reside nas áreas onde serão implantadas as intervenções, bem como em seu entorno.

2.5.1.1 Geração de expectativas na população residente nas áreas de intervenção e entorno

Este impacto é observado em nível local e tende a ser reduzido com o avanço do Projeto e a continuidade dos contatos planejados através dos mecanismos de consulta instituídos e trabalhos de educação popular que poderão viabilizar o desenvolvimento da co-responsabilidade. Em Uberaba pode-se observar um grande impacto na ocasião de elaboração dos estudos, já que a comunidade não (re)conhecia o projeto.

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.

O objetivo das ações de comunicação é promover a divulgação e mobilização social e sensibilização da população envolvida nos diversos segmentos do Projeto Água Viva 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;
- Viabilizar o desenvolvimento da co responsabilidade que poderá garantir a sustentabilidade da intervenção.

ATIVIDADES REALIZADAS:



Figura 4.1: Viagem até Brasília para conhecimento das ETEs



Figura 4.2: Visita às ETEs de Brasília

Relato da senhora Ilma M s Carvalho “Depois de ter vindo aqui, não acho problemático tanto assim a construção da ETE...” e da senhora Terezinha Aparecida “Vão fazer uma boa coisa.”

E “eu vou cobrar” demonstram que a comunidade começa a assumir assim uma postura participativa e co-responsável sobre o empreendimento.

Tratou-se de uma iniciativa muito importante, tendo em vista que as ações de comunicação são ações pró-ativas e irão viabilizar confiança e, inclusive, contribuir para evitar o desencadeamento de problemas ou mesmo conflitos não desejáveis, que poderão trazer repercussões negativas para o Projeto.

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: Ações 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. Faz-se necessário estabelecer um plano de comunicação através de canais de participação direta e indireta, que vai desde a veiculação de informações até o desenvolvimento de oficinas, palestras e encontros temáticos.

A comunidade possui uma rede de equipamentos sociais e comunitários muito grande, mas que muitas vezes trabalha de forma desarticulada. É recomendado realizar um plano integrado de comunicação social e educação ambiental em conjunto com as várias escolas de geografia e comunicação social que existem no município.



Figura 4.3: Reunião com a comunidade

O que se percebeu nos contatos já realizados ora em reunião ora em contatos informais é que a comunidade tem interesse e disposição ao debate sadio em torno das questões que guardam relação entre a realidade sócio-ambiental local e a construção do empreendimento, procurando sempre se organizar de modo a exercer o papel de transformadora de sua realidade social, a partir da construção democrática de caminhos e possibilidades.

2.5.2 FASE DE IMPLANTAÇÃO

Fortalecimento da participação comunitária

Faz-se necessário que a comunidade participe de todas as etapas do projeto. Desta forma, é fundamental inserir no escopo das intervenções físicas um amplo processo de divulgação das intervenções, conforme plano detalhado anexo. Aqui estão algumas

Estado de Minas Gerais

diretrizes do diagnóstico da área que deverá ser realizado à época do trabalho para definição de abordagem com a comunidade.

Tabela 4.3: Participação Comunitária

Casos	Situação de organização e representação	Estratégias
1	<p>Inexiste organização representativa</p> <p>Ausência de Lideranças</p>	<p>Participação direta estimulada através de grupo de famílias por proximidade geográfica.</p> <p>Formação da rede de Informações para interlocução de construção do Projeto, podendo a partir do desenvolvimento grupal se transformarem em representativas.</p>
2	<p>Existência de organização representativa e de lideranças referendadas pela comunidade e com caráter coletivo.</p>	<p>Convite à incorporação de comissões à equipe do projeto de grupos de famílias por unidade geográfica.</p> <p>Ampliação da base de legitimidade e da participação da maioria.</p>
3	<p>Existência de liderança individual forte, com</p>	<p>Idem ao caso 02, com a preocupação de ampliar o perfil da liderança de um caráter</p>

Estado de Minas Gerais

	reconhecimento praticamente unânime da comunidade. (aproximadamente 95%).	individual para o coletivo.
--	---	-----------------------------

- **Desapropriação das áreas afetadas**

Deverá ser desapropriada a área destinada à implantação do interceptor margem esquerda do rio Uberaba, a montante do córrego das Lajes, complementando o trecho já construído, conforme tabela *Situação dos Processos de Desapropriações*.

A propriedade é ocupada com pecuária de corte, sendo que parte de sua área está arrendada, por tempo indeterminado, para a empresa Dragagem Avelar, para fins de exploração de areia. Não há população a ser removida no local.

Tabela 4.4: Áreas envolvidas em empreendimentos executados pelo CODAU

PLANILHA DE DESAPROPRIAÇÕES DE TERRAS

ATIVIDADE	PROPRIETÁRIO	TOTAL ÁREA	LOCALIZAÇÃO	FONTE	CUSTO
EMISSÁRIO - ETE - RIO UBERABA	Amir Mahalem Filho	300,00 m ²	Lote 1 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 7.574,13
	Luiz Fernando Gouveia Pinto	306,25m ²	Lote 2 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 14.629,44
	Maria Helena Dib Batitucci	1.025,15m ²	Lotes 3, 4 e 5 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 85.321,76
	Fátima Saud Salum Gonçalves	400,12m ²	Lote 6 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 28.671,08
	Alex Fuad Sallum	250,00m ²	Lote 7 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 15.807,06
	Donizete Luis de Freitas	331,25m ²	Lote 8 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 11.046,13
	Fábio Gonçalves Peres	337,50m ²	Lote 9 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 34.577,57
	Sonia Maria de Oliveira Maia	275,00m ²	Lote 21 da Quadra 7 - Jardim Centenário - Terreno Baldio - Área de APP	PMU	R\$ 15.891,98
	Fazu-Fac.Agron.e Zootec.de Uberaba	25.700,00m ²	Área da EPAMIG - Jardim Uberaba e Rio Uberaba	CODAU	R\$ 100.000,00
	José Martins Dal Secchi	6.493,99m ²	Fazenda Bela Vista - Pastagem - (R\$ 10.000,00 - DOAÇÃO)	CODAU	R\$ 0,00
ETE - RIO UBERABA	José Martins Dal Secchi	13.554,11m ²	Fazenda Bela Vista	CODAU	R\$ 40.186,78
EMISSÁRIO - ETE- CONQUISTINHA	Teresa de Jesus Finholdt Valim	8.599,30m ²	Fazenda Cachoeirinha - Pastagem	CODAU	R\$ 15.994,70
	Juercino Gonçalves de Moraes	756,10m ²	Chácara dos Carneiros - Pastagem	CODAU	R\$ 2.127,67
ETE- CONQUISTINHA	Geraldo de Assis Valim	282.584,10m ²	Fazenda Cachoeirinha - Pastagem	PMU	R\$ 401.241,99
PARQUE DA CIDADE	Casa de Saúde São José	9.152,90m ²	Univerdicidade - Terreno Baldio	PMU	R\$ 630.944,64
				TOTAL	R\$ 1.404.014,93

Fator Social: Migração/ Emprego

Ação: Contratação de Mão de Obra e Serviços

Impactos: Geração de conflitos, aumento da violência, alteração das relações sociais

Fase do Empreendimento: Implantação

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.

O investimento para isolamento do canteiro está considerado na planilha de obra, e o estudo do caminho de obras faz parte da estratégia de execução dentro das normas da legislação vigente.

Fator Social: Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Limpeza Pública, Energia, Transporte Público, Telefonia

Ação: Contratação de Mão de Obra e Serviços

Impactos: Aumento da demanda

Fase do Empreendimento: Implantação

Medidas: Contatos/ solicitações junto às empresas prestadoras destes serviços para estudo de disponibilidade de expansão do atendimento em função da elevação da demanda.

Custos Estimados: Os investimentos nessas áreas só poderão ser estimados após estes contatos e estudos por parte das empresas.

Fator Social: Transporte Público, Escolas, Creches, Igrejas, Serviço de Saúde Pública, Associações

Ação: Transporte de Materiais, Terraplenagem/ Movimentação de Terra, Obras Civas, Disposição de Bota fora, Desmonte das Instalações, desativação, remoção de equipamentos

Impactos: Transtornos no trânsito local, risco de acidentes, aumento da demanda

Fase do Empreendimento: Implantação

Estado de Minas Gerais

Medidas: Adoção de medidas de controle do trânsito local, a partir da determinação de rotas para veículos pesados e máquinas, horários mais adequados, sinalização, programa de comunicação social, para informar possíveis mudanças de percurso de transporte público e escolar, etc.

Custos Estimados: Os investimentos nessas áreas só poderão ser estimados após estes contatos e estudos por parte da empresa responsável.

Fator Social: Comportamento Social e Segurança Pública

Ação: Encerramento dos contratos com as empresas prestadoras de serviços e Demissão da Mão de Obra

Impactos: Aumento de tensões sociais

Fase do Empreendimento: Implantação

Medidas: Implantação de um programa de demissões escalonadas no qual o funcionário deverá ter uma previsão da sua dispensa, devendo ser também orientado e preparado para buscar novas oportunidades.

Considerando que as oportunidades geradas pelo empreendimento são com prazo definido, sugere-se que dentro dos programas de capacitação sejam incluídos temas que os preparem para o período de desvinculação com a empresa. No que se refere à questão de segurança pública, é salutar que no período de demissões haja reforço do efetivo policial.

Custos Estimados: As empresas contratantes deverão investir em treinamento e capacitação de seus funcionários. A inserção de mais um tema provavelmente não gerará custos.

Fator Social: Emprego, Renda, Comércio e Serviços, Valorização Imobiliária, Padrão Construtivo

Ação: Encerramento dos contratos com as empresas prestadoras de serviços e Demissão da Mão de Obra

Impactos: Diminuição do nível do emprego, com retorno aos patamares anterior à obra, por consequência reflexos nos níveis de comércio e prestação de serviços.

Fase do Empreendimento: Implantação

Medidas: Não existem medidas viáveis para esses impactos. Possivelmente, com a implantação do sistema viário, construções novas - particulares, irão surgir, o comércio será incrementado, mas dentro de um outro cronograma e de forma muito menos concentradora e intensa. É recomendável uma articulação com a Associação Comercial e Industrial de Uberaba tendo em vista a elaboração de um programa de qualificação de mão de obra local para a sua reinserção no mercado de trabalho pós

empreendimento.

Custos Estimados: Sem custos.

3 Planos e Programas

*“Se planejarmos para um ano, plantamos arroz.
Se planejarmos para 10 anos, plantamos árvores.
Se planejarmos para 100 anos, preparamos pessoas.”*

Antigo provérbio chinês

Os Programas abaixo se apresentam com um processo metodológico do acompanhamento social que um empreendimento deste porte deve ter. As ações e atividades descritas neste documento tem como objetivo desenvolver ações pró ativas tendo em vista a participação da comunidade e o desenvolvimento do sentimento de co responsabilidade da intervenção. A planilha de custo se encontra no volume em anexo.

3.1 PROGRAMA DE COMUNICAÇÃO SOCIAL

3.1.1 OBJETIVO GERAL

- Favorecer a implementação dos projetos e ações previstos no Projeto Água Viva a partir do envolvimento da sociedade local.

3.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Divulgar junto à imprensa informações básicas sobre o Projeto Água Viva - em que consiste, objetivos e benefícios, etc;
- Estabelecer princípios, estratégias e prioridades para mobilização social e divulgação do Projeto Água Viva, junto à população;
- Demonstrar a importância da realização das intervenções para a população de Uberaba de modo geral e, mais especificamente, para a comunidade diretamente afetada pelas obras;
- Contribuir para a visão articulada das intervenções, por parte da comunidade afetada;
- Desenvolver campanhas relativas a questões ambientais, a partir de visitas e outras atividades desenvolvidas junto às comunidades-alvo. Uma destas campanhas deverá ser sobre zoonoses: o possível aumento de roedores com o início da obra.
- Criar e manter uma imagem favorável do Projeto, dando visibilidade aos papéis e responsabilidades assumidos pela Prefeitura, enquanto mutuária junto ao

Estado de Minas Gerais

Banco Mundial, pelo CODAU, como organismo coordenador e pelos organismos municipais tidos como Unidades Técnicas do Programa, e ressaltar a importância da ação integrada desses organismos e da parceria com as comunidades abrangidas.;

- Divulgar e manter diálogo com as comunidades afetadas sobre os transtornos que serão causados pelas obras, tendo em vista motivar a colaboração dos envolvidos e incentiva-los para a busca de soluções paliativas;
- Sensibilizar a população atendida quanto à necessidade de preservação das intervenções estruturais, ambientais e sociais, bem como estimular uma nova percepção e apropriação do espaço coletivo;
- Divulgar periodicamente os resultados obtidos pelo projeto, como forma de obter o reconhecimento da comunidade e assegurar a transparência das ações governamentais.

Público Alvo

População situada nas áreas atingidas pelo Projeto, que podemos dividir em dois segmentos:

- População diretamente atingida;
- População situada no entorno das intervenções do Projeto Água Viva.

População em geral da cidade dividida em segmentos: População de massa; Público interno da Prefeitura; Comunidade Técnica e Acadêmica.

Metodologia

A metodologia propõe que a Comunicação Social esteja diretamente associada à Mobilização Social, e fundamenta-se numa intervenção ativa e participativa, cuja finalidade reside na organização das ações em um processo orgânico de transformação da realidade das comunidades as quais se pretende atuar. As informações devem atingir os moradores de forma apropriada ao seu perfil sócio-econômico-cultural e garantir a possibilidade de escolha do cidadão, em participar ativamente do processo de execução das intervenções e da gestão de suas conquistas.

A Comunicação Social deverá atuar como um do agente facilitador das atividades do Projeto, na área física, e, portanto, deve produzir um elo que agregue as ações do Projeto, para que ele seja, na sua totalidade, apreendido, vivenciado e apropriado pelos cidadãos e que, após concluído, espera-se que sejam capazes de garantir a qualidade do uso dos espaços modificados e requalificados,garantindo a sua sustentabilidade.

Atividades

As ações do Plano de Comunicação serão organizadas em três módulos, que devem ser desenvolvidos de forma integrada para o alcance dos objetivos propostos.

- **Módulo I – Marketing Institucional/ articulação interinstitucional**

Envolve a realização de atividades referentes à divulgação do Projeto junto aos veículos de comunicação (spot de rádio, televisão, revistas e jornais) da cidade. A divulgação do Projeto deverá se estender pelo período de execução – 5 anos, inicialmente no sentido de lançamento do Projeto; em seqüência com notícias sobre o andamento das intervenções e etapas concluídas e sobre os resultados já alcançados, a opinião dos beneficiados e a melhoria da qualidade de vida conquistada. A comunicação com a população deve ser continuada e sistematizada.

- **Módulo II – Comunicação sobre a Realização das Obras**

- a. Comunicação direta junto às comunidades-alvo*

- Veiculação de informações sobre o início e sobre o andamento das intervenções físicas previstas, por meio do Site da Prefeitura Municipal de Uberaba, de releases enviados à imprensa, de folhetos distribuídos nos locais diretamente afetados, de outdoors, etc; deverá veicular, com antecedência mínima de cinco dias úteis, os transtornos a serem causados pelas obras, afetando diretamente o cotidiano das comunidades-alvo;

- Visitas às comunidades-alvo, organizadas por bairros ou regiões, para esclarecimentos sobre o Projeto Água Viva e sobre os seus benefícios, ressaltando que os transtornos (desvios de tráfego, aumento dos níveis de poeira, cortes eventuais no abastecimento de água e luz, etc) causados durante a execução das obras serão compensados por significativa melhoria da qualidade de vida na região e para toda a - cidade;

- Distribuição de informativos, em linguagem direta e diagramação leve, adequada ao público a que se destina, sobre as intervenções a serem realizadas, destacando os benefícios que delas advirão; os conteúdos, ainda que não aprofundados, visam esclarecer dúvidas mais freqüentes;

- b. Divulgação junto às entidades envolvidas*

Contatos pessoais e por meio de correspondências com as Organizações Não-governamentais, Associações de Moradores dos bairros e outras Entidades Comunitárias existentes nas áreas de intervenção para obter o seu apoio na divulgação de informações para facilitar a compreensão do Projeto Água Viva e para divulgar, com antecedência, os transtornos que serão causados pelas intervenções na área. Montar um quadro de parcerias onde as organizações comunitárias sejam reconhecidas como co responsáveis pelo projeto e não

somente como divulgadora de ações. Neste sentido, as entidades poderão agregar a sua rotina atividades mobilizadoras para os seus públicos; como realização de palestras sobre o tema, realização de painéis ilustrativos sobre a evolução da obra e etc. O importante é aproveitar dos fóruns (reuniões ordinárias e meios de comunicação) de cada comunidade já tem e não criar outros;

- **Módulo III – Divulgação Específica de Resultados**

As informações sobre a evolução física e sobre a execução financeira do Projeto, bem como a divulgação dos indicadores de qualidade fixados para o seu monitoramento e avaliação, serão veiculadas para a imprensa, comunidades-alvo, população em geral, funcionários da Prefeitura Municipal de Uberaba e outros públicos interessados, como forma de ressaltar, periodicamente, os benefícios auferidos.

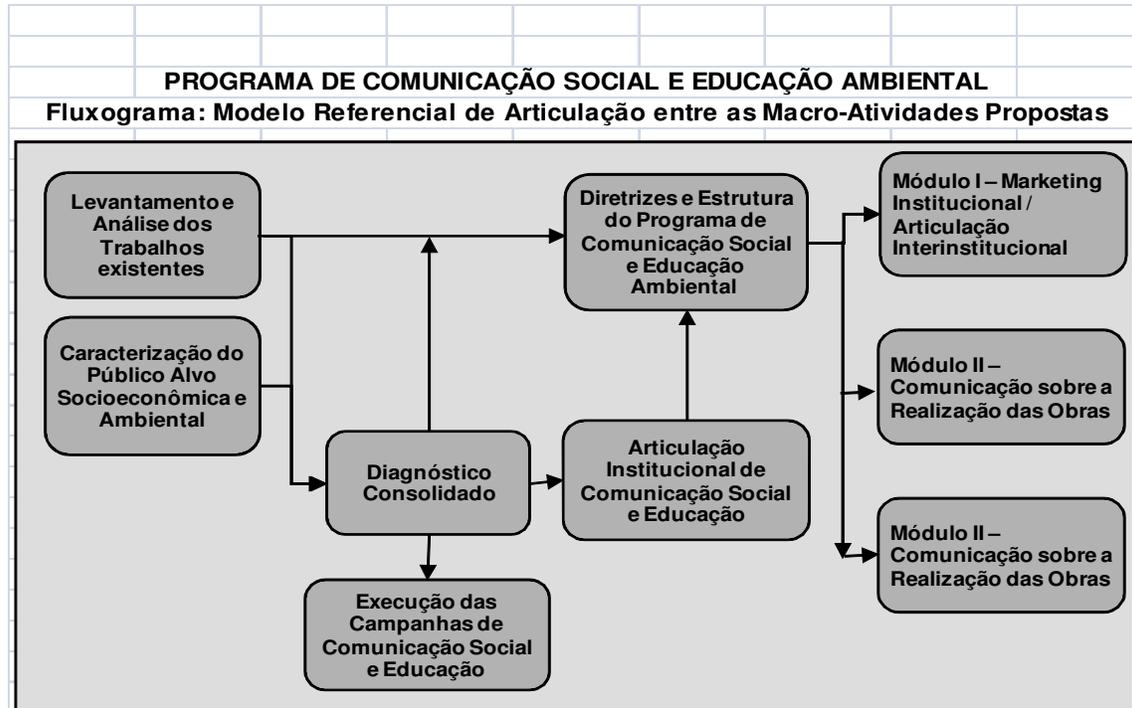
3.1.3 RESULTADOS ESPERADOS

- Comunidades alvo e população em geral envolvidas e cômicas da importância do Projeto, dos benefícios dele advindos e da necessidade de sua mobilização, visando a sustentabilidade dos investimentos realizados;
- Comunidades alvo e população em geral informada e participativa, de forma transparente, sobre o investimento de recursos públicos no Projeto;
- Transtornos causados pelas intervenções físicas do Projeto minimizados a partir da prévia informação e da preparação das comunidades afetadas para a busca de medidas paliativas para a sua superação.
- Cronograma

O Programa de Comunicação Social deverá ser implementado durante todo o período de implantação do Projeto Água Viva:

- O módulo de marketing institucional/articulação interinstitucional deverá ser mais intenso no mês anterior ao início das obras e será mantido em um nível mínimo durante o programa.
- O módulo de comunicação sobre a realização das obras deverá ser executado durante todo o projeto, de acordo com a evolução das obras.
- O módulo de divulgação dos resultados será executado durante todo o projeto até um mês após o encerramento das obras.

3.1.4 FLUXOGRAMA



3.1.5 RESPONSABILIDADE INSTITUCIONAL

A execução do Plano de Comunicação Social deverá ser elaborado e monitorado pela UGP (Unidade de Gerenciamento de Projeto) do projeto Água Viva através de profissionais devidamente capacitados, contratados pela empresa ganhadora do Processo de Licitação de Supervisão das Obras , Juntamente com os Gestores em Comunicação Social do CODAU e PMU Prefeitura Municipal de Uberaba.

A realização de campanhas de divulgação e monitoramento das obras, comunicação com as mídias, divulgação, em caráter de Utilidade Pública, atualizações de site, atendimento a 0800, Ouvidoria bem como a distribuição dos materiais advindos das mesmas estarão, também, ancoradas nas bases dos Projetos de Comunicação Social e Ambiental existentes na PMU e CODAU de forma a propiciar a mesma eficácia e credibilidade que estes órgãos já oferecem á população uberabense.

3.2 PROGRAMA DE EDUCAÇÃO SANITÁRIA E AMBIENTAL

3.2.1 INTRODUÇÃO

O Programa de Educação Ambiental consiste num sistema integrado de proposições, ações e metodologias, assentado em dois pilares:

- O primeiro, denominado Educação Ambiental Extensiva, encontra-se relacionado à transmissão de valores, conceitos e informações ambientais visando a inserção do meio hídrico preservado, das áreas verdes e de preservação ambiental e da infra-estrutura sanitária e de drenagem, no conjunto de questões pensadas, assumidas e dotadas de relevância para a população municipal. A Educação Ambiental Extensiva está voltada para a população em geral. A veiculação das mensagens ambientais será efetivada através dos meios de comunicação de massa, buscando-se expor e justificar, para toda a população da cidade, a relevância da preservação das áreas verdes e do meio hídrico municipal. E, nada melhor do que colocar uma questão num contexto onde a abertura para a recepção de mensagens é a tônica da situação.
- O segundo, denominado Educação Ambiental Local, voltada para a população do entorno das intervenções, consiste em subordinar e transformar a preocupação sanitária e ambiental em prática, tendo como eixo central a realidade vivida e experimentada na dimensão do dia-a-dia. Neste segundo pilar, a questão do saneamento básico, da preservação das áreas verdes e do meio hídrico é segmentada em dois pontos básicos: o da transformação do valor/saber em prática concreta e o da convocação à atuação prática num lugar privilegiado e redutível às experiências dos cidadãos - o lugar vivido.

Encontra-se, também, programado o **Monitoramento Sócio-Ambiental** voltado para a mensuração quali-quantitativa da percepção social do significado do Projeto Água Viva ao longo do tempo e para o acompanhamento sistemático dos valores, conceitos, avaliações e práticas da coletividade, e suas respectivas mudanças em função das ações de educação ambiental.

A Figura 3.27 mostra a correlação dessas ações, assim como os respectivos públicos-alvo e instrumentos previstos em cada uma das metodologias adotadas.

3.2.2 EDUCAÇÃO AMBIENTAL EXTENSIVA

3.2.2.1 Objetivo Geral

Promover a preservação dos recursos ambientais do município, especialmente das áreas de preservação ambiental (unidades de conservação, áreas verdes, parques, etc.) e dos recursos hídricos além de divulgar as boas práticas sanitárias, como

valores que façam parte e orientem as ações dos cidadãos de todo o território municipal.

3.2.2.2 Público-alvo

O público a ser abrangido pela educação ambiental extensiva divide-se em dois segmentos, a saber:

- População municipal em geral;
- Público escolar do ensino infantil, fundamental e médio de escolas públicas e privadas instaladas no município.

3.2.3 EDUCAÇÃO AMBIENTAL LOCAL

3.2.3.1 Objetivo Geral

Promover a sensibilização ambiental das comunidades localizadas no entorno das intervenções do Projeto Água Viva, orientar a população no uso correto dos recursos ambientais e da infra-estrutura implantada, assim como a sua capacitação para ao desenvolvimento de ações ambientais próprias, autônomas e contínuas.

3.2.3.2 Público-alvo

O público alvo da educação ambiental local encontra-se segmentado em dois grupos, a saber:

- Comissões locais a serem compostas por representantes de escolas, associações de bairro, conselhos regionais populares, organizações ambientais, grupos empresariais, lideranças e outros;
- Comunidades do entorno imediato das intervenções do Programa;

3.2.4 MONITORAMENTO SÓCIO-AMBIENTAL

3.2.4.1 Objetivo geral

Acompanhar, continuamente, a recepção e adesão das comunidades e grupos em relação aos valores, conceitos, informações e práticas democratizados pelo processo de educação ambiental e as avaliações em relação às intervenções do Projeto Água Viva.

3.2.4.2 Público-alvo

Todos os segmentos e grupos envolvidos pelo presente Programa de Educação Ambiental, ou seja:

- População municipal em geral;
- Público escolar;
- Comissões Locais das Regionais;
- Comunidades das regionais focalizadas pelo Projeto Água Viva;
- Comunidades do entorno imediato das intervenções.

3.2.5 ESTIMATIVA DE CUSTOS

A estimativa de gastos com esse programa está na ordem de R\$ 300.000,00.

3.2.6 CRONOGRAMA

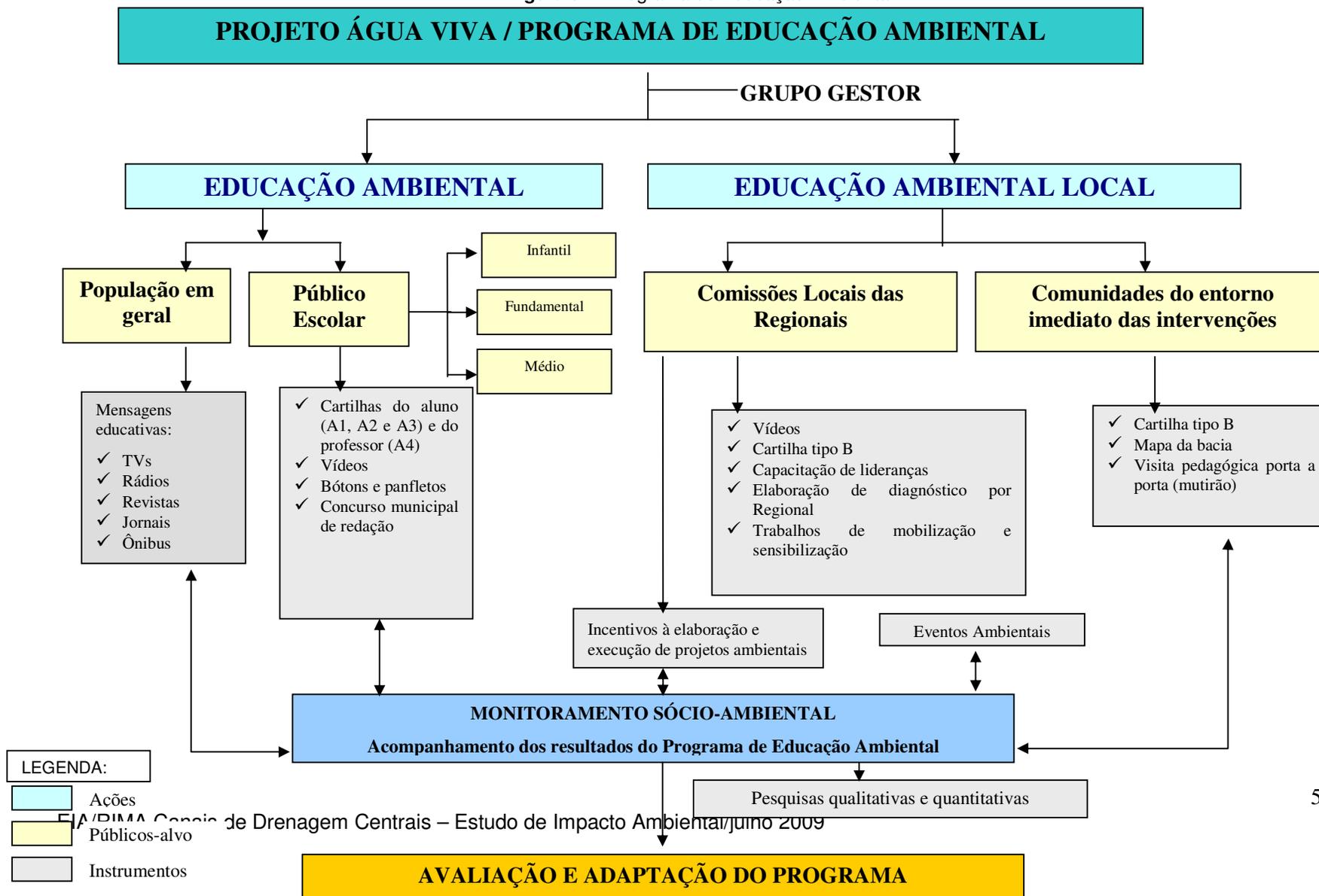
A execução do Programa deverá ser realizada durante toda implementação do Projeto Água Viva. Prevê-se, inicialmente o detalhamento da concepção do Programa e a contratação de empresa de consultoria especializada.

3.2.7 RESPONSÁVEL INSTITUCIONAL

A coordenação do Programa será da Secretaria de Meio Ambiente - SEMEA. Prevê-se a instituição de um Comitê Gestor constituído por representantes da:

- UGP/ Projeto Água Viva;
- Própria SEMEA (áreas de educação ambiental, saneamento urbano, limpeza urbana e de áreas verdes);
- Assessoria de Comunicação Social;
- Secretaria de Educação.

Figura 5.1: Programa de Educação Ambiental



4 CONSULTA PÚBLICA

A consulta pública aconteceu no dia 02 de fevereiro de 2005 e contou com a participação do prefeito e vice - prefeito municipal, integrantes da UGP, representantes de associações comunitárias, ONGs, entidades afins, funcionários da prefeitura, poder legislativo municipal, demais órgãos estaduais, municipais e federais e comunidade de forma geral.

A consulta que contou com a participação de cerca de 75 pessoas, conforme lista de presença e registro fotográfico apresentados no Anexo teve a abertura realizada pelo prefeito municipal Anderson Aduino declarando entre outras coisas “... *agradeço a administração anterior por ter iniciado este processo. Sei que temos que divulgar mais o projeto. Assumo aqui um compromisso de realizar em março ou abril um amplo fórum com os vários segmentos da comunidade*”.

A apresentação do Projeto Água Viva e de sua respectiva avaliação ambiental foi dividida entre o vice - prefeito, o senhor José Elias e a consultora Luciana Curi Araújo Mascarenhas. Após este momento, foi iniciada a etapa de debate onde sugestões e perguntas foram amplamente discutidas.

Algumas sugestões/ debates:

1. Realizar uma ampla campanha contra o desperdício de água. Pois, não adianta só pensar em realização de obras, faz-se necessário um trabalho de educação sanitária e ambiental sobre a importância da água;
2. Muitos participantes se mostraram preocupados com o aumento da tarifa de esgotamento sanitário, mas a Prefeitura os tranquilizou, falando que todo aumento será criteriosamente calculado e negociado com a população;
3. Aproveitar a mão de obra local, também no planejamento do Projeto Água Viva, já que a cidade possui várias escolas que precisam oferecer a seus alunos oportunidades de qualificação;
4. Envolver ao Instituto de Engenharia da cidade nas discussões mais técnicas do projeto;
5. Reconhecimento do vereador Mussuó M e moradores do Alfredo Freire sobre o trabalho realizado na área já que a comunidade sempre foi marginalizada e rotulada como “Alfredo Freire”/ “Alfredo Fede”.



Figuras 6.1 e 6.2: Consulta Pública - Projeto Água Viva

ESTUDOS DE IMPACTOS AMBIENTAIS

IMPACTO SÓCIOAMBIENTAL

“O vínculo ideal da co-responsabilidade se dá quando os indivíduos se sentem efetivamente envolvidos no problema e compartilham a responsabilidade pela sua solução, entendendo a sua participação como uma essencial no todo”⁶.

A cidade, enquanto um fenômeno vivo é o resultado da interação das estratégias de múltiplos atores sociais que deflagram no cotidiano da vida na cidade. Esse cotidiano exige ações e intervenções que respeitem essa interação e cuja sustentabilidade está e diretamente relacionada com a sensibilização/mobilização e participação comunitária em todo o processo.

Desta forma, a população local precisa participar e estar envolvida na discussão e na solução dos seus problemas, para que as intervenções tenham caráter duradouro, adequado à sua realidade e necessidade, sendo assim, objeto de apropriação por parte dessa comunidade.

Para se alcançar uma participação de qualidade e efetiva é fundamental uma atuação voltada para a informação e para a organização comunitária, o que deverá ser construído em Uberaba, com a comunidade que ainda não se apropriou da proposta do projeto de macrodrenagem do centro da cidade, sendo este o maior impacto apresentado, conforme pode ser observado nos resultados das pesquisas amostrais e qualitativas realizadas nas áreas de influência direta do empreendimento.

É importante que seja percebido que o estudo ora apresentado foi realizado em um período pós-eleição municipal, do primeiro mandato do atual prefeito, onde a correlação de força estava sendo modificada e o cenário político redesenhado. Este cenário associado ao tempo de maturação técnica do empreendimento e a especificidade do estudo antrópico - onde a comunidade requer tempo para assimilar as propostas / fazer a passagem da visão macro/micro da realidade, foi um dificultador durante o desenvolvimento do trabalho.

Partindo da premissa de participação comunitária, o Estudo de Impacto Social que integra a fase de Preparação tendo em vista a concessão de financiamento do

⁶ BRAGA, Clara S.; HENRIQUES, Márcio S.; MAFRA, Rennan L. M. *O Planejamento da comunicação para a mobilização social: em busca da co-responsabilidade*. In: HENRIQUES, Márcio S. (org.). *Comunicação e estratégias de mobilização social*. Pará de Minas/MG: Gênese, 2002

Estado de Minas Gerais

Projeto Água Viva em Uberaba, foi realizado no período de 15 de outubro de 2004 a 08 de fevereiro de 2005 e atualizado em julho de 2009.

O estudo teve como objetivo oportunizar o conhecimento de realidade sócio-econômica e cultural das comunidades diretamente e indiretamente envolvidas nas intervenções, os seus interesses e necessidades, visando subsidiar a análise dos impactos sociais decorrentes das propostas de intervenção e proposição de planos e programas.

O Diagnóstico Social do Projeto Água Viva seguiu as relações de abordagem inicial:

- Diagnóstico Social (entender o empreendimento, entender o município, entender e definir a área de influência do empreendimento, identificar as redes existente e identificar a planta de valoração)
- Prognóstico Social
- Planos e programas
- Devolução dos Dados para a Comunidade

O trabalho apresenta também as ações mais impactantes para a implantação do empreendimento em questão e, está apresentado a seguir.

DIAGNÓSTICO SOCIAL DO PROJETO ÁGUA VIVA.

ÍNDICE

1	METODOLOGIA	567
1.1	ABORDAGEM INICIAL	570
1.2	DIAGNÓSTICO SOCIAL	570
1.2.1	<i>Entender - O Empreendimento.....</i>	<i>571</i>
1.2.2	<i>Entender - O Município.....</i>	<i>571</i>
1.2.3	<i>Entender/ Definir - Área de Influência do Empreendimento.....</i>	<i>574</i>
1.2.4	<i>Identificar/Analisar - Perfil das Famílias Residentes na Área de Influência Direta do Empreendimento</i>	<i>578</i>
1.2.5	<i>Percepção - Dinâmica Sócio-Cultural na Área de Influência do Empreendimento.....</i>	<i>583</i>
1.2.6	<i>Identificar - Rede de Equipamentos Existentes</i>	<i>583</i>
1.2.7	<i>Identificar - Planta de Valoração</i>	<i>584</i>
1.3	PROGNÓSTICO SOCIAL.....	584
1.4	PLANOS E PROGRAMAS.....	585
1.5	DEVOLUÇÃO DOS DADOS PARA A COMUNIDADE.....	585
2	CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO.....	463
3	DIAGNÓSTICO SOCIAL.....	466
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO.....	466
3.1.1	<i>Localização do Município de Uberaba</i>	<i>466</i>
3.1.2	<i>Histórico da Ocupação</i>	<i>467</i>
3.1.3	<i>Dinâmica Demográfica</i>	<i>477</i>
3.1.4	<i>Estrutura e Dinâmica Sócio-Econômica.....</i>	<i>480</i>
3.1.5	<i>Infra-Estrutura e Serviços.....</i>	<i>485</i>
3.1.6	<i>Condições de Vida</i>	<i>491</i>
3.1.7	<i>Sistema de Organização e Participação Social</i>	<i>511</i>
3.1.8	<i>Marco Institucional.....</i>	<i>513</i>
3.1.9	<i>Identificação dos principais grupos afetados pelas intervenções</i>	<i>517</i>
3.2	DIAGNÓSTICO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA DIRETA.....	520
3.2.1	<i>Esgotamento Sanitário</i>	<i>520</i>
3.2.2	<i>Macro drenagem.....</i>	<i>522</i>
3.2.3	<i>Abastecimento de água.....</i>	<i>527</i>
4	PROGNÓSTICO.....	529
4.1	CARACTERIZAÇÃO DAS AÇÕES DO EMPREENDIMENTO.....	529
4.2	IDENTIFICAÇÃO DOS IMPACTOS	530
4.3	PREVISÃO E DESCRIÇÃO DOS IMPACTOS	532
4.3.1	<i>Etapa de Planejamento</i>	<i>533</i>
4.3.2	<i>Etapa de Implantação.....</i>	<i>533</i>
4.3.3	<i>Etapa de Pós Obra</i>	<i>540</i>
4.4	CENÁRIOS FUTUROS - ANÁLISE COMPARATIVA.....	541
4.5	MEDIDAS MITIGADORAS	543
4.5.1	<i>Fase de Planejamento.....</i>	<i>543</i>
4.5.2	<i>Fase de Implantação</i>	<i>546</i>
5	PLANOS E PROGRAMAS	552
5.1	PROGRAMA DE COMUNICAÇÃO SOCIAL	552
5.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	<i>552</i>

Estado de Minas Gerais

5.1.2	Objetivos Específicos	552
5.1.3	Resultados Esperados	555
5.1.4	Cronograma	555
5.1.5	Orçamento	Erro! Indicador não definido.
5.1.6	Responsabilidade Institucional	556
5.2	PROGRAMA DE EDUCAÇÃO SANITÁRIA E AMBIENTAL	557
5.2.1	Introdução	557
5.2.2	Educação Ambiental Extensiva	557
5.2.3	Educação Ambiental Local	558
5.2.4	Monitoramento Sócio-ambiental	558
5.2.5	Estimativa de Custos	559
5.2.6	Cronograma	559
5.2.7	Responsável Institucional	559
6	CONSULTA PÚBLICA	561

5 METODOLOGIA

“Os humanos são capazes de se ver no ato de ver, capazes de pensar suas emoções e de se emocionar com os seus pensamentos. Podem se ver aqui e se imaginar adiante, podem se ver como são agora e se imaginar como são amanhã. Identificar é a capacidade de se ver além daquilo que os olhos olham, de escutar além daquilo que os ouvidos ouvem, de sentir além daquilo que toca a pele, e de pensar além do significado das palavras”.

Augusto Boal

Concepção: Por Estudo de Impacto Social entende-se a realização de **diagnóstico social, prognósticos dos possíveis impactos permanentes / transitórios e planos e programas** em função de intervenções propostas para determinadas áreas. A consultoria buscou trabalhar à luz da concepção do autor Augusto Boal, onde os atores sociais, comunidade em geral, seja em reunião informativa, pesquisa qualitativa ou em reuniões comunitárias explicitam os “diversos olhares”, percepção sobre uma mesma situação.

Apresenta-se a metodologia adotada e as etapas de trabalho realizadas para a elaboração do Estudo.

METODOLOGIA ADOTADA E AS ETAPAS DE TRABALHO REALIZADAS PARA A ELABORAÇÃO DO ESTUDO.

Ação	Fases do estudo	Objetivos dos métodos	Métodos utilizados
Abordagem inicial	Definição de estratégia metodológica	Definir métodos de trabalho que atendessem os objetivos gerais e específicos do Estudo de Impacto Social.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Reuniões com cliente; ✓ Reunião com a comunidade; ✓ Reuniões de equipe.
	Definição das áreas de influência	Definir os espaços geográficos que seriam objetos de estudo para o meio antrópico.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Levantamento inicial de dados sobre o município e do projeto proposto; ✓ Mapeamento dos atores sociais - Rede Social; ✓ Visitas técnicas para reconhecimento; ✓ Reuniões com a comunidade próxima as áreas - Realização do Mapa Falado 7; ✓ Reuniões de equipe.
Diagnóstico Social	Diagnóstico social	Verificar a dinâmica sócio-cultural da área de estudo sem a intervenção proposta, identificando a sua dinâmica atual e as tendências dos seus componentes sócio-culturais.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Entrevistas e questionários; ✓ Levantamentos de campo; ✓ Foto interpretação de fotografias áreas; ✓ Reuniões de equipe; ✓ Percepção da dinâmica atual da área;

Quadro 1 – Demonstra Metodologia adotada e as etapas de trabalho realizadas para a elaboração do Estudo da Abordagem Social e Diagnóstico Social.

⁷ O “Mapa Falado” é um instrumento que propicia à comunidade localizar-se espacialmente dentro de um território, ou seja, os participantes da reunião se percebem inseridos dentro de um contexto urbano com todas as suas variáveis e garante a “Escuta Orientada” sobre demandas e potencialidades da comunidade.

Ação	Fases do estudo	Objetivos dos métodos	Métodos utilizados
Caracterização do Empreendimento	Caracterização do empreendimento	Conhecer todas as atividades e ações envolvidas nas diversas etapas de implementação do empreendimento.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Levantamento de dados sobre o projeto e referências bibliográficas; ✓ Levantamento dos instrumentos legais e programas previstos: ✓ Análise do Projeto; ✓ Reuniões com o cliente; ✓ Reuniões de equipe.
Prognósticos	Identificação dos Impactos	Identificar a partir das atividades e ações do empreendimento e do ambiente estudado, os impactos que deverão ser causados nas diversas etapas de implementação do Projeto proposto.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Listagem e descrição das ações do empreendimento; ✓ Listagem descritiva dos impactos; ✓ Matriz de impactos; ✓ Reuniões de equipe.
	Previsão dos Impactos	Estabelecer a magnitude e extensão dos impactos identificados.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Situações análogas e cenários semelhantes, etc; ✓ Experiência profissional, etc; ✓ Reuniões de equipe.
	Interpretação e Avaliação dos Impactos	Avaliar a significância e valor dos impactos através de uma abordagem integrada; Subsidiar decisão sobre implementação da proposta.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Definição do cenário futuro com a hipótese de implementação do Projeto; ✓ Análise comparativa de cenários futuros com e sem empreendimento; ✓ Reuniões de equipe.
Planos e Programas	Definição de Medidas e Programas Sociais	Definir medidas para evitar, mitigar ou compensar impactos negativos e otimizar positivos; Acompanhar a nova dinâmica que emergirá na área com a hipótese da implementação do Projeto.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Definição a partir de referências bibliográficas projetos similares e experiência Profissional.
Devolução de dados	Devolução dos dados para a comunidade	Apresentar à comunidade a equipe responsável pelo Estudo significado do estudo.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Reuniões com a Prefeitura para apresentação de resultados - consulta pública.

Quadro 2 – Demonstra Metodologia adotada e as etapas de trabalho realizadas para a elaboração do Estudo de caracterização do empreendimento a Devolução de dados.

5.1 ABORDAGEM INICIAL

Concepção: O desenvolvimento desta etapa de trabalho procurou aguçar a percepção e a integração dos vários olhares da equipe social e membros da UGP – Unidade Gerencial do Projeto, tendo em vista o entendimento da correlação de força existente no local/ capital social⁸, como sendo elemento vital para a eficiência e eficácia da fase de elaboração do estudo.

Metodologia utilizada:

a) Definição de estratégia metodológica.

- Reunião com a equipe da prefeitura e,
- Realização do mapa falado, como instrumento de visão integrada das áreas de intervenção, mapeamento dos atores sociais e definição de processo metodológico.

b) Definição das áreas de influência.

- Reunião com a equipe da prefeitura;
- Reconhecimento de área;
- Reuniões com a comunidade.

5.2 DIAGNÓSTICO SOCIAL

Concepção: O **diagnóstico social** é o perfil da área objeto de estudo obtido pela consolidação de dados primários e secundários, e também do (re) conhecimento e da interação da dinâmica sócio cultural existente.

Os resultados do **diagnóstico social** retratam de forma sintética e especializada, a situação atual definindo situações e critérios que sirvam como referencial para a avaliação social do empreendimento.

Metodologia utilizada: A concepção utilizada no desenvolvimento dos trabalhos extrapola a conceituação tradicional em que o diagnóstico é considerado como um mero instrumento de informação de idéias e ou dados. Ao contrário,

⁸ Conjunto de normas de reciprocidade, informação e confiança presentes nas redes sociais informais desenvolvidas pelos indivíduos em sua vida cotidiana, resultando em números benefícios diretos e indiretos, sendo determinante na compreensão da ação social.

trabalhou-se na perspectiva de que, além de informar, o trabalho deve fomentar, formar e partilhar ações e compromissos, na medida que possibilita a integração dos moradores com as várias políticas públicas e suas interfaces. Exemplo disto, foi o que aconteceu nas reuniões de percepção/pesquisa qualitativa com os atores sociais e comunidade em geral, na realização da consulta pública com os atores sociais⁹ realizada em 02/02/05.

Para elaborar o diagnóstico do Estudo de Impacto Social do Projeto Água Viva, em especial os canais de drenagem centrais foram adotadas algumas estratégias/critérios, que auxiliassem entender a dinâmica sócio-cultural existente e a elaboração de prognósticos para o projeto.

5.2.1 ENTENDER - O EMPREENDIMENTO

Faz-se necessário o conhecimento de todo o escopo do Projeto de Drenagem (macrodrenagem) dos Canais Centrais para que as estratégias metodológicas sejam detalhadas. O resultado desta caracterização está no capítulo 02.

5.2.2 ENTENDER - O MUNICÍPIO

A primeira necessidade que se aponta é conhecer o município, a caracterização do município, reconhecido aqui como *área de influência indireta do projeto* os canais centrais de drenagem e, que será apresentado no capítulo 03. Conhecer tanto através de seus indicadores econômicos e sociais, como também, percorrendo-o para conhecê-lo e poder perceber seu potencial, suas nuances, além das fronteiras do empreendimento e a dinâmica sócio-cultural de sua população como um todo.

Todos os itens elencados abaixo estão apresentados neste documento.

- a) Histórico de ocupação, o qual deverá gerar elementos para compreensão dos condicionantes dos atuais usos e ocupações do solo no município de Uberaba;
- b) Dinâmica Demográfica, com ênfase no crescimento populacional por bairros rural e sede urbana e na migração inter e intra-urbana;
- c) Estrutura e dinâmica sócio-econômica, focalizando o comportamento dos setores de atividade geradores de emprego e renda no município de Uberaba (setor primário, secundário, terciário da economia), com atenção especial para o chamado setor informal, caso esse setor seja relevante no

⁹ Por atores sociais entende-se moradores de uma certa comunidade que exercem o papel de representante.

município. Esquemas ilustrativos das tendências predominantes de deslocamentos pendulares diários entre áreas de residência e locais de trabalho deverão constar do estudo;

- d) Infra-estrutura e Serviços, com destaque para os sistemas passíveis de intervenções nas áreas centrais voltados para o empreendimento em questão;
- e) Condições de Vida, focalizando:
 - Trabalho, emprego, renda e orçamento familiar;
 - Tipologia habitações e direito de propriedade;
 - Condições de saúde, com destaque para doenças de veiculação hídrica.
- f) Sistema de Organização e Participação Social, mapeando e analisando a Capacidade de mobilização e reivindicação social em Uberaba, com ênfase na atuação de Organizações não Governamentais com foco na área do empreendimento;
- g) Marco Institucional, focalizando as Políticas Sociais em vigor no município de Uberaba, com ênfase para políticas dirigidas à população que será afetada direta e indiretamente;
- h) Identificação dos principais grupos afetados pelas intervenções.

A operacionalização apresentada envolveu as seguintes atividades:

a) Levantamento de dados secundários

Pesquisa documental

Concepção: Pesquisa documental consiste no reconhecimento de material já produzido por fontes formais e informais a cerca da realidade da comunidade em questão.

Metodologia utilizada: O levantamento de dados secundários incluiu todas as fontes tradicionais de informações disponíveis passíveis de serem traduzidos, como instrumento para se aferir sobre a dinâmica interna e relação com o entorno e bairros lindeiros, potencialidades e demandas da área.

As principais fontes levantadas, através de pesquisa documental, foram dados disponíveis no IBGE, nas várias secretarias e departamentos da administração municipal, estadual e federal e nas instituições privadas ou da administração que prestam serviços ao público de Uberaba, além das reuniões com os representantes da prefeitura que refletiram sobre a proposta do empreendimento, sendo estas uma oportunidade de demonstrarem de forma integrada e articulada as possíveis interferências externas nas suas áreas de intervenção.

Nas reuniões também foram mapeadas os atores sociais.

Os dados secundários coletados estão disponibilizados no capítulo 03 deste documento.

b) Levantamento de dados primários

Percepção em campo

Concepção: O desenvolvimento desta etapa de trabalho procurou aguçar a percepção ambiental do consultor além das fronteiras das áreas do projeto, tendo em vista a apropriação do espaço urbano e nuances da realidade local.

Metodologia utilizada: Foram mapeados vários equipamentos comunitários que estão localizados nas áreas, conforme pode ser verificado no Volume de Anexos - *Mapa de Equipamentos - Áreas de inserção*.

Pesquisa qualitativa

Concepção: Por pesquisa qualitativa entende-se reuniões com o grupo de atores sociais anteriormente mapeados, para que os mesmos entendam a concepção do tema discutido, aprofundando os levantamentos já realizados na medida em que identificam com o que a comunidade reconhece.

O cruzamento dos dados levantados com a identificação pela comunidade dos serviços a que podem acessar podem permitir uma leitura crítica sobre a qualidade dos serviços disponíveis. Este tipo de pesquisa, além da riqueza de detalhes que fornece, tem como aspecto a participação da comunidade em um exercício de pensar sua comunidade de forma mais estruturada.

Metodologia utilizada: A construção de mapas de equipamentos a partir das fotos aéreas e a realização de entrevistas semi-estruturadas com enfoque na pesquisa qualitativa. Resultados desta análise estão também no capítulo 03, item 3.1 - Caracterização do Município.

5.2.3 ENTENDER/ DEFINIR - ÁREA DE INFLUÊNCIA DO EMPREENHIMENTO

Definir a área de influência do empreendimento é fundamental para que se possa identificar e analisar o conjunto de áreas potencialmente aptas a sofrerem impactos decorrentes da implantação do empreendimento.

Esta área de influência pode se direta ou indireta. Como Área de Influência Direta (ADA) entende-se aquela que recebe de forma imediata, todo e qualquer impacto gerado pelo empreendimento, na área de influência indireta estes impactos a atingem em menor grau, na maioria dos casos, apenas alguns impactos.

O **Projeto Água Viva** é um projeto com componentes de esgotamento sanitário, **drenagem urbana** e abastecimento de água, com áreas de intervenção bem delimitadas, com obras concentradas, algumas áreas com entorno ocupado - vide fotos aéreas, anexas neste capítulo, o que possibilita uma delimitação desta área de influência do empreendimento de forma bastante objetiva.

É importante, ressaltar que um dos maiores impactos negativos ocasionados com as obras de implantação dos projetos de macrodrenagem será o descontentamento dos comerciantes e das famílias, que serão diretamente afetados, quer pelo comércio/estabelecimento, quer pelo desconforto em conviver com áreas interditadas, equipamentos e máquinas em operação e emissões de poeira e ruídos das atividades com a mobilização de caminhões e movimentação de terra; também indiretamente quem dependerá dos transportes coletivos e acessos ao comércio, pela redução da disponibilidade de estacionamento nas respectivas áreas e, desvios de fluxos dos veículos.

Considerou-se como área de influência direta do empreendimento um raio de 500 m na maioria das obras do empreendimento, a saber: A distância, máxima, considerada adequada para acesso a transporte público é de 500m, e por se tratar obras no centro da cidade, o arranjo da mobilidade urbana baseado no viário, consideramos que o raio de influência a ser percebido pela população deverá acontecer também em função dos desvios viários a serem implantados.

Segue os critérios de definição de cada área de influência direta do empreendimento, considerando que as obras da macrodrenagem central poderão ocorrer em etapas concomitantes com a implantação das obras dos interceptores sanitários.

a) Esgotamento Sanitário

Visando sanar a atual deficiência do município de Uberaba na questão de tratamento de esgotos sanitários, o empreendimento se propõe a implantar um sistema separador absoluto na área central, para a condução dos esgotos, sem a drenagem ao tratamento de esgoto da ETE Francisco Velludo do Rio Uberaba e outros interceptores, como o Jardim Maracanã que irão verter para a bacia da ETE Conquistinha, em processo de licitação das obras.

Desta forma, equaciona-se o impacto ambiental do despejo de esgotos *in natura* praticado atualmente nos corpos hídricos que drenam a cidade, proporcionando à população melhores condições de vida e saúde e maiores possibilidades de desenvolvimento.

A iniciativa de tratar os efluentes sanitários vem ainda atender à crescente demanda de controlar a poluição dos recursos naturais, enquadrando-se na atual tendência de proteção e recuperação do patrimônio ambiental do país. A ETE – Francisco Velludo do Rio Uberaba é responsável pelo tratamento de esgotos de 74% da população, ou seja, 254.665 habitantes, enquanto a ETE Conquistinha tratará o esgoto de 80.421 habitantes, mais 22% e a ETE Bandeirantes é responsável pelo tratamento de 2% da população, totalizando 98% de esgoto coletados e tratado para a cidade de Uberaba. As ETE's estão inseridas na bacia hidrográfica do Rio Grande, porém a ETE Rio Uberaba está na bacia do rio Uberaba e a ETE Conquistinha está na bacia dos afluentes diretos do rio Grande.

A ETE do Rio Uberaba entrou em operação no dia 26 de junho de 2009, quando da sua inauguração e, está em fase de operação assistida, sendo realizados os testes de sua operação e performance/desempenho. Ficará durante 12 meses, sua operação a cargo do consórcio COM - Engenharia, responsáveis pela construção da mesma. A ETE Conquistinha possui a LP e LI e estão em fase de licitação suas obras.

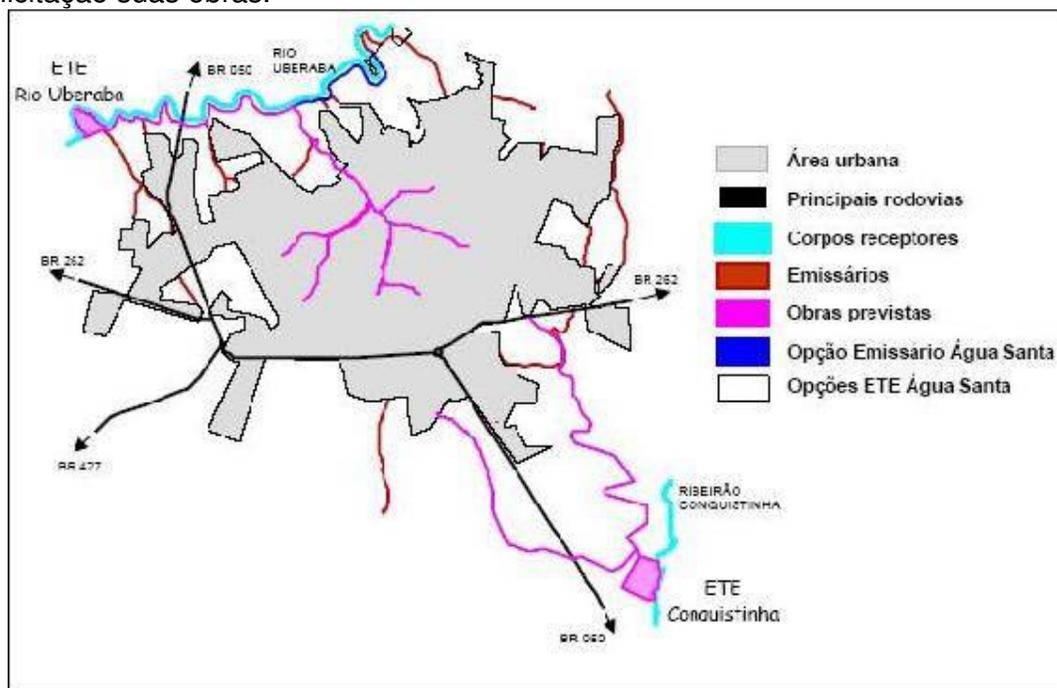


Figura 1.1: Localização das ETE's Uberaba e Conquistinha.

Sistema da ETE Conquistinha: O sistema Conquistinha, conforme detalhamento da Figura 1.1 atenderá a área localizada ao sul da BR 262, sendo composto pela ETE Conquistinha e pelos emissários do Jardim Maracanã, Sucuri e Desbarrancado.

A área diretamente afetada foi considerada a área de expansão urbana, onde será executadas as obras da ETE Conquistinha, conforme demonstra a **Figura 1.2**.



Figura 1.2: Área destinada à construção da ETE Conquistinha

Sistema da ETE Uberaba: O estudo de impacto social estendeu a área de influência o raio de 1 para 2 Km da parte do rio Uberaba onde está localizada a ETE – Francisco Velludo do Rio Uberaba. A definição da ADA – Área Diretamente Afetada, em relação ao estabelecido pelo EIA-RIMA, que foi obtido por projeto de lei municipal, tendo como ação resultante de reuniões realizadas com a comunidade local onde a mesma se mostrou “marginalizada”/ estigmatizada, ainda mais, já que sofrem com a instalação do empreendimento da “*Granja*” e sua ETE construída no Distrito Industrial do outro lado da rodovia. Embora, aparentemente, não tenha interferências, neste caso, é uma mudança no cotidiano das pessoas em função do temor e do imaginário social.

A **Figura 1.3:** ETE – Francisco Velludo do Rio Uberaba.



Sistema de Interceptores Centrais

A área diretamente afetada foi considerada toda a extensão das vias onde serão instalados os interceptores compreendendo até 200 m.

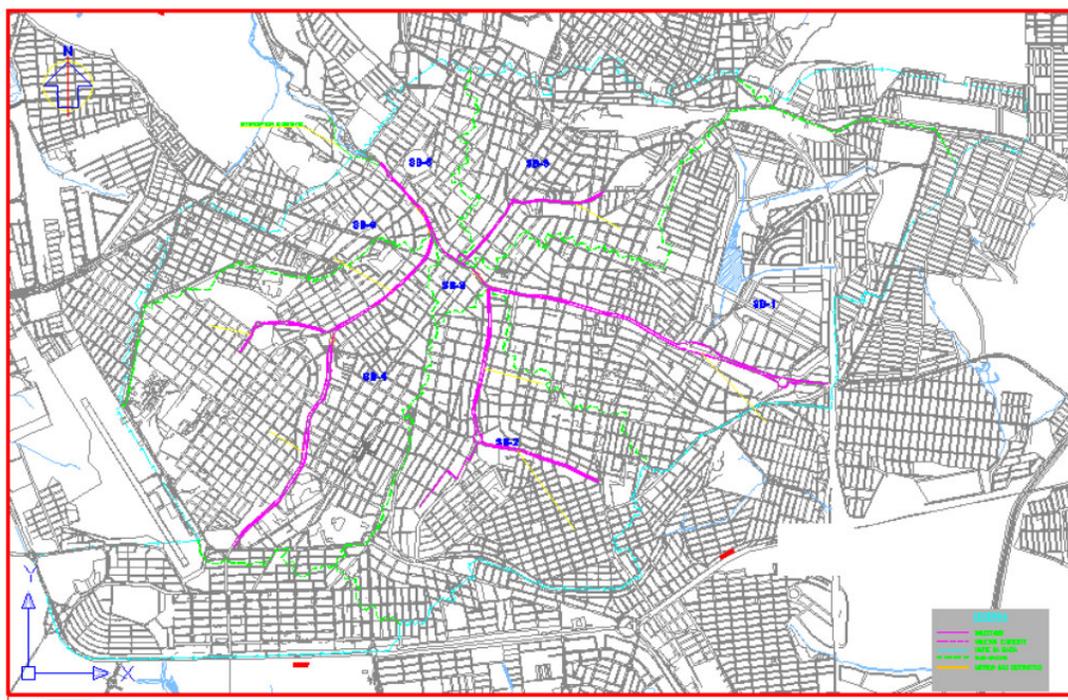
O traçado dos interceptores centrais é descrito a seguir e apresentado na **Figura 1.4 - Mapa de locação dos interceptores:**

- Interceptores da Avenida Leopoldino de Oliveira
Os Interceptores a serem implantados na av. Leopoldino de Oliveira foram planejados nas pistas laterais ao canal existente - margens esquerda e direita, sendo interligado aos interceptores das avenidas: Guilherme Ferreira, Fidélis Reis e Santos Dumont.
- Interceptores da Avenida Guilherme Ferreira
Localizados a esquerda da av. Leopoldino de Oliveira, este interceptor começa na av. Nelson Freire. No trecho a montante da av. Guilherme Ferreira, entre av. Orlando Rodrigues da Cunha e rua Osório Joaquim Guimarães, optou-se por lançar os interceptores ao longo do talvegue, porém quando da elaboração dos projetos básico e executivo, poder-se á optar por projetar os interceptores dentro do arruamento.
- Interceptores da Avenida Fidélis Reis
Este trecho de interceptor tem seu trecho inicial planejado na av. Odilon Fernandes, localizada a montante da av. 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.
- Interceptores da Avenida Santos Dumont

A montante da av. Santos Dumont estão às avenidas Santa Beatriz e Pedro Salomão. A montante da av. Pedro Salomão, logo após a av. Maranhão, existe uma área que foi parcelada junto ao talvegue, ainda em seu curso natural e desocupada. Este trecho do interceptor foi projetado para receber futuras contribuições de uma provável avenida sanitária, conforme orientação do CODAU.

- Interceptores Secundários das Avenidas Nelson Freire, Guilherme Ferreira, Odilon Fernandes, Fidélis Reis, Santa Beatriz e Santos Dumont.

Figura 1.4: MAPA DE LOCAÇÃO DOS INTERCEPTORES DE ESGOTOS CENTRAIS

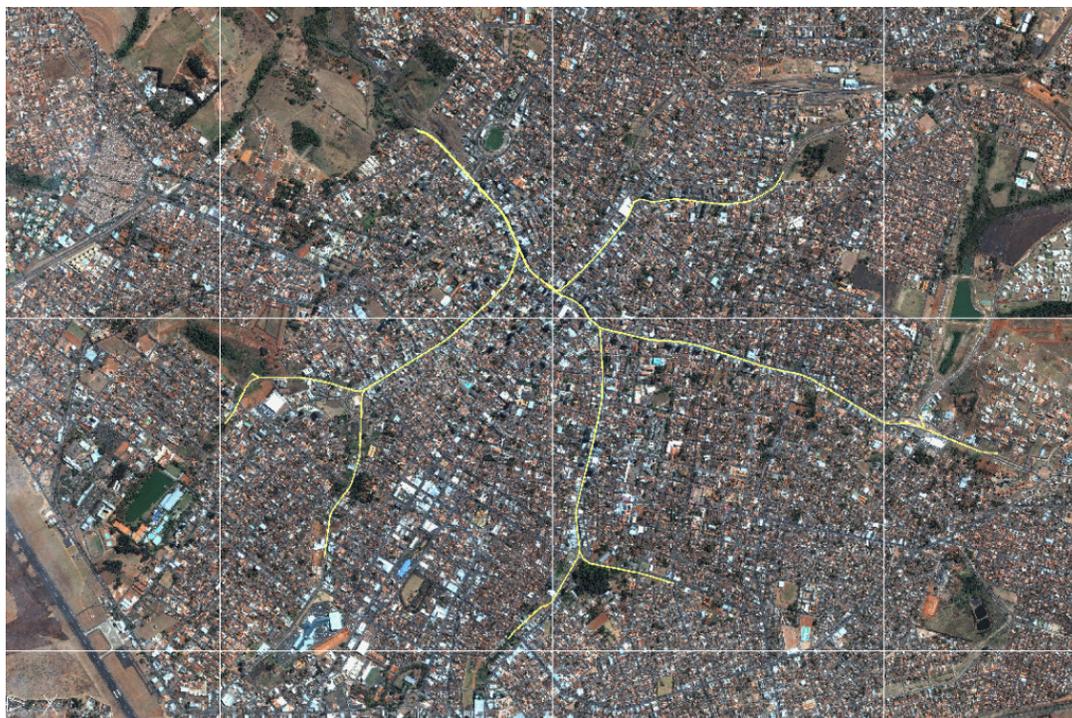


Sistema de Canais de Drenagem Centrais

A área diretamente afetada foi considerada toda a extensão das vias onde serão executados as obras dos canais de drenagens (macro drenagem) do centro da cidade de Uberaba e os interceptores compreendendo até 500 m.

O Traçado dos Canais Centrais dos interceptores centrais é descrito a seguir e apresentado na **Figura 1.5 - Mapa de localização dos interceptores:**

FIGURA 1.5 - MAPA DE LOCAÇÃO DOS INTERCEPTORES CENTRAIS:



5.2.4 IDENTIFICAR/ANALISAR - PERFIL DAS FAMÍLIAS RESIDENTES NA ÁREA DE INFLUÊNCIA DIRETA DOS EMPREENDIMENTOS

Por entender que não basta delimitar a área de influência, mas é preciso conhecer a dinâmica sócio-cultural aí existente, foi realizada uma pesquisa amostral para identificação do perfil social das pessoas diretamente impactadas - positiva e negativamente, pelo empreendimento e pesquisa censitária com os moradores do Centro, Parque Córrego das Lajes e ETE Conquistinha.

5.2.4.1 Contagem de domicílios

A contagem de domicílios foi realizada como base a foto aérea. A partir desta contagem preliminar se fez superposição com as informações do setor censitário e checagem de campo. Este método de trabalho foi utilizado na área do Piscinão Leopoldino de Oliveira, área central e parte do conjunto Alfredo Freire I e II.

Quanto às áreas de influência da ETE Conquistinha e o parque Córrego das Lajes, foi feito a abordagem direta no campo.

Quanto à área de influência direta (ADA), a caracterização da situação sócio-ambiental anterior à implantação do Programa foi feito com base em levantamentos secundários, por setor censitário (que permitem “isolar” nos dados municipais, informações específicas sobre os territórios afetados) conforme pode ser verificado no cap 03. Os levantamentos de campo consistiram em: contagem qualificada dos imóveis presentes em área afetada e pesquisa direta com moradores e negociantes presentes na área.

5.2.4.2 Pesquisa amostral realizada

ETE Uberaba - Alfredo Freire, Reservatório de Contenção de Cheias Leopoldino de Oliveira pelos Canais Centrais de Macrodrenagem e os Interceptores Sanitários da Área Central da Cidade.

Objetivo: A presente pesquisa tem como objetivo principal subsidiar o Estudo de Impacto Social do Projeto Água Viva em Uberaba. Identificar o perfil social da população beneficiária diretamente envolvida nas intervenções, bem como, os impactos sociais causados pela implantação dos empreendimentos, a saber: ETE Uberaba - Alfredo Freire, Reservatório de Contenção de Cheias Leopoldino de Oliveira dos Canais Centrais da Macrodrenagem Pluvial e dos Interceptores da Área Central da Cidade.

Instrumento de coleta de dados: o presente estudo utilizou-se de questionário semi-estruturado disfarçado que se encontra no Volume de Anexo. Segundo Harper Boyd e Ralph Westfall, *"este instrumento tem por objetivo penetrar além das razões superficiais de determinadas decisões e encontrar as razões básicas mais profundas"*. O instrumento se mostra capaz, portanto, de quantificar respostas de questionamentos básicos e ao mesmo tempo, avaliar suas atitudes que, segundo Philip Kotler, são *"avaliações, sentimentos e tendências relativamente consistentes quanto a um objeto ou idéia"*.

As entrevistas foram realizadas pessoalmente, de forma disfarçada num primeiro momento, e no decorrer do questionário foi apresentado o objetivo do estudo, a fim de avaliar especificamente os empreendimentos. Esta metodologia possibilita que haja uma mudança na percepção do morador sobre o empreendimento. No início, quando a pergunta é realizada ao morador, as respostas demonstram um grande desconhecimento sobre o projeto. Aos poucos, quando o entrevistador apresenta o projeto o morador assume outra postura/ reflexão bastante interessante, conforme pode ser percebido no capítulo 03.

Definição do universo em estudo

O universo é composto por moradores do município de Uberaba em idade acima de 16 anos, classificados dentro de fatores inerentes à população envolvida: sexo, idade, e área de influência direta, sendo aqui considerada como todos os imóveis e famílias situados a cerca de 5 quadras (500 m) do empreendimento

em relação ao canais de drenagem centrais e 200 m em relação aos interceptores de esgotamento sanitário.

Seleção da amostra

O presente estudo possui a característica de ser quantitativo probabilístico. Para consecução dos resultados de interesse e pela impossibilidade de se entrevistar toda a população, foi retirada uma amostra do universo, definido anteriormente.

Cabe observar que as amostras referentes as pesquisas ETE Uberaba e Reservatório Leopoldino de Oliveira dos Sistemas de Macrodrenagem dos Canais Centrais; foram definidas em função do número de domicílios das áreas de influências dos empreendimentos.

A amostra relativa ao empreendimento da área central, foi determinada tomando-se como base a população residencial e não-residencial. População esta, considerada tecnicamente infinita por ser superior a 10.000 unidades amostrais.

Foram efetivadas 58 entrevistas na área de influência da ETE do Rio Uberaba, 100 entrevistas na área próxima ao Reservatório de Contenção de Cheias Leopoldino de Oliveira e 200 entrevistas na área central da cidade dos Canais Centrais de Macrodrenagem.

As três amostras foram distribuídas equitativamente quanto ao sexo (50% masc e 50% fem.) e as 5 faixas etárias propostas (20% em cada uma delas). Especificamente por 2 setores, segundo a localização, no estudo relativo ao piscinão, e quanto a característica do domicílio (residencial e não residencial) para o estudo sobre os interceptores.

Considerando-se uma seleção por amostragem aleatória simples, conforme proposto por Soares, para o intervalo de confiança de 95% a margem de erro geral para cada estudo é de:

EMPREENHIMENTO	UNIVERSO (n.º domicílios)	AMOSTRA	MARGEM DE ERRO
ETE Uberaba	344	58	11%
Reservatório Leopoldino de Oliveira	398	100	8,5%
Canais Centrais de Macrodrenagem Pluvial e Interceptores da Área Central da Cidade	*Infinito	200	6,9%

Fórmula 1

Cálculo do tamanho da amostra por seleção Aleatória Simples

$$n_0 = \frac{z^2 PQ}{d^2}$$

Onde:

- ↪ n_0 é o tamanho preliminar da amostra;
- ↪ P é a estimativa preliminar da proporção de interesse e $Q = 1 - P$. Devido a insuficiência preliminar de estimativa para as proporções desejadas, o produto PQ foi substituído pelo seu valor máximo: 0,25;
- ↪ O valor d refere-se a margem de erro;
- ↪ O valor de z refere-se a um valor da curva normal e está intimamente ligado ao intervalo de confiança desejado. No presente caso, usou-se um intervalo de confiança de 95%, cujo valor correspondente a esta área na curva normal é de 1,96.

É importante observar que em nenhum momento, utilizou-se o tamanho da população alvo neste cálculo. Na verdade, a influência do tamanho da população é verificada na fórmula de correção proposta por Soares (*fórmula 2*), da qual obtém-se o valor "matemático" definitivo do tamanho da amostra na situação considerada anteriormente.

Fórmula 2

Fórmula de Correção para o Tamanho da Amostra

$$n = \frac{n_0}{1 + \frac{n_0}{N}}$$

onde n_0 é o tamanho da amostra calculado através da *fórmula 1*.

- Período de campo:

As entrevistas foram realizadas no período de 2 a 5 de fevereiro de 2005 pela equipe do CEPES - Centro de Estudos e Pesquisas Econômicas e Sociais/ACIU.

- Resultados:

Os resultados desta pesquisa - Perfil das Famílias Residentes na área de Influência Direta do Empreendimento está apresentado no capítulo 03.

5.2.5 PERCEPÇÃO - DINÂMICA SÓCIO-CULTURAL NA ÁREA DE INFLUÊNCIA DO EMPREENDIMENTO

Falar em Saneamento, como analisa o dicionário Aurélio, significa falar em Saúde, - é tornar habitável. Desta forma, o conjunto de intervenções do Projeto Água Viva deverá contemplar um amplo e articulado trabalho de construção de uma rede de informações onde os vários atores sociais instituídos ou não possam participar de um acompanhamento social mais sistemático das várias ações deste empreendimento, buscando assim sua sustentabilidade.

A percepção da dinâmica sócio cultural na área de influência do empreendimento foi construída a partir de inúmeras visitas realizadas pela equipe nas áreas, visitas domiciliares, e as reuniões com os atores sociais - lideranças e trabalhadores de entidades, associações e administração pública.

Estas entrevistas e reuniões tiveram por objetivo detectar se as intervenções propostas vêm de encontro com as necessidades percebidas pela população para o bairro, ou seja, se as avaliações técnicas possuem legitimidade e respaldo por parte da comunidade. As reuniões sejam elas com atores sociais, com moradores através das reuniões focais, de esclarecimentos, como a visita a Brasília, estão registradas no Volume de Anexos.

O que se percebeu é que em muitas vezes, quando a comunidade é consultada sobre estes grandes pacotes de intervenções ora ela se manifesta com otimismo ou desconfiança, tendo muita dificuldade de se apropriar, principalmente, da fase de preparação/ planejamento de intervenção deste porte, conforme pode ser visto no capítulo sobre impactos.

Os resultados desta percepção/ avaliação qualitativa encontram-se dispersos neste capítulo do documento, sob os extratos de reuniões/ registro fotográfico. Enfoque quantitativo pode-se obter resultados no capítulo 03 deste documento.

5.2.6 IDENTIFICAR - REDE DE EQUIPAMENTOS EXISTENTES

Concepção de rede: Conforme é sabido, a rede sugere uma teia de vínculos, relações e ações entre indivíduos e organizações. Elas se tecem ou se dissolvem continuamente em todos os campos da vida societária, estão presentes na vida cotidiana (nas relações de parentesco, nas relações de vizinhança, nas relações comunitárias), no mundo dos negócios, na vida pública e entre elas. O que se explica a existência de múltiplas redes são as necessidades humano-sociais que colocam em movimento a busca de interação e formação de vínculos afetivos, de apoio mútuo, etc. Uma rede envolve processos de circulação, articulação, participação e cooperação.

Para entender melhor a dinâmica sócio-cultural da área do empreendimento, sua localização em relação ao empreendimento, foi mapeada através dos dados levantados e georeferenciados pela Secretaria Municipal de Planejamento e caracterizada pela pesquisa “*in loco*” de cadastramento de todos os equipamentos existentes: escolas, creches, associações, igrejas postos de saúde, etc. Percebeu-se que as diversas entidades/ equipamentos funcionam, mas de forma desarticulada e que nenhum destes equipamentos será removido.

5.2.7 IDENTIFICAR - PLANTA DE VALORAÇÃO

Foi realizada uma pesquisa junto ao setor fazendário da Prefeitura para se conhecer os valores territoriais para cobrança do IPTU no município. Estes valores estão lançados no Volume de Anexo intitulado *Planta de Valores*.

5.3 PROGNÓSTICO SOCIAL

Concepção: O prognóstico social compreende a avaliação dos possíveis impactos gerados nas diversas etapas de implantação do empreendimento, partindo de referências bibliográficas, experiência profissional em projetos similares.

Metodologia utilizada: Identificação, Previsão e Avaliação dos Impactos: essas atividades objetivaram identificar a partir das atividades e ações do empreendimento e do ambiente estudado, os impactos que poderão ocorrer nas diversas etapas de implantação do Empreendimento; identificar questões que deverão ser contemplados pelo estudo; estabelecer a magnitude e extensão dos impactos identificados; avaliar a significância e valor dos impactos através de uma abordagem integrada; subsidiar decisão para implantação do Empreendimento.

Definição de Medidas Sociais, essas atividades objetivam definir medidas para evitar mitigar ou compensar impactos negativos, e otimizar os positivos; acompanhar a nova dinâmica que emergirá na área com a hipótese da implantação do Empreendimento.

É exatamente a análise dos prognósticos sociais que possibilita estabelecer as medidas mitigadoras para cada evento que venha a ocorrer gerado pelo empreendimento.

Para esta etapa foram realizadas as seguintes etapas de trabalho:

- Reuniões com a equipe técnica responsável pelo desenvolvimento dos projetos de engenharia;
- Reuniões com a equipe responsável pelo empreendimento;
- Análise/Discussão sobre resultados de projetos similares;
- Planos e Programas de Gestão Social

Nesta parte do documento, Planos e Programas de Gestão Social, serão apresentados os trabalhos a serem desenvolvidos visando implementar as ações de mitigação/otimização dos possíveis impactos negativos e positivos respectivamente.

5.4 PLANOS E PROGRAMAS

Concepção: Esta etapa consiste na elaboração de ações mitigadoras / minimizadoras ou preventivas que vão compor os planos e programas na fase de planejamento / operação e pós-intervenção, conforme pode ser verificado no capítulo 05.

Metodologia utilizada: A consultora tendo o mapeamento dos projetos existentes a matriz de impactos e com base em diretrizes do agente financiador para elaborar Planos e Programas.

5.5 DEVOUÇÃO DOS DADOS PARA A COMUNIDADE

Concepção: Os dados coletados deverão ser devolvidos para a comunidade para que a mesma se aproprie da sua história reforçando assim sua cidadania, seja opinando ou multiplicando as informações.

Metodologia utilizada: Realizada consulta pública conforme Volume de Anexos.