

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

OTIMIZAÇÃO DO CONTROLE DA DRENAGEM EM MACROBACIAS URBANAS

MARCUS AURÉLIO SOARES CRUZ

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci

Banca Examinadora

| | |
|--|-----------|
| Prof. Dr. Rubem La Laina Porto | CTH/USP |
| Prof ^a . Dr ^a . Mônica F. A. Porto | CTH/USP |
| Prof. Dr. André Luís Lopes da Silveira | IPH/UFRGS |
| Prof. Dr. Adolfo O. N. Villanueva | IPH/UFRGS |

Porto Alegre, abril de 2004.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Carlos Eduardo Morelli Tucci da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Agradeço primeiramente a Deus, pois Ele está acima de todos nós e nada se realiza sem a sua vontade. Agradeço também a minha esposa Francilene, pelo apoio nos momentos de quase desistência e desânimo, além da eterna paciência com os acessos de mau-humor que sempre acompanham as teses. Obrigado e desculpe.

Agradeço ao povo brasileiro pela possibilidade rara de fazer um curso de pós-graduação de altíssimo nível gratuitamente. Espero poder retribuir utilizando os conhecimentos adquiridos para a obtenção de um país menos injusto e com maiores oportunidades.

Quero agradecer também aos meus pais, Manoel e Valmira, que sempre me incentivaram a vir para o Rio Grande do Sul buscar uma formação mais qualificada e sempre me apoiaram em todos os sentidos. O mesmo para minhas irmãs, Márcia e Shirley pelas suas palavras de apoio e que sempre traziam alegria.

Agradeço muito ao Prof. Tucci, um mestre que soube aceitar mudanças que ocorreram na minha vida durante o decorrer deste período, que geraram atrasos no trabalho, nunca se negando a prestar uma informação precisa e sempre de grande valia, me contagiando com seu entusiasmo a cada resultado obtido.

Um agradecimento especial aos colegas Walter Collischonn, Daniel Alasia e Adolfo Villanueva, pelo pronto atendimento nas solicitações que lhes fazia freqüentemente, sempre abertos a dirimir dúvidas sobre programação e modelos.

Obrigado aos meus colegas de trabalho no DEP e na Prefeitura Municipal de Porto Alegre, sempre dispostos a passar informações que muitas vezes não estão compiladas. Obrigado à minha chefe Eng^a Magda Carmona, pelo incentivo permanente e cobertura quando precisava me ausentar. À Daniela Bemfica, Carlos Persch, Stanlei Amaral, Ana Couto, Jorge Moojen e Adriano Reinheimer pela convivência e amizade.

Este trabalho não poderia ter sido concluído sem o apoio de um grande número de amigos que obtive aqui, que sempre promoveram momentos de alegria e descontração aliviando a tensão diante de uma árdua tarefa a ser realizada. Muito obrigado ao Sidnei, Karina, Walter Viana, Cristiana, Vladimir, Fernanda, Marllus, Manoela, Uziel, Taci, Pe. Edgar, equipe de Liturgia da Paróquia Santa Cecília, Ruberto, Diogo, Ruth, Cris, Fernando, Nilson, e a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para este trabalho.

RESUMO

A urbanização descontrolada das cidades brasileiras tem provocado o agravamento das enchentes naturais e a ampliação de sua frequência, além de criar novos pontos de alagamento localizados. Isto se deve à crescente impermeabilização do solo com aumento do volume pluvial escoado e redução de amortecimento.

A concepção de um projeto de macrodrenagem em uma bacia urbana que considere o controle das inundações, como por exemplo, a implementação de reservatórios de amortecimento em áreas sujeitas a alagamentos, constitui-se em uma tarefa complexa e difícil devido ao grande número de alternativas possíveis, considerando todas as variáveis envolvidas, como capacidades hidráulicas existentes e necessárias das redes de drenagem, disponibilidade de áreas para construção de reservatórios, custos de desapropriação destas áreas, existência de sistemas mistos de coleta, uso de reservatórios abertos ou subterrâneos, dentre outras. Desta forma o projetista coloca-se diante de um dilema: qual o conjunto destas alternativas podem ser o mais eficiente?

Este estudo promoveu a análise da aplicabilidade e eficiência de um modelo de otimização associado a modelos hidrológico-hidráulicos como instrumentos de suporte à decisão em problemas de drenagem urbana. A ferramenta desenvolvida compôs-se pelo modelo IPHS1 para a simulação hidrológica e hidráulica, pelo algoritmo de evolução SCE-UA para o processo de otimização através da minimização do custo de implantação das soluções e do módulo EXTRAN do modelo SWMM para a verificação hidráulica dos resultados obtidos e análises de riscos superiores.

Os resultados mostraram-se bons e o sistema implementado adaptou-se bem às características das duas bacias analisadas: bacia do arroio do Moinho e bacia do arroio da Areia. O sistema forneceu os cenários de custos otimizados de implantação da solução com detenções distribuídas nas bacias e ampliações de redes, em um curto período de tempo e utilizando dados que seriam necessários para qualquer projeto de macrodrenagem deste tipo.

Com os resultados compilados, foram obtidas funções de auxílio à tomada de decisão em planos e projetos de drenagem urbana através de curvas ajustadas aos pontos gerados nas bacias estudadas. Foi realizada a análise de sensibilidade e a avaliação das incertezas envolvidas com o modelo hidrológico utilizado com relação ao seu parâmetro principal, o Curve Number. Esta análise mostrou grandes variações nas vazões de saída das bacias e nos custos das obras com pequenas alterações nos valores de CN.

Apresenta-se ainda uma análise econômica da aplicação dos valores obtidos de forma extrapolada para todo o município de Porto Alegre.

ABSTRACT

The uncontrolled urbanization of Brazilian cities has been provoking the aggravation of the natural floods and increasing their frequency, besides generating new located flooding spots. That happens due to the soil impermeabilization growing which enlarges the stormwater volume and reduces the soil natural detentions.

In an urban basin a drainage project conception which considers the control of the floods, as for instance, the implementation of detention reservoirs in areas subject to floodings, is constituted in a complex and difficult task due to the great number of possible alternatives, considering all the involved variables, e.g. existent and necessary drainage systems conveyance, existence of areas for reservoirs construction, expropriation costs of these areas, combined sewers existence, use of open or underground reservoirs, among others. In that case the planner faces a dilemma: which group of these alternatives may be the most efficient solution?

This research promoted an efficiency and a applicability analysis of an optimization model associated to hydrologic and hydraulic models as decision support tools in problems of urban drainage. The developed instrument was composed by the model IPHS1 for the hydrologic and hydraulic simulation, by the evolution algorithm SCE-UA for the optimization process by the minimization of the implantation costs of the solutions and by the module EXTRAN of SWMM model for the hydraulic verification of obtained results and analyses to superior risks.

Good results were extracted from this project and the implemented system adapted well to the characteristics of two analyzed basins: Moinho stream basin and Areia stream basin. The system supplied the sceneries of solution implantation optimized costs with detentions distributed in basins and enlargements of stormwater sewers, in a short period of time and using data that would be necessary for any kind of drainage project.

Above the compiled results, functions were obtained to help taking decision in plans and projects of urban drainage through adjusted curves to the points generated in the studied basins. The sensibility analysis was done and the uncertainties involved with the hydrologic model used were evaluated with its main parameter, Curve Number (CN). This analysis showed great variations in rate flows of the basins and in solutions construction costs with small alterations in the values of CN.

There is still presented an economical analysis of the application of obtained values with extrapolation for the whole municipal district of Porto Alegre.

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. A drenagem urbana no Brasil | 1 |
| 1.2. Objetivos | 3 |
| 1.3. Estrutura do texto | 3 |
| 2. SISTEMAS DE SUPORTE À DECISÃO | 5 |
| 2.1. Caracterização | 5 |
| 2.2. Componentes de um SSD | 8 |
| 2.2.1. O subsistema de dados | 10 |
| 2.2.2. O subsistema de modelos | 11 |
| 2.2.3. O subsistema de diálogo | 12 |
| 2.3. Desenvolvimento de um SSD | 13 |
| 2.4. Os SSD em Recursos Hídricos | 15 |
| 2.4.1. Monitoramento de sistemas hídricos | 16 |
| 2.4.2. Operação de sistemas de abastecimento de água | 18 |
| 2.4.3. Operação de sistemas de reservatórios | 20 |
| 2.4.4. Sistemas de planejamento auxiliado por computadores | 20 |
| 2.4.5. Observação e previsão do tempo | 23 |
| 2.4.6. Sistemas especializados com base em conhecimento | 24 |
| 2.5. Os Sistemas de Suporte à Decisão em Drenagem Urbana | 25 |
| 4. TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS | 29 |
| 3.1 Características | 29 |
| 3.2 Tipos de técnicas | 29 |
| 3.2.1 Técnicas determinísticas | 29 |
| 3.2.2 Técnicas em geração aleatória | 30 |
| 4. ESTRUTURA DE UM SSD PARA CONTROLE DE IMPACTOS NA DRENAGEM URBANA | 35 |
| 4.1. Concepção e estrutura geral | 35 |
| 4.1.1. Base de dados | 35 |
| 4.1.2. Avaliação dos Impactos das Inundações | 35 |
| 4.1.3. Avaliação dos Impactos sobre a qualidade da água | 37 |
| 4.1.4. Otimização das alternativas de controle | 37 |
| 4.1.5. Verificação | 38 |
| 4.2. O Modelo de Simulação | 39 |
| 4.3. Modelo de Otimização de alternativas | 47 |
| 4.3.1. Sistema | 47 |
| 4.3.2. Função Objetivo | 51 |
| 4.3.3. Otimização | 56 |
| 4.4. Modelo de Verificação | 62 |
| 5. ESTUDOS DE CASOS E AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE | 64 |

| | |
|--|-----|
| 5.1. Seleção das bacias | 64 |
| 5.2. Características das Bacias | 64 |
| 5.2.1 Bacia do Arroio do Moinho | 64 |
| 5.2.2. Bacia do arroio da Areia | 71 |
| 5.3. Avaliação das capacidades atuais do sistema com pontos de alagamentos | 88 |
| 5.3.1 Bacia do Arroio do Moinho | 88 |
| 5.3.2 Bacia do Arroio da Areia | 90 |
| 6. OTIMIZAÇÃO DAS SOLUÇÕES | 102 |
| 6.1. Bacia do arroio do Moinho | 102 |
| 6.2 Bacia do arroio da Areia | 110 |
| 6.2.1 Estudo por sub-bacia | 110 |
| 6.2.2. Bacia do arroio da Areia completa | 144 |
| 6.2.3 Comparação : por sub-bacias x completa | 147 |
| 7. VERIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES | 150 |
| 7.1. Bacia do Moinho | 150 |
| 7.2. Bacia do arroio da Areia | 153 |
| 8. INCERTEZAS NOS PARÂMETROS | 157 |
| 9. PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA | 159 |
| 9.1 Pré-Controlle do escoamento na drenagem urbana | 159 |
| 9.2 Pós-controlle do escoamento na drenagem urbana | 161 |
| 9.3 Funções de apoio à decisão | 162 |
| 9.4 Planejamento em Porto Alegre | 167 |
| 9.4.1. Análise de Planejamento “Atual” | 169 |
| 9.4.2. Análise de Planejamento Futuro | 174 |
| 10. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 177 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 182 |
| ANEXO A1 | |
| ANEXO A2 | |

LISTA DE TABELAS

- Tabela 4.1. Alguns valores orçados para dimensões de galerias em concreto (R\$ / m)
- Tabela 4.2. Custos médios de implantação de reservatórios de detenção em função da incidência de rocha no solo (R\$ / m³)
- Tabela 5.1. Características das sub-bacias para simulação na bacia do Moinho
- Tabela 5.2. Características dos trechos de macrodrenagem na bacia do Moinho
- Tabela 5.3. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia A do Areia
- Tabela 5.4. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia A do Areia
- Tabela 5.5. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia B do Areia
- Tabela 5.6. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia B do Areia
- Tabela 5.7. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia C do Areia
- Tabela 5.8. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia C do Areia
- Tabela 5.9. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia D do Areia
- Tabela 5.10. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia D do Areia
- Tabela 5.11. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia E do Areia
- Tabela 5.12. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia E do Areia
- Tabela 5.13. Características para simulação da sub-bacia F do Areia
- Tabela 5.14. Características do trecho de macrodrenagem da sub-bacia F do Areia
- Tabela 5.15. Características das subáreas para simulação na sub-bacia G do Areia
- Tabela 5.16. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia G do Areia
- Tabela 6.1. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na bacia do arroio do Moinho
- Tabela 6.2. Valores limites para as variáveis de busca para otimização na bacia do Moinho
- Tabela 6.3. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na bacia do Moinho
- Tabela 6.4. Dimensões de trechos e reservatórios para as soluções na bacia do Moinho
- Tabela 6.5. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia A do arroio da Areia
- Tabela 6.6. Valores limites para as variáveis de busca para otimização na sub-bacia A
- Tabela 6.7. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global
- Tabela 6.8. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados na sub-bacia A
- Tabela 6.9. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia B
- Tabela 6.10. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global
- Tabela 6.11. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia B
- Tabela 6.12. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia C

- Tabela 6.13. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global para a sub-bacia C
- Tabela 6.14. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia C
- Tabela 6.15. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia D do arroio do Areia
- Tabela 6.16. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia D
- Tabela 6.17. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global para a sub-bacia D
- Tabela 6.18. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia D
- Tabela 6.19. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia E
- Tabela 6.20. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na sub-bacia E
- Tabela 6.21. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia E
- Tabela 6.22. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia F
- Tabela 6.23. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na sub-bacia F
- Tabela 6.24. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados na sub-bacia F
- Tabela 6.25. Resultados da ampliação dos trechos sub-bacia G
- Tabela 6.26. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na bacia do Areia
- Tabela 6.27. Comparação entre os custos das soluções para a bacia do arroio da Areia
- Tabela 7.1. Volume armazenados (m^3) nas vias públicas para trechos da bacia do Moinho
- Tabela 7.2. Lâminas d'água nos vertedores de segurança dos reservatórios - bacia do Moinho
- Tabela 9.1. Dados básicos por sub-bacia para o município de Porto Alegre
- Tabela 9.2. Áreas urbanizadas atual e futura nas bacias de Porto Alegre
- Tabela 9.3. Custos no cenário de Pós-controle para a análise atual
- Tabela 9.4. Custos no cenário de Pré-controle para a análise atual
- Tabela 9.5. Custos no cenário de Pós-controle para a análise futura (2023)
- Tabela 9.6. Custos no cenário de Pré-controle para a análise futura (2003)

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Características da informação associadas com vários tipos de decisões (Fonte: Santos, 1991)
- Figura 2.2. Componentes de um Sistema de Suporte à Decisão (Fonte: Sprague, 1980)
- Figura 2.3 Processo de desenvolvimento de um SSD (Fonte: Loucks, 1995)
- Figura 4.1 Estrutura básica de um Sistema de Suporte à Decisão em Drenagem Urbana
- Figura 4.2. O funcionamento de um SSDDrU
- Figura 4.3. Histograma tempo-área e hidrogramas com e sem amortecimento (Fonte: Porto, 1995)
- Figura 4.4. Valores do parâmetro n para HTA sintéticos em função da forma da bacia (Fonte: HEC, 1974)
- Figura 4.5 Variação dos parâmetros X e K
- Figura 4.6. Representação esquemática de um sistema de drenagem urbana (trechos e nós)
- Figura 4.7 Característica do nó com detenção
- Figura 4.8. Estimativa da vazão de saída do reservatório em função do volume de detenção
- Figura 4.9. Desenho esquemático de um reservatório de detenção com descarregador de fundo
- Figura 4.10. Desenho esquemático para reservatórios “on-line” (a) e “off-line” (b)
- Figura 4.11. Custos para tubulações em concreto em função da incidência de rocha em 2003
- Figura 4.12. Curvas de custo por metro de tubulação para pavimentos de vias e passeios brasileiros mais utilizados em 2003
- Figura 4.13 Cálculo da função de custo de desapropriação de áreas inundáveis
- Figura 4.14 Estrutura da metodologia de otimização aplicada no estudo
- Figura 4.15. Fluxograma do algoritmo SCE-UA (adaptado de Duan et al., 1992)
- Figura 4.16. Fluxograma do algoritmo CCE do método SCE-UA (adaptado de Duan et al., 1992)
- Figura 5.1. Localização das bacias estudadas no Município de Porto Alegre
- Figura 5.2. Imagem QuickBird da Bacia do arroio do Moinho (resolução 0,70 x 0,70m) Fevereiro/2003
- Figura 5.3 Sub-bacias e trechos considerados na bacia do arroio do Moinho
- Figura 5.4 Relação entre densidade habitacional e área impermeável (Fonte: Campana e Tucci, 1994)

- Figura 5.5. Valores de CN para a bacia do Moinho - cenário de ocupação atual / futuro
- Figura 5.6. Imagem QuickBird da Bacia do arroio da Areia Fevereiro/2003
- Figura 5.7. Sub-bacias e trechos de macrodrenagem na bacia do Areia (Conduto Forçado)
- Figura 5.8. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia A
- Figura 5.9. Valores de CN para a sub-bacia A - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.10. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia B
- Figura 5.11. Valores de CN para a sub-bacia B - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.12. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia C
- Figura 5.13. Valores de CN para a sub-bacia C - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.14. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia D
- Figura 5.15. Valores de CN para a sub-bacia D - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.16. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia E
- Figura 5.17. Valores de CN para a sub-bacia E - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.18. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia F
- Figura 5.19. Valores de CN para a sub-bacia F - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.20. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia G
- Figura 5.21. Valores de CN para a sub-bacia G - cenário de ocupação atual / futura
- Figura 5.22. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados cenários atual e futuro da bacia do Moinho
- Figura 5.23. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados no cenário atual da sub-bacia A
- Figura 5.24. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados no cenário futuro da sub-bacia A
- Figura 5.25. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia B
- Figura 5.26. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia B
- Figura 5.27. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia C
- Figura 5.28. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia C
- Figura 5.29. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia D
- Figura 5.30. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia D

- Figura 5.31. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia E
- Figura 5.32. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia E
- Figura 5.33. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia F
- Figura 5.34. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia F
- Figura 5.35. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia G
- Figura 5.36. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia G
- Figura 5.37. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na bacia do Areia
- Figura 5.38. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na bacia do Areia
- Figura 6.1. Possíveis locais para a implantação de reservatórios de amortecimento
- Figura 6.2. Evolução do processo de otimização na bacia do arroio do Moinho
- Figura 6.3. Cenário da otimização de mínimo custo para a bacia do arroio do Moinho
- Figura 6.4. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho para as soluções simuladas
- Figura 6.5. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia do arroio do Moinho
- Figura 6.6. Possíveis locais para implantação de reservatórios de amortecimento sub-bacia A
- Figura 6.7. Evolução do processo de otimização na sub-bacia A do arroio da Areia
- Figura 6.8. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para bacia A do arroio da Areia
- Figura 6.9. Hidrogramas de saída da sub-bacia A para os cenários simulados
- Figura 6.10. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da sub-bacia A do arroio da Areia
- Figura 6.11. Possíveis locais para implantação de reservatórios de amortecimento sub-bacia B
- Figura 6.12. Evolução do processo de otimização na bacia B do arroio da Areia
- Figura 6.13. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia B
- Figura 6.14. Hidrogramas de saída da sub-bacia B para os cenários simulados
- Figura 6.15. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia B do arroio da Areia
- Figura 6.16. Possível local para implantação de reservatório de amortecimento na sub-bacia C

- Figura 6.17. Evolução do processo de otimização na bacia C do arroio da Areia
- Figura 6.18. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia C
- Figura 6.19. Hidrogramas de saída da bacia C do arroio da Areia para os cenários simulados
- Figura 6.20. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia C do arroio da Areia
- Figura 6.21. Locais para implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia D
- Figura 6.22. Evolução do processo de otimização na bacia D do arroio da Areia
- Figura 6.23. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia D
- Figura 6.24. Hidrogramas de saída da sub-bacia D para os cenários simulados
- Figura 6.25. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia D do arroio da Areia
- Figura 6.26. Local para implantação de reservatório de amortecimento na sub-bacia E
- Figura 6.27. Evolução do processo de otimização na bacia E do arroio da Areia
- Figura 6.28. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para sub-bacia E
- Figura 6.29. Hidrogramas de saída da sub-bacia E para os cenários simulados
- Figura 6.30. Locais para a implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia F
- Figura 6.31. Evolução do processo de otimização na bacia F do arroio da Areia
- Figura 6.32. Nuvem de pontos avaliados pelo modelo no processo de otimização na bacia F
- Figura 6.33 – Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia F
- Figura 6.34. Hidrogramas de saída da sub-bacia F para os cenários simulados
- Figura 6.35. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia F do arroio da Areia
- Figura 6.36. Hidrograma de saída da sub-bacia G para a solução de ampliação do sistema
- Figura 6.37. Locais passíveis de implantação de reservatórios de retenção na bacia do Arroio da Areia
- Figura 6.38. Evolução do processo de otimização na bacia do arroio da Areia
- Figura 6.39. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a bacia do arroio da Areia
- Figura 6.40. Hidrogramas de saída para os cenários de solução propostos na bacia do Arroio da Areia
- Figura 7.1. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho – modelos IPHS1 e hidrodinâmico (SWMM)
- Figura 7.2. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho para precipitações de 10, 25, 50 e 100 anos de período de retorno.
- Figura 7.3. Manchas de inundação estimadas para a bacia do Moinho – $T_r = 100$ anos
- Figura 7.4. Hidrogramas de saída da bacia do Arroio da Areia – modelos IPHS1 e hidrodinâmico (SWMM)

- Figura 7.5. Hidrogramas de saída da bacia do Areia para precipitações de 10, 25 , 50 e 100 anos de período de retorno.
- Figura 7.6. Manchas de inundação estimadas para a bacia do Areia – $Tr = 100$ anos
- Figura 9.1. Relação entre área utilizada para reservatórios de detenção e área total da bacia.
- Figura 9.2. Relação entre volume total de reservação e área total da bacia.
- Figura 9.3. Relação entre volume total de reservação e área impermeável média da bacia.
- Figura 9.4. Relação entre volume total de reservação e número de habitantes da bacia.
- Figura 9.5. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e área total da bacia.
- Figura 9.6. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e área impermeável média da bacia.
- Figura 9.7. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e número de habitantes da bacia
- Figura 9.8. Principais bacias hidrográficas no município de Porto Alegre (DMAE,1996)

LISTA DE SÍMBOLOS

P_{ef} – precipitação efetiva (mm)

P – precipitação (mm)

S – capacidade máxima de armazenamento no solo (mm)

CN – Curve Number

S – armazenamento no reservatório

k_s – parâmetro do reservatório linear

Q_s – vazão de saída do reservatório

Δt – intervalo de tempo de simulação

A_c – área contribuinte

T – tempo de percurso

T_c – tempo de concentração da bacia

n – parâmetro de forma do HTA sintético

I_t – vazão de entrada no reservatório no tempo t

I_{t+1} – vazão de entrada no reservatório no tempo $t+1$

Q_t – vazão de saída no reservatório no tempo t

Q_{t+1} – vazão de saída no reservatório no tempo $t+1$

S_t – armazenamento no reservatório no tempo t

S_{t+1} – armazenamento no reservatório no tempo $t+1$

K – parâmetro de tempo de deslocamento da onda no método de Muskingum-Cunge

X – ponderador da vazão no método de Muskingum-Cunge

c_o – celeridade da onda

b_o – largura do canal

h – profundidade do escoamento

R – raio hidráulico

S_o – declividade do escoamento

n – coeficiente de rugosidade de Manning

Q_{ei} – vazão de entrada no nó

Q_{ai} – vazão de saída do nó com detenção

V_k – volume do reservatório de detenção

h_k – carga hidráulica no descarregador de fundo do reservatório

C_d – coeficiente de descarga do orifício

g – aceleração da gravidade

A_k – área da seção transversal do orifício

Q_{bi} – vazão de “by-pass” para o reservatório no nó

Q_i – vazão a jusante do nó i

Q_{li} – vazão incremental a jusante do nó i

F.O. – função objetivo

$w()$ – função de custo total de ampliação do sistema de redes

$u()$ – função de custo total de implantação de reservatório de detenção

C_{desap} – custo total de desapropriação

A_{inun} – área inundada pelo extravasamento da calha principal do arroio

C_{unit} - Custo do m^2 a ser desapropriado

B – largura de inundação de cada margem

L – comprimento total do trecho de arroio

H_1 – altura da calha principal do arroio

p – número de complexos

m - número de pontos em cada complexo

n - número de parâmetros a otimizar

s – tamanho da amostra

x_i - ponto da amostra

f_i – valor da função objetivo em cada ponto

D – matriz de armazenamento dos pontos ordenados

A^k – denominação de cada complexo

q - número de subcomplexos

β - parâmetro que determina como cada complexo será evoluído ou melhorado

a -determina como cada subcomplexo será melhorado

P_i – distribuição de probabilidade triangular

u_q – pontos escolhidos aleatoriamente segundo P_i

v_q - valor da função objetivo associado a u_q

g – centróide dos pontos selecionados

r – ponto gerado por reflexão

f_r – valor da função objetivo no ponto r

z – novo ponto escolhido aleatoriamente

f_z – valor da função objetivo no ponto z

ex – ponto gerado por expansão

f_{ex} – valor da função objetivo no ponto ex

? - derivada parcial

S_f – declividade da linha de atrito

V – velocidade do escoamento

A – área molhada da seção transversal

Rsvt – abreviação de reservatório

Tr – período de retorno da precipitação

d – duração da precipitação

T00 – nomenclatura dos trechos de redes drenagem simulados

B00 – sub-bacias numeradas

A00 - sub-bacias numeradas

C00 - sub-bacias numeradas

D00 - sub-bacias numeradas

E00 - sub-bacias numeradas

G00 - sub-bacias numeradas

r – coeficiente de insuficiência hidráulica de redes $r = \frac{Q_{\text{necessária}}}{Q_{\text{existente}}}$

$Q_{\text{necessária}}$ – vazão de projeto de entrada no trecho avaliado

$Q_{\text{existente}}$ – capacidade condutora de vazão do trecho existente

1. INTRODUÇÃO

1.1.A drenagem urbana no Brasil

A urbanização descontrolada das cidades brasileiras tem provocado o agravamento das enchentes naturais e a ampliação de sua frequência, além de criar novos pontos de alagamento localizados. Isto se deve à crescente impermeabilização do solo com aumento do volume pluvial escoado e redução de amortecimento, causando aumentos nas vazões máximas, que podem representar seis vezes a vazão de pré-urbanização (Tucci et al., 1995).

A ampliação dos danos relativos aos problemas de drenagem deve-se também aos projetos concebidos e executados para resolvê-los; pois impera, ainda hoje, entre projetistas, a idéia de que o melhor é conduzir a água gerada para longe o mais rápido possível, aumentando a capacidade condutora do sistema. No entanto tem se verificado que esta abordagem, além de ser altamente cara, apenas provoca a transferência do ponto de alagamento, solicitando futuramente mais projetos e obras ainda mais caros e complicados.

Um outro ponto problemático nos sistemas de drenagem das cidades brasileiras é a existência de grande quantidade de resíduos sólidos que são levados às redes pela lavagem de ruas e pela falta de educação ambiental da população, provocando a obstrução do sistema e agravando os alagamentos localizados. Atualmente pouco tem sido feito na busca de alternativas para o controle do lixo e para a sua retirada do sistema, aplicando-se apenas o sistema de coleta domiciliar e a limpeza urbana periódicos, com pouca campanha de conscientização da população e quase nenhum projeto de estruturas de contenção de resíduos em cursos d'água.

Os sistemas de drenagem das cidades brasileiras são em sua grande maioria do tipo combinado, ou seja, recebem contribuição de esgoto cloacal domiciliar além das águas pluviais, o que representa um complicador a mais para os alagamentos: a questão de saúde pública. Com o extravasamento do sistema por falta de capacidade ou obstrução, a água acumulada apresenta grande quantidade de organismos patogênicos, que em contato com o indivíduo podem provocar doenças, como cólera, esquistossomose, etc. A implantação de sistemas do tipo separador absoluto está em andamento, mas a maioria das cidades tem menos que 26% dos seus esgotos tratados (IBGE, 2000).

Os aspectos da drenagem urbana, em cidades brasileiras, listados nos parágrafos anteriores mostram a complexidade do problema e se contrapõem, na sua grande maioria dos casos, a uma escassez de vontade política dos governantes de executar obras, a uma visão restrita do problema e a poucos recursos financeiros disponíveis. Desta forma ganha em relevância a necessidade de tomada de decisões eficientes, ou seja, a escolha de um determinado projeto

que priorize a solução definitiva do problema, considerando toda área de influência com um mínimo custo.

Nos últimos anos um conceito de controle estrutural diverso do convencional tem conquistado espaço no cenário da drenagem urbana brasileiro, as BMP's (*best management practices*), que são técnicas de controle do escoamento na fonte, ou seja, buscam resolver os problemas no seu ponto de origem, não o transferindo para jusante. Este conceito foi desenvolvido nos EUA, pela EPA (*Environmental Protection Agency*) nos anos 80, e é constituído pelo uso de reservatórios, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis dentre outros dispositivos no gerenciamento do escoamento pluvial urbano. (Mccuen, 1989; Urbonas & Stahre, 1993; Schueler, 1987)

Este tipo de controle permite a recuperação do amortecimento perdido pela bacia devido à sua impermeabilização e canalização, além da melhoria da qualidade da água com estruturas de retenção de resíduos sólidos e depuração da matéria orgânica em reservatórios (Schueler, 1987).

Ainda há grande resistência à sua aplicação no Brasil por parte dos projetistas, pois existe pouca divulgação e obras executadas, além da permanente oposição natural a conceitos novos e revolucionários. No entanto a experiência tem mostrado que o seu uso é mais eficiente, barato e, principalmente, soluciona o problema na origem, sem atingir outras regiões (Tucci, 1995).

A concepção de um projeto de macrodrenagem em uma bacia urbana que considere o controle das inundações, como por exemplo, a implementação de reservatórios de amortecimento em áreas sujeitas a alagamentos, constitui-se em uma tarefa complexa e difícil devido ao grande número de alternativas possíveis, considerando todas as variáveis envolvidas, como capacidades hidráulicas existentes e necessárias das redes de drenagem, disponibilidade de áreas para construção de reservatórios, custos de desapropriação destas áreas, existência de sistemas mistos de coleta, uso de reservatórios abertos ou subterrâneos, dentre outras. Desta forma o projetista coloca-se diante de um dilema: qual o conjunto destas alternativas podem ser o mais eficiente?

Logicamente que o critério de definição da eficiência deverá ser dado pelo projetista, ou pelo tomador de decisão diretamente responsável pela implementação da solução proposta. Este critério pode ser, por exemplo, o custo final de implantação da solução, ou ainda a solução que libere um mínimo de vazão para jusante da bacia analisada, pode também ser aquela que possibilite uma melhor qualidade na água liberada na saída do sistema de reservatórios, dentre outras.

Neste cenário os sistemas de suporte à decisão (SSD) surgiram como ferramenta de auxílio aos tomadores de decisão, de forma a fornecer mais um recurso de suporte à solução de problemas e de análise das diversas possibilidades de decisões com seus respectivos impactos. Através de modelos computacionais, associados muitas vezes a técnicas de otimização, e banco de dados o usuário pode, a partir de cenários por ele definidos e critérios pré-estabelecidos, obter valores ótimos de solução para um determinado problema.

1.2.Hipótese e objetivos

O estudo a ser desenvolvido tem por objetivo primordial responder à seguinte hipótese: Um modelo de otimização associado a uma base de modelos hidrológico-hidráulicos e a funções de custos pode auxiliar na tomada de decisão para a solução de problemas de drenagem em bacias urbanas brasileiras?

Desta forma o objetivo deste estudo situa-se no desenvolvimento de um modelo de otimização para seleção de alternativas de controle do escoamento na drenagem urbana como um componente de um sistema de suporte à decisão para a gestão da quantidade do escoamento pluvial urbano.

O estudo também tem por objetivo marginal a definição de relações que auxiliem o planejamento e projeto na drenagem urbana dentro da realidade brasileira, a partir dos estudos de casos utilizados na verificação da aplicabilidade e eficiência do sistema proposto.

Como objetivos menos significativos, mas também produtos, resultarão análises de incertezas de variáveis utilizadas, montagem de funções básicas de custos em drenagem urbana e determinação de critérios para o estabelecimento de cenários para soluções de problemas quantitativos do escoamento pluvial urbano.

1.3.Estrutura do texto

O texto a seguir encontra-se disposto em capítulos assim resumidos:

O capítulo 2 apresenta uma revisão de bibliografia sobre Sistemas de Apoio à Decisão, onde são apresentadas suas principais características, componentes, aplicações a recursos hídricos e drenagem urbana, buscando situar a importância deste tipo de ferramenta no auxílio ao processo decisório.

A seguir, no capítulo 3, são apresentados os principais aspectos referentes às técnicas de otimização com aplicação difundida em sistemas de recursos hídricos, mostrando a disponibi-

lidade atual de métodos de busca de “ótimos” para funções objetivo de diversas formas e dimensões.

A estrutura básica de um sistema de apoio à decisão em drenagem urbana é apresentada no capítulo 4. Neste capítulo são apresentados os seus módulos componentes, suas tarefas e quais destes módulos serão abordados no estudo. Aqui também se apresenta a estrutura metodológica proposta para avaliação da drenagem em bacias urbanas, considerando os modelos matemáticos a serem aplicados e a caracterização das funções de custo que compõem a função objetivo.

Nos capítulos 5, 6 e 7 são descritas as aplicações realizadas em duas bacias urbanas, apresentando os resultados obtidos e a avaliação da aplicabilidade e eficiência da metodologia proposta. A análise da incerteza nos resultados, envolvida no processo de simulação, com relação ao parâmetro mais sensível, é apresentada no capítulo 8.

O capítulo 9 apresenta um conjunto de funções e valores médios para o auxílio ao planejamento da drenagem urbana obtidas a partir dos resultados do estudo, além de uma aplicação ilustrativa destas ferramentas ao município de Porto Alegre.

As conclusões obtidas a partir do estudo, ressalvas às aplicações futuras e recomendações para continuidade estão listadas no capítulo 10. As referências bibliográficas citadas ao longo do texto estão listadas na seqüência.

O Anexo A1 apresenta as relações monetárias utilizadas no período de desenvolvimento do estudo bem como as planilhas de orçamento para as diversas obras de drenagem urbana. O Anexo A2 mostra as planilhas-resumo dos resultados par as bacias estudadas e as funções de forma e vazão dos reservatórios otimizados.

2. SISTEMAS DE SUPORTE À DECISÃO

2.1. Caracterização

Os sistemas de suporte à decisão tiveram a sua origem no início da década de 70, a partir do trabalho de Michael S. Scott Morton, que delineou os principais conceitos envolvidos no sistema que ele denominou Sistema de Decisões Gerenciais (Scott Morton, 1971 apud Loucks, 1995). Este sistema compreendia estruturas computacionais interativas que tinham o objetivo de auxiliar os responsáveis pela tomada de decisões a utilizar dados e modelos para solucionar problemas não muito bem delineados, chamados de não-estruturados (Sprague, 1980).

Seguindo as linhas de trabalho desenvolvidas por Morton, um grupo de estudiosos do Laboratório de Pesquisas da IBM na Califórnia elencou princípios básicos que devem estar presentes em qualquer sistema de apoio à decisão (Freitas, 1996), que são os seguintes:

- Um SSD deve possuir um conjunto de recursos em diálogo, dados e construção de modelos, equilibrado e facilmente utilizável por usuários não-técnicos;
- Deve apresentar três níveis de tecnologia:
 1. SSD específico : um sistema que possibilite que o gestor ou operador trabalhe com um conjunto de problemas afins;
 2. Gerador de SSD : um pacote de hardware e software com recursos para o desenvolvimento de um SSD específico;
 3. Ferramentas para SSD : conjunto de hardware e software que possibilitem o desenvolvimento de um SSD específico ou de um gerador de SSD. Este é o mais importante pois ele dita o avanço de um sistema de suporte à decisão.
- Visa principalmente ao usuário não técnico em computação, ou seja, seu desenvolvimento parte do pressuposto de uma interface auto-explicativa;
- Deve priorizar a interatividade entre o sistema e o operador, possibilitando a adaptabilidade e flexibilidade às alterações no ambiente.

Apesar da não consolidação de uma teoria dos sistemas de apoio à decisão, vários autores seguiram as linhas de Morton e consolidaram conhecimentos ao longo do tempo, determinando conceitos e características básicas de um SSD.

Segundo Sprague e Carlson (1982) apud Sprague e Watson (1991), os sistemas de suporte à decisão são um conjunto de ferramentas computacionais que auxiliam os responsáveis

pela tomada de decisões a enfrentar problemas estruturais através de uma interação direta com modelos de dados e análises.

Câmara et al. (1990) concordam com a definição de Sprague e Carlson, e afirmam que o objetivo principal de um sistema de apoio à decisão é auxiliar na tomada de decisões na solução, principalmente de problemas semi-estruturados.

Os problemas semi-estruturados são aqueles que apresentam um ambiente não totalmente compreendido, não permitindo uma descrição analítica completa do problema.

Jonhson (1986) define um sistema de apoio à decisão como sendo um conjunto integrado de hardware e software computacional facilmente utilizável por gestores ou operadores como auxiliar na implementação e operação de decisões e no estudo do desempenho provável do sistema. O autor ressalta a possibilidade da existência de um sinergismo entre homem e máquina permitindo a inserção do julgamento do operador no processo de análise.

Segundo Sprague e Carlson (1982) apud Sprague e Watson (1991), esta interação é o ponto diferencial entre os SSD e os usos de processamento e operação tradicionais, visto que os SSD requerem uma simbiose entre usuário e sistema para um resultado eficaz.

Para Meador e Mezger (1984) o SSD é um sistema que proporciona suporte analítico e computacional em situações onde é necessário integrar julgamento, experiência e discernimento por parte dos decisores, auxiliados pela geração de modelos e apresentação através de computador.

Mann e Watson (1984) apud Hogue (1987) definem um sistema de suporte à decisão como um sistema interativo que proporciona ao usuário acesso fácil a modelos decisórios e dados, a fim de dar apoio a atividades de tomada de decisões semi-estruturadas ou não-estruturadas.

Segundo Hogue (1987) os sistemas de apoio à decisão tem como objetivo ajudar os responsáveis pela tomada de decisões de médio e alto nível em decisões importantes.

Santos (1991) caracteriza os SSDs a partir de seus objetivos e da informação utilizada associados a cada nível de tomada de decisão. A Figura 2.1 mostra um diagrama simples utilizado pelo autor.

Segundo o autor a informação necessária dependerá do assunto abordado e do nível de tomada de decisão desejado. Afirma ainda que as ferramentas de SSD a serem aplicadas estão intimamente ligadas ao tipo de decisão, à resolução espacial e temporal da informação do julgamento e perícia dos usuários.

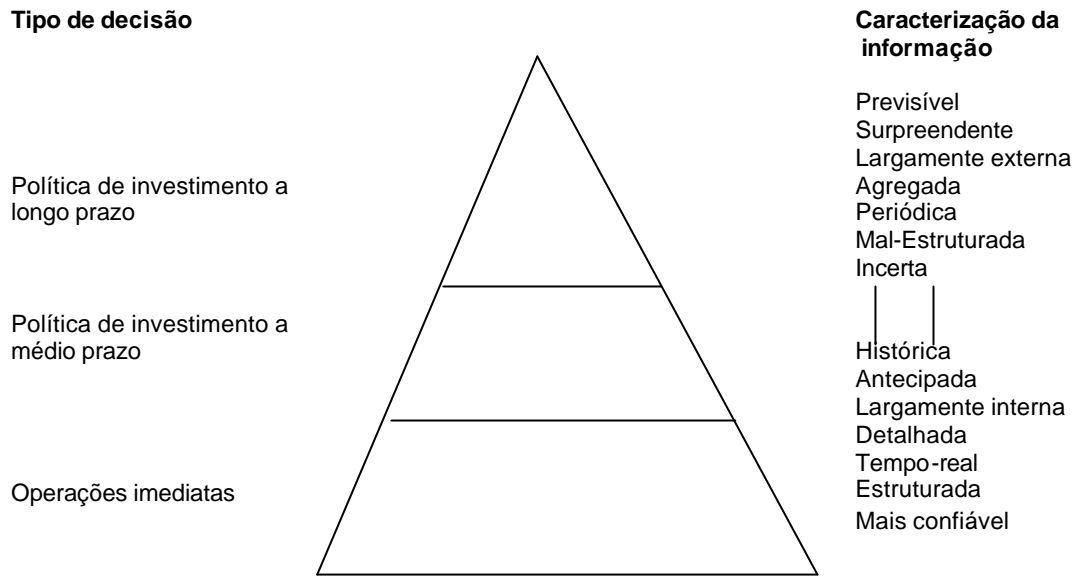


Figura 2.1 Características da informação associadas com vários tipos de decisões
(Fonte: Santos, 1991)

Loucks (1995) afirma que os sistemas de suporte à decisão podem ser considerados como “criados”, especialistas, ou mestres, disponíveis para o usuário em um ambiente interativo a ajudá-lo no direcionamento da solução de problemas particulares ou no estudo de questões rapidamente.

Como se pode observar pelos vários conceitos de SSD citados pelos autores, uma série de aspectos estão consolidados e não têm contestação, como a necessidade da interação usuário-máquina e a função de auxílio na tomada de decisões; no entanto há muita divergência sobre o que é um sistema de apoio à decisão em sua totalidade, e como classificar um sistema computacional em SSD ou não.

Para solucionar estas questões vários estudos foram realizados de forma a analisar os sistemas de suporte à decisão existentes e classificá-los.

Alter (1977) e Aleter (1980) apud Sprague (1980) examinou cerca de 55 sistemas descrevendo suas características. Keen (1980) apud Sprague (1980) indicou e comparou cerca de 30 sistemas passíveis de serem considerados SSD.

Estes e outros trabalhos permitiram a identificação de características comuns entre SSD, tais como:

1. Os sistemas de suporte à decisão tendem a serem voltados para problemas pouco estruturados e menos especificados com os quais os gerentes de alto nível se deparam;

2. Utilizam modelos ou técnicas analíticas combinados com funções tradicionais de acesso e recuperação de informações;
3. Concentram-se de forma mais específica em recursos que facilitem seu uso para pessoal não especializado em computação com ênfase interativa;
4. Possibilitam a adaptação à mudanças no ambiente e na abordagem à tomada de decisões utilizada pelo usuário.

São muitos os recursos que um SSD pode apresentar, visando especificamente a obtenção de resultados para cada situação buscando uma harmonia entre suas partes constituintes e facilitar a manipulação pelo usuário. Segundo Loucks (1995) os sistemas de suporte à decisão podem conter:

- Modelos de otimização e simulação que encontrem valores das variáveis de decisão ou indicadores do desempenho do sistema dadas entradas e restrições.
- Sistemas de informação geográfica que permitem a análise e exibição de dados espaciais.
- Algoritmos genéticos que possam auxiliar na calibração dos modelos de processos físicos e químicos assim como determinar valores dos parâmetros dos sistemas projetados e políticas de operação.
- Redes neurais que possam aprender a reproduzir resultados de processos complexos e ainda servir como “caixas-pretas” para estes processos.
- Sistemas especialistas com base de conhecimento que podem processar regras e símbolos para tirar conclusões principalmente através de seqüências de inferências lógicas ou plausíveis e que podem fornecer aos usuários uma explicação de como aquelas conclusões foram obtidas.
- Pacotes estatísticos e gráficos para a análise de dados

A presença ou ausência de algum destes componentes dependerá exclusivamente do tipo de abordagem que se deseja ao problema, do tipo de questionamento e da disponibilidade de software e hardware para a sua aplicação.

2.2.Componentes de um SSD

A grande maioria dos autores concorda que um sistema de suporte à decisão tem três componentes ou sub-sistemas que devem sempre estar presentes: de dados, modelos e diálogo.

De uma maneira geral o subsistema de dados inclui um banco de dados, um diretório de dados, um arquivo ajuda ao usuário e uma função de acesso a fontes externas de dados ou conexão com outros sistemas.

O subsistema de modelos deve facilitar o manejo e a execução dos modelos disponíveis e incluir combinações adequadas entre o diálogo e a base de dados. Para atingir estes objetivos o sistema deve incorporar um diretório dos modelos existentes, uma função para controlar e estabelecer conexões entre os modelos, um processador para interpretar as instruções do diálogo e, finalmente, um contato com o subsistema de dados.

O subsistema de diálogo deve apresentar uma interface para manejar aspectos sintáticos da interação, usar uma função de controle de linguagem para determinar a semântica e manter o contexto das interações e usar um tradutor entre o vocabulário do usuário, o sistema interno dos modelos e o acesso aos dados.

Sprague (1980) afirma que um SSD deve ser composto por um banco de dados, um banco de modelos e um sistema de software complexo para permitir a utilização pelo usuário (Figura 2.2). O banco de dados e de modelos com alguns componentes inter-relacionados e o sistema de software sendo composto de três conjuntos de recursos: o software para gerenciamento de banco de dados, o software para gerenciamento do banco de modelos e o software para gerenciamento da interface entre o usuário e o sistema.

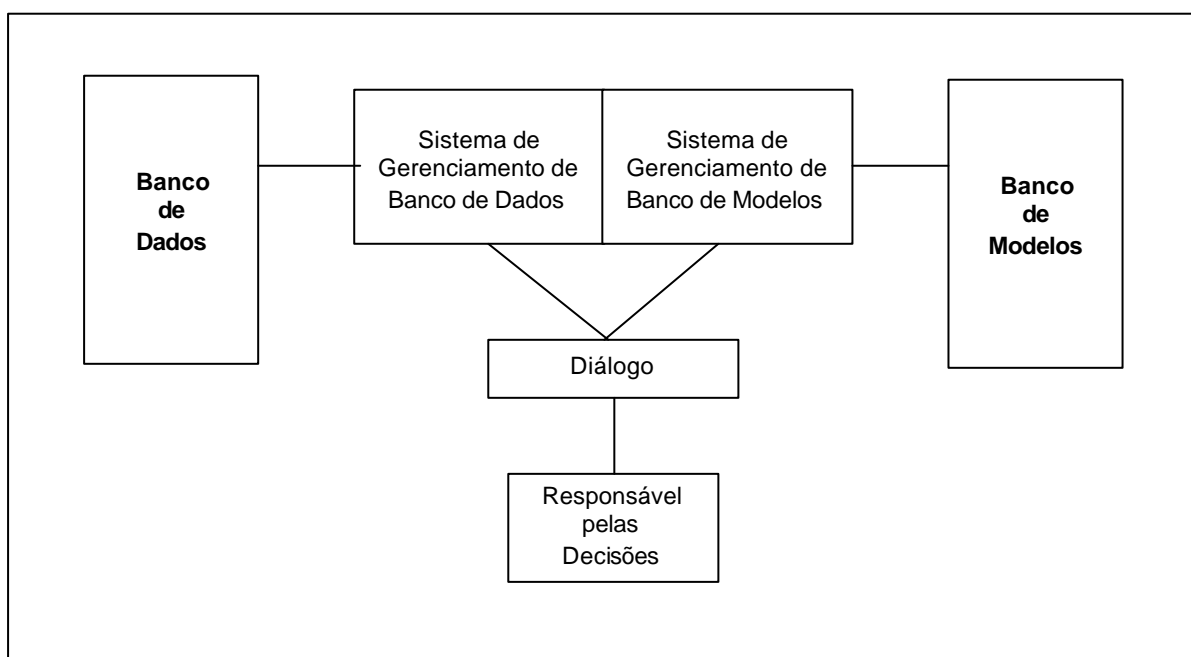


Figura 2.2. Componentes de um Sistema de Suporte à Decisão
(Fonte: Sprague,1980)

Segundo Johnson (1986), o sistema de suporte à decisão deve incorporar capacidades de entrada, armazenamento e recuperação eficiente de dados, capacidade de processamento de informações e um contato amigável com o usuário. O autor afirma que grande ênfase deve ser direcionada para o uso amigável, pois permite ao decisor evitar a necessidade de intermediários na operação, uma situação que é inconveniente e reduz a confiança do usuário no sistema.

Uma breve descrição de cada subsistema é apresentada a seguir, com ênfase em suas características principais e funções relacionadas.

2.2.1. O subsistema de dados

O subsistema de dados é o responsável por toda informação constante no SSD e pela facilidade de manuseio pelo usuário. O banco de dados de SSD deve apresentar informações de diversas fontes e as mais variadas possíveis, de forma a permitir ao usuário a melhor representação da realidade. Sprague (1980) ressalta este aspecto como o principal ponto diferencial entre o banco de dados de sistemas quaisquer e o de SSD, ou seja, os bancos de informações disponíveis em um SSD deve ser bem mais rico e além disso permitir a extração e obtenção de dados a partir de inúmeras fontes. O autor acrescenta ainda que este subsistema deve possibilitar acréscimos e mudanças rápidas em suas informações em resposta a solicitações do usuário, sendo assim extremamente flexíveis.

Os subsistemas de dados devem apresentar as seguintes características em um sistema de suporte à decisão:

- Capacidade de combinar diversas fontes de dados através do processo de extração e obtenção de dados;
- Capacidade de acrescentar e excluir fontes de dados de forma rápida e fácil;
- Capacidade de retratar estruturas de dados lógicas de modo que o usuário compreenda o que está disponível e possa especificar os acréscimos e exclusões necessários;
- Capacidade de lidar com dados pessoais e não oficiais de modo que o usuário possa testar alternativas com base em seu julgamento pessoal;
- Capacidade de gerenciar esta ampla variedade de dados com uma gama de funções de gerenciamento de banco de dados.

2.2.2. O subsistema de modelos

O processamento da informação existente em um SSD ou fornecida pelo usuário é realizado a partir do subsistema de modelos, que incorpora um conjunto de processos algorítmicos para a geração das informações que vão dar suporte à tomada de decisão.

Os modelos constantes deste subsistema podem ser classificados segundo o seu propósito, como tratam a aleatoriedade e segundo a generalidade de sua aplicação (Freitas,1996). Segundo o propósito dos modelos estes podem ser do tipo descritivo ou de otimização. Um modelo de descrição compromete-se a descrever o comportamento de um determinado sistema sem buscar necessariamente uma solução ótima como nos modelos de otimização.

Segundo a consideração de aleatoriedade estes modelos podem ser estocásticos ou determinísticos. Os modelos do tipo estocástico levam em consideração a natureza probabilística do sistema, abordando os resultados como parte de algum tipo de distribuição estatística que considere os erros aleatórios envolvidos. O comportamento determinístico dos modelos não leva em consideração a natureza probabilística do sistema, e consideram a uma determinada entrada no sistema sempre a mesma saída. De forma geral, os modelos envolvidos neste subsistema de SSD são do tipo determinístico, pois são mais simples e fornecem resultados satisfatórios na grande maioria dos casos. Quando as incertezas dos processos, informações e mesmo dos modelos são introduzidas o SSD incorpora conceitos probabilísticos na tomada de decisão.

No que se refere à generalidade de aplicação um modelo pode ser desenvolvido especificamente para ser usado em um único sistema ou pode ser aplicável a muitos sistemas. Em geral os resultados melhores são obtidos com modelos específicos, mas os gerais possibilitam uma aplicabilidade maior.

O subsistema de modelos dentro de um SSD deve ter consigo a facilidade de gerenciamento dos diversos modelos presentes, assim como no subsistema de dados. Segundo Sprague e Watson (1991) um SSD deve incluir recursos para agir no sub-sistema de modelos, tais como:

- capacidade de criar novos modelos de forma rápida e eficiente;
- capacidade de catalogar e manter uma ampla variedade de modelos;
- capacidade de inter-relacionar esses modelos através do banco de dados;
- capacidade de acessar e integrar blocos;
- capacidade de gerenciar o banco de modelos com funções análogas às usadas para o gerenciamento de bancos de dados.

2.2.3. O subsistema de diálogo

O subsistema de diálogo é o responsável pela promoção do processo de interação entre usuário e sistema, sendo na grande maioria das vezes o próprio sistema aos olhos do usuário. Sprague (1980) considera este subsistema extremamente importante para a avaliação do comportamento e flexibilidade de SSD, sendo considerada como a interface usuário/sistema.

O subsistema de diálogo pode ser dividido em três partes:

1. Linguagem de ação : o que o usuário pode fazer ao se comunicar com o sistema. Inclui opções como a disponibilidade de um teclado padrão, teclas de função, painéis que respondem a toques, joystick, comandos em voz, mouse, etc.
2. Linguagem de apresentação : o que o usuário vê. Este item contém recursos como saída de vídeo, impressoras, plotters, áudio, etc.
3. Banco de conhecimentos: o que o usuário tem que saber. Compõe-se daquilo que o usuário precisa saber para fazer uso do sistema, isto pode ser conhecimento do próprio usuário, de um manual de instruções, de um help on-line, etc.

Sprague (1980) analisou as características desejadas para o subsistema de diálogo em um SSD:

- capacidade de lidar com diversos estilos de diálogo, talvez com a capacidade de passar de um estilo para outro, de acordo com a escolha do usuário;
- capacidade de trabalhar com ações do usuário em diversos meios;
- capacidade de apresentar dados em diversos formatos e meios;
- capacidade de proporcionar suporte flexível ao banco de conhecimentos do usuário.

Uma interface eficiente e de fácil manipulação deve conter (Loucks,1995):

- Consistência de entrada de dados, exibição, ações de controle e procedimentos operacionais;
- Mínimo número de ações de entrada de usuário, carga em memória e tempo de aprendizado;
- Compatibilidade de dados de entrada com exibição da informação e com os passos requeridos;
- Flexibilidade de controle para entrada e saída de dados, para operações sequenciais de modelos e para necessidades e exigências de usuários diferentes.

2.3.Desenvolvimento de um SSD

O processo de construção de um sistema de suporte à decisão segue linhas traçadas há quase 30 anos de pesquisa e experiência. O conhecimento necessário ao desenvolvimento efetivo de um SSD vem primeiro de um entendimento das questões e processos envolvidos, do conhecimento das informações necessárias, responsabilidades, capacidades e preferências dos usuários potenciais. O conhecimento técnico de ciência da decisão, pesquisa operacional, ciência da computação, gerenciamento de banco de dados e sistemas de informação, psicologia, ciência cognitiva, fatores humanos e comportamento organizacional, são necessários, mas não suficientes. A construção efetiva de interfaces usuário-modelos necessita não apenas do conhecimento dos aspectos técnicos de modelos e computadores, mas também de características particulares sociais e econômicas dos usuários potenciais e de suas instituições (Loucks, 1995).

Um SSD deve conter os componentes essenciais e aplicáveis à solução dos problemas relacionados ao objeto de aplicação, por exemplo na área ambiental ou em engenharia de recursos hídricos. Estes componentes devem fornecer rapidamente informações que dêem suporte aos decisores em qualquer nível de tomada de decisão.

A maioria dos construtores de SSD inicia o seu desenvolvimento por seus modelos matemáticos e então decidem que tipo de interface ao usuário adicionar de forma a auxiliar o entendimento do decisor e controlar os modelos e entradas e saídas. Esta abordagem enfatiza os modelos, tendo as interfaces visuais apenas como os veículos que facilitam o diálogo com os modelos. Uma abordagem alternativa se constitui no desenvolvimento inicialmente da interface seguida então pela inserção dos modelos matemáticos. Isto ajuda o analista a entender a visão e os conceitos envolvidos com o usuário potencial.

O desenvolvimento de um SSD deve envolver a participação de usuários e analistas desde o início do processo, pois os usuários (planejadores e decisores) trazem o conhecimento dos problemas e das soluções necessárias. Os analistas detêm o conhecimento das capacidades do software, dos algoritmos e dos modelos. Para este tipo de interação a alternativa de desenvolvimento inicial da interface acelera em muito o processo, visto que quando for iniciada a escrita da programação dos modelos os usuários já estarão familiarizados com a interface. Vários estudos (Fedra et al., 1992; Labadie et al., 1989; Loucks, 1995) têm enfatizado a necessidade do desenvolvimento de protótipos de interface antes do desenvolvimento do SSD completo.

O processo de desenvolvimento ideal de um sistema de suporte à decisão ilustrado pela maioria dos autores é mostrado na Figura 2.3.

O início do desenvolvimento do SSD vem da conversão do modelo mental do usuário para aquele entendido pelo analista ou implementador do SSD. Uma vez que ambos concordem que o entendimento do analista está correto e satisfatório, inicia-se então a fase de desenvolvimento. Nesta fase o processo entendido pelo analista deve ser traduzido para um modelo formal ou conjunto de modelos. Este pode ser expresso na forma de um fluxograma ou um pseudo-código juntamente com a interface visual. Uma vez aceito por ambos o estágio de programação deve iniciar. Quando o SSD estiver rodando no computador tem início então a fase de testes e uso. Em seguida modificações do sistema são testadas, de forma a melhorar o seu ajuste ao problema em questão. O estágio final deve continuar o tempo necessário e desejado. Descrições de processos de concepção de SSD podem ser encontradas em muitas publicações (Cleveland e McGill, 1985; Schmid, 1983; Loucks, 1995).

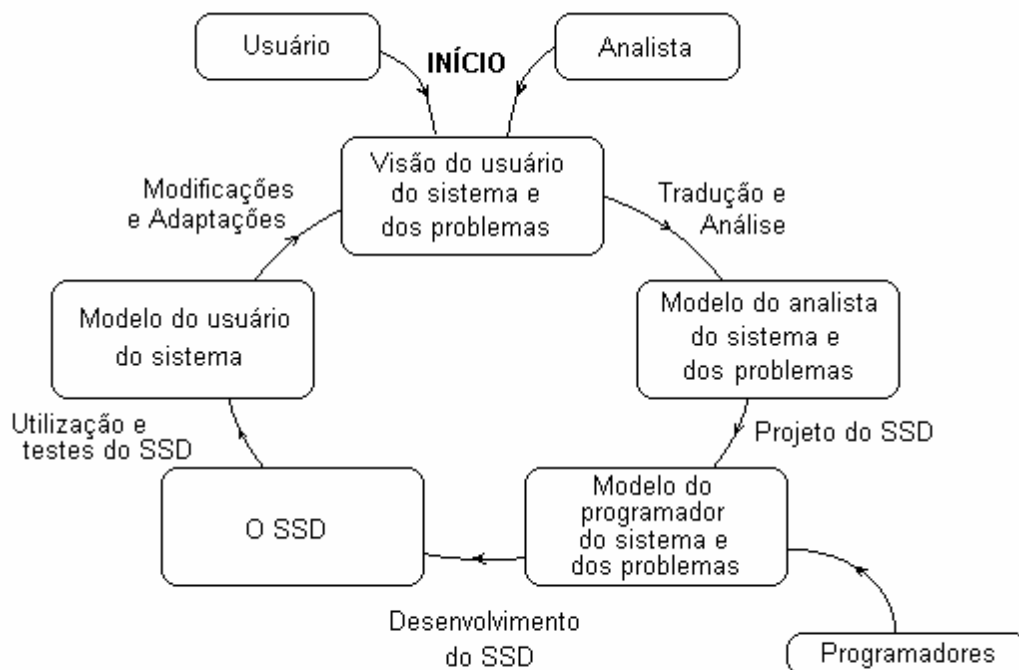


Figura 2.3 Processo de desenvolvimento de um SSD
(Fonte: Loucks, 1995)

2.4. Os SSD em Recursos Hídricos

A necessidade de tomada de decisão está bem caracterizada quando o sistema envolve o gerenciamento dos recursos hídricos, seja pela possibilidade da escassez da água, por problemas de cheias ou degradação dos corpos hídricos. Estes problemas em geral apresentam-se muito complexos, com um grande número de variáveis envolvidas e sem um padrão definido de abordagem para todos os casos.

Fedra (1995) afirma que o objetivo final de um SSD aplicado ao gerenciamento de recursos naturais, como a água, deve ser melhorar o planejamento e o processo de tomada de decisão, fornecendo informação útil e cientificamente correta para os “atores” envolvidos neste processo, incluindo autoridades públicas, planejadores e cientistas e o público em geral.

A grande disseminação dos sistemas de suporte à decisão no campo dos recursos hídricos pode ser justificada pelas características listadas acima, associadas ainda a uma grande evolução dos computadores pessoais e à queda de custo da informação e de seu processamento. Segundo Labadie e Sullivan (1986) dois pontos principais podem ser citados como responsáveis pelo crescimento da procura pelos sistemas computacionais de apoio:

- A revolução dos microcomputadores e
- o aumento na aceitação das técnicas de inteligência artificial.

Segundo os autores, os microcomputadores pessoais mudaram dramaticamente a atitude da sociedade com relação à visão que tinham dos computadores, saindo de máquinas gigantescas inacessíveis a leigos para sistemas amigáveis e facilmente manipuláveis. A queda de custo e o surgimento de softwares cada vez mais amigáveis, como sistemas de gerenciamento de base de dados possibilitaram o uso destas ferramentas por qualquer pessoa, associado a isto o advento dos sistemas em rede possibilitou uma transmissão mais rápida, segura e com menor custo da informação.

O avanço dos microcomputadores foi acompanhado ainda por avanços nos sistemas de fornecimento de informação, como coleta de dados ambientais de todos os tipos, e de parâmetros como vazão, pressão e qualidade da água. A telecomunicação por satélite, rádio e rede mundial de computadores, em tempo real, possibilita uma atualização muito mais rápida e eficiente das bases de dados utilizadas nos processos de simulação.

Outro ponto importante segundo os autores foi o aumento da aceitação das técnicas de inteligência artificial entre os usuários dos modelos. Há algumas décadas os engenheiros e especialistas da área de recursos hídricos criaram uma barreira forte contra este tipo de abordagem por considerarem o seu conhecimento uma fonte de informações indispensável ao processo de tomada de decisão, no entanto este empecilho tem sido aos poucos superado através de aplicações bem sucedidas destas técnicas.

Johnson (1985) comenta a variedade de aplicações dos sistemas de apoio à decisão em recursos hídricos, como na área de abastecimento de água, sistemas de alerta de enchentes, operação de reservatórios e planejamento auxiliado por computadores. Segundo o autor o uso de SSD em recursos hídricos possibilita :

- Concentração de visão na decisão e não apenas no processamento dos dados;
- Melhoria na precisão e confiabilidade do processamento da informação;
- Redução da especialização em programação e necessidade de treinamento;
- Respostas gráficas rápidas dos resultados para o gerente de decisões e melhor comunicação e documentação;
- Maior eficiência nas operações de sistemas hídricos;
- Redução de custo de investimento através de uma melhor operação das estruturas existentes;
- Melhoria nas respostas e análises;
- Determinar regras de decisão ótimas, dada a sua grande habilidade para fornecer respostas rápidas a diversas alternativas de operação.

Segundo ainda o autor, as principais aplicações à área de recursos hídricos por ele identificadas são :

- Monitoramento de sistemas hídricos regionais;
- Operação de sistemas de abastecimento de água;
- Operação de sistemas de reservatórios;
- Sistemas de planejamento auxiliado por computadores;
- Observação e previsão do tempo regional; e
- Sistemas especializados com base em conhecimento.

A seguir são listados e comentados alguns exemplos de literatura sobre as principais aplicações de sistemas de suporte à decisão em recursos hídricos.

2.4.1. Monitoramento de sistemas hídricos

Sistemas de monitoramento em recursos hídricos em tempo real estão em ampla aplicação em todo o mundo, principalmente como ferramenta de auxílio em alertas de enchentes e outras atividades de gerenciamento de recursos hídricos. Um crescimento no número de comunidades atingidas por cheias rápidas tem causado um aumento na implantação deste tipo de sistema, baseado em tecnologias para coleta de dados hidrológicos, telecomunicação e processamento de dados. Os sistemas ALERT-1 e ALERT-2 originariamente desenvolvidos em Sacramento, na Califórnia, pelo Serviço Nacional de Clima americano, são bons exemplos (Curtis e Greecham, 1982).

Um outro exemplo, é o sistema de monitoramento por satélite do rio Colorado (CRDSS, 2004), que pode fornecer em tempo real dados sobre os recursos hídricos de um conjunto de estações espalhadas pelo estado do Colorado coordenadas pelo Escritório Central de Engenharia do estado . O sistema pode ser acessado por terminais de computadores via rede de qualquer local. Este sistema, também denominado CRDSS, teve seu início em 1994 e tem por objetivo principal o fornecimento de informação confiável que permita a tomada de decisão correta no processo de gerenciamento dos recursos hídricos da bacia do rio Colorado.

O CRDSS é composto por conjuntos de bases de dados contendo valores históricos de vazões, dados climáticos, e de uso da água, assim como dados tabelados de direito da água e regras de gerenciamento. Um SIG permite a identificação da informação geográfica. Através deste sistema computacional o tomador de decisão pode acessar dados e simular as consequências potenciais das políticas de gerenciamento.

O sistema apresenta modelos matemáticos (Big River Model) desenvolvidos pelo Bureau of Reclamation, que possibilitam a avaliação da operação de reservatórios, bem como a verificação das políticas e critérios de operação interestaduais atuais e futuros.

A bacia do rio Trinity no Texas é mais um exemplo de aplicação de um SSD visando fornecer informação em tempo-real para melhoria na prevenção e controle de enchentes. O sistema apresenta três componentes: (1) obtém, processa e armazena dados sobre precipitação e vazão; (2) estima a precipitação média na bacia, atualiza os parâmetros do modelo e prevê o escoamento; e (3) simula a operação de reservatório para regular as vazões. Versões bem conhecidas dos modelos HEC-1 e HEC-5 são utilizadas para a previsão do escoamento e operação de reservatório, respectivamente. O sistema integra estes componentes com um programa gerenciador especializado (Ford e Killen, 1995).

Freitas (1996) apresentou um trabalho em que as tecnologias de um sistema de suporte à decisão foram utilizadas com fins da determinação das séries de vazões na bacia hidrográfica do rio Ibicuí-Mirim no município de Santa Maria – RS. Para tanto foi utilizada como ferramenta de modelagem o MODHAC, um modelo hidrológico do tipo precipitação vazão determinístico e o HEC5 para simulação da operação dos reservatórios. O autor afirma que a utilização de um SSD em problemas de recursos hídricos tem a sua eficiência aumentada nos casos em que a complexidade envolvida é muito elevada e possibilita maior confiança nos resultados. Confirma também a tendência já citada em pontos anteriores do texto que o SSD é muito dependente do conjunto harmonioso de seus três elementos constituintes (dados, modelos e interface), e que se existe alguma interferência em algum destes, todo o processo pode ser inviabilizado.

2.4.2. Operação de sistemas de abastecimento de água

Sistemas de controle da operação do abastecimento de água estão também em proliferação, dada a necessidade de sistemas de controle que proporcionem maior eficiência no uso da água e custos menores, frente a aumentos de consumo de água, crescimento nos custos para novas estruturas de armazenamento e distribuição, manutenção dos sistemas e restrições de uso por problemas relacionados à falta de chuvas.

Um exemplo deste tipo de SSD é o sistema desenvolvido pelo Conselho de Serviços Metropolitanos de Melbourne, Austrália, que pode ser considerado um sistema típico de coleta de informações e modelagem (Cosgriff et al., 1985). Este sistema apresenta modelagem computacional interativa, monitoramento e um sistema que faz uso de computação gráfica como auxílio às operações de controle. A aplicação de técnicas de modelagem e telemetria computadorizada revolucionou o planejamento e operação do abastecimento de água de Melbourne, fornecendo subsídios para alterações mais eficientes e baratas. O uso destas ferramentas provocou um aumento no conhecimento do sistema hidráulico, treinamento operacional e melhoria na integração entre o corpo técnico e administrativo.

Segundo Pingry et al (1991) um SSD para projetistas de sistemas de abastecimento deve trabalhar com quantidade e qualidade de água. As decisões envolvidas incluem aquisição, distribuição, tratamento e reuso eficientes dos recursos hídricos, assim como da disposição dos efluentes. O autor apresenta o WSDM (Water System Design Model) como uma ferramenta auxiliar à tomada de decisão em sistemas de distribuição e tratamento regionais. Este sistema se caracteriza por trabalhar através dos chamados “nós”, ou seja pontos específicos de

localização com características também específicas. Segundo o autor este sistema assume cinco tipos de nós:

1. Nós de fonte: denotam apenas pontos em que a água entra no sistema. Podem representar cabeceiras de rios, aquíferos, lagos, reservatórios, etc. Em termos de qualidade podem ser cada ponto de poluente com suas características.
2. Nós de usuário: representa vários tipos de usuários associados ao sistema hídrico. A demanda de cada usuário é expressa como uma quantidade e/ou qualidade específica de água.
3. Nós de tratamento: Os nós de estações de tratamento mostram o potencial de tratamento local, através da remoção dos poluentes da água.
4. Nós de rios: permitem o fluxo da água e dos poluentes ao longo dos segmentos de rio, através destes podem ser adicionados ou removidos poluentes;
5. Nós de contorno : estes permitem a remoção da água do sistema. Em geral incluem qualquer ponto em outra região geográfica, evaporação e recarga de água subterrânea.

Os WSMD apresentam quatro partes bem distintas: (1) restrições de balanço hídrico; (2) restrições de balanço de massa; (3) restrições de padrões de qualidade e (4) função objetivo.

As restrições impostas são próprias de cada caso analisado, levando em consideração as variações em quantidades de água e poluentes que entram e saem em cada nó. A função objetivo utilizada depende do objetivo buscado e da consideração do grau de influência de cada variável envolvida no processo. O autor cita como exemplo a consideração da minimização do somatório dos custos envolvidos com tubulação, tratamento, coleta e disposição de efluentes, levando em consideração o caráter linear e não-linear de cada custo.

Um sistema de suporte à decisão chamado MOSTWATAR (Model for Optimum Selection of Technologies for Wastewater Treatment and Reuse) (Dinesh & Dandy, 2003) encontra-se em uso na Austrália para fornecer subsídios a tomada de decisão sobre a eficiência e custos de tecnologias para reciclagem e reuso da água servida.

Este sistema apresenta uma base de dados composta por características de rendimento e valores de investimentos comumente utilizados nas técnicas de reciclagem, além de um módulo de otimização baseado em algoritmos genéticos para gerar e otimizar seqüências de tratamento. O sistema contém também um guia para reuso da água aplicado em vários estados australianos. Segundo o autor, este modelo objetiva, principalmente, auxiliar planejadores e tomadores de decisão na escolha técnica-econômica de tecnologias de reciclagem e ajudar na seleção das cinco melhores seqüências de tratamento para um determinado uso e local, características da água servida e vazões. Os resultados obtidos com este sistema têm mostrado a

grande utilidade de uma ferramenta deste tipo na seleção das melhores tecnologias para reciclagem e reuso da água.

2.4.3. Operação de sistemas de reservatórios

Uma outra grande área de aplicação de sistemas de suporte à decisão é a operação de complexos sistemas de reservatórios. Exemplos deste tipo de uso são muito numerosos, e os pacotes computacionais existentes incluem aqueles desenvolvidos para o sistema do rio Arkansas, o do Vale do Tennessee, o projeto do Vale Central da Califórnia, o sistema do rio Columbia, o sistema do baixo Colorado e da companhia Duke Power (Toebe e Sheppard, 1979).

Outro exemplo é mostrado por Huang (1997), onde um SSD é utilizado para a operação do reservatório Techí no centro de Taiwan. Este sistema tem como objetivo primordial determinar as vazões liberadas pelo reservatório para abastecimento humano, irrigação e produção energética em um ambiente de incertezas durante a estação seca. O ponto característico deste sistema é, segundo o autor, a sua procedure recursiva que processa observações para obter uma estimativa mais provável. Este sistema é composto por três componentes: um modelo hidrológico, um modelo de otimização e um modelo de decisão fuzzy. As simulações realizadas mostraram que o SSD pode auxiliar as autoridades governamentais na determinação da política de operação do reservatório durante a estação seca.

Este tipo de sistema foi desenvolvido inicialmente para auxiliar no planejamento e identificação de configurações de prováveis políticas de operação. Uma grande variedade de técnicas matemáticas de otimização têm sido utilizadas, como programação linear e dinâmica, buscando a identificação dos melhores projetos, que possam depois ser verificados mais detalhadamente através de simulações. Com sistemas de reservatórios implantados, os SSD buscam auxiliar na operação destes sistemas, usando dados em tempo real ligados a modelos computacionais. As análises realizadas compreendem conservação de reservatórios e operações de controle de cheias, cumprimento dos objetivos de abastecimento, redução dos prejuízos de enchentes, potencial hídrico, navegação, qualidade da água, pesca, melhoria da vida natural e recreação.

Outros sistemas ligados a operação de reservatórios são mostrados por Bouchart e Goulter (1998) e Arumugam e Mohan (1997).

2.4.4. Sistemas de planejamento auxiliado por computadores

Planejamento auxiliado por computador é um termo que foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Cornell para denominar programas computacionais escritos para facilitar a definição e avaliação dos impactos econômicos e ambientais de alternativas de gerenciamento e planos de uso do solo, além de auxiliar o entendimento destes impactos pelos tomadores de decisão. O pacote desenvolvido por Cornell compreende uma rede interconectada de subrotinas para entrada e gerenciamento de informação geográfica e outras bases de dados relevantes para gerenciamento da água e planejamento do uso do solo (Loucks et al., 1985). Os tópicos de modelagem se concentram em qualidade da água, enchentes, operação de reservatórios e planejamento de uso do solo. Este sistema já foi aplicado no planejamento de uso do solo em Long Island e planejamento de redução de enchentes e gerenciamento da qualidade da água em Portugal, por exemplo. Estes sistemas se caracterizam pela portabilidade, baixo custo, fácil uso e grande aplicabilidade.

O US Army Corps of Engineers Institute of Water Resources (IWR, 2003) desenvolveu um software de apoio à decisão em estudos de planejamento de bacias e restauração ambiental. O IWR-PLAN possibilita o auxílio na formulação e combinação de soluções para o planejamento ambiental, determinando os efeitos de cada plano proposto. O sistema permite a comparação através de análises de custo-benefício e de custos incrementais, identificando qual o plano que representa o melhor investimento. Este software encontra-se disponível para download na rede mundial de computadores, em http://www.pmcl.com/iwrplan/General_Info/overview.htm.

O IWR-PLAN permite a execução de análise de sensibilidade das variáveis envolvidas, com uma interface gráfica bastante desenvolvida e ajuda on-line.

Navarro e Garcia (1994) apresentaram um sistema de apoio à decisão integrado de planejamento (IPDSS), que tinha como principal objetivo a avaliação de risco e vulnerabilidade geológicos. Simultaneamente possibilita ao planejador urbano organizar, analisar, modificar e reavaliar as atividades de planejamento e uso do solo. Este sistema incorpora um SIG e modelos numéricos com interface, possibilitando ao usuário um ambiente amigável para modelagem de vulnerabilidade e os riscos envolvidos.

IPDSS incorpora informações variadas, como: topografia, declividades, geologia superficial e subterrânea, geomorfologia, solos, tipos de cobertura, usos do solo, hidrologia, sociologia, precipitação e mapas de inundação. O sistema considera na análise de vulnerabilidade a sensibilidade do ecossistema, a vulnerabilidade econômica e da infra-estrutura social.

Um outro sistema de apoio à decisão para o gerenciamento de uso do solo em bacias hidrográficas é o GIBSI (Villeneuve, 2004). Este sistema permite aos tomadores de decisão no gerenciamento dos recursos hídricos explorar várias opções para modelagem em bacias, tanto em termos quantitativos quanto qualitativos.

Este sistema é composto de um SIG associado a um sub-sistema de gerenciamento de dados relacionais e modelos de simulação com base física (HYDROTEL, modelo hidrológico; USLE e ROTO, modelos de erosão em solos e rios; SWAT/EPIC, modelos de transporte de fontes agrícola-químicas; e QUAL2E, modelo de qualidade da água).

Segundo o autor, o sistema GIBSI está voltado para dois tipos de usuários: gerenciadores de recursos hídricos e profissionais especializados da área. Os profissionais especialistas são pessoas que instalam o sistema em uma determinada bacia de estudo, enquanto os tomadores de decisão são usuários do dia-a-dia que realizam simulações para diversos cenários de gerenciamento.

A utilização do sistema é aconselhável para sub-bacias com áreas médias de 3,5 a 7000 Km². A interface amigável possibilita ao usuário a avaliação dos impactos de várias práticas agrícolas, como quantidades de fertilizantes utilizadas e rotação de culturas, por exemplo, além de planos de usos industriais e municipais. O sistema está atualmente em avaliação através da aplicação à bacia do rio Chaudière ao sul da cidade de Québec, Canadá.

WATERSHEDSS é um sistema de suporte à decisão e educacional desenvolvido por um grupo de pesquisa em qualidade de água da Universidade Estadual da Carolina do Norte, destinado ao auxílio no gerenciamento de bacias predominantemente agrícolas com relação à poluição difusa em rios, lagos e banhados (Osmond et al., 1997). O sistema apresenta três objetivos bem definidos:

- ◆ Transferência de informação – disseminar informação sobre qualidade da água e tratamento do solo para gerenciadores de bacias visando auxiliá-los no processo de tomada de decisão;
- ◆ Caracterização da bacia – permitir a determinação das fontes difusas de poluição na bacia através da informação e decisões fornecidas pelo usuário;
- ◆ Avaliação da bacia – Avaliar através de sistemas de modelagem e de informação geográfica os efeitos de alternativas de tratamento em cenários diversos.

Este sistema tem ainda um ponto a ser ressaltado: está disponível na rede mundial de computadores no endereço: <http://www.bae.ncsu.edu/bae/programs/extension/wqg>

WATERSHEDSS apresenta seis componentes principais:

- Uma interface em hipertexto: esta fornece links para as outras partes do sistema e possibilita a entrada de informações do usuário através de respostas a questionamentos do sistema, possibilitando também o uso de informação existente na biblioteca do sistema;
- Um componente educacional: está constituído por informações sobre qualidade da água e tratamento do solo organizadas através de tópicos disponíveis para consulta na homepage, abrangendo 24 categorias para qualidade da água, como conceitos de NPS (non-point sources), descrição de BMPs, wetlands e estudos de casos.
- Uma bibliografia em poluição difusa : oferece a possibilidade de acesso a mais de 6000 citações em NPS, com relação a tipos de poluição e alternativas de controle; através de resumos, autores, títulos e palavras-chave.
- Um banco de dados em BMPs (best managements practices) agrícolas: consiste de informação sobre a efetividade de BMPs no controle de sedimentos, fósforo, nitrogênio, coliforme fecal e demanda de oxigênio obtida de literatura. Apresenta também dados sobre a eficácia de banhados(wetlands) no controle da poluição agrícola difusa.
- Uma ferramenta de modelagem : apresenta um SIG e uma interface de um modelo de escoamento distribuído de domínio público. Este possibilita ao usuário a entrada de informações sobre pontos de geração de poluição, pesticidas e informações topológicas. Desta forma o usuário é capaz de determinar área críticas na bacia e avaliar os efeitos na qualidade da água de alternativas de controle do tratamento do solo, além de visualizar os resultados através de mapas digitais gerados pelo modelo.
- Uma base de estimativa de poluentes: se o usuário não tem certeza sobre a fonte de poluição e se o poluente é nitrogênio ou fósforo, este módulo permite que estas fontes sejam melhor estimadas. O usuário pode entrar com informações sobre o tipo de uso do solo e quantidades da bacia utilizadas, a partir disto o modelo determina os valores de poluentes para cada uso através de informação de bibliografia.

Este sistema apresenta-se como uma ferramenta muito útil no auxílio à tomada de decisão em bacias agrícolas e mostra o quanto a internet pode ser explorada como mais uma ferramenta de disseminação da informação e de melhoria da qualidade das decisões tomadas.

Outros sistemas deste tipo são mostrados por Davis et al. (1991), Câmara et al. (1990), Arnold e Orlob (1989) , Stansbury et al. (1991) e Orlob (1992).

2.4.5. Observação e previsão do tempo

O uso de SSD na previsão e observação climática teve o seu maior avanço através do Programa para Serviços de Observação e Previsão Regional (PROFS) localizado em Boulder, Colorado (Johnson,1985). Este se constituía em um projeto de pesquisa da Administração Oceânica e Atmosférica Nacional direcionado para melhorar em curto prazo os serviços de previsão climática. A abordagem seguida era desenvolver um sistema para coletar, processar e exibir dados necessários ao estudo de eventos climáticos em tempo real em um ambiente de trabalho operacional. Existem cinco fontes básicas de dados de entrada para o PROFS:

1. Reflectividade de radar e dados de velocidade de radar Doppler;
2. Dados de satélite visível e imagens infra-vermelhas;
3. Observações aéreas do Serviço Nacional de Clima, observações terrestres, e diagnósticos e prognósticos do Centro Meteorológico Nacional;
4. Perfis de temperatura, umidade e de ventos;
5. Rede de estações meteorológicas automáticas e controladas por computador.

Este sistema se caracteriza pela grande necessidade de capacidade de processamento, solicitando a presença de workstations para realização das simulações. Apresenta grande capacidade de exibição de resultados, com interfaces gráficas ricas em detalhes, tanto em escala nacional, regional ou local. Estas características permitem ao usuário uma completa interpretação dos resultados rapidamente, possibilitando decisões em previsões bem melhor estruturadas que podem evitar grandes prejuízos por ação de eventos climáticos destrutivos.

2.4.6. Sistemas especializados com base em conhecimento

Os sistemas especialistas baseados em conhecimento (KBES) são programas computacionais baseados em técnicas de inteligência artificial, projetados para alcançar o nível de performance humana na solução de problemas específicos. Acredita-se que este tipo de sistema tenha grande potencial na abordagem a problemas mal estruturados, como projetos em engenharia onde não existam procedimentos bem definidos ou que os programas tradicionais forneçam apenas soluções restritas. A base de conhecimento destes sistemas contém um conjunto de regras do tipo “se-então” e é desenvolvido através de entrevistas e questionamentos a especialistas da área. Desta forma a base do conhecimento é específica a um assunto e é distinta da estratégia de controle que manipula a base de conhecimento. A grande diferença entre

um KEBS e um algoritmo computacional é que no primeiro a seqüência de regras de seleção e aplicação não é previamente definida.

Estes sistemas ainda estão sendo vistos como área de pesquisa, e poucas aplicações reais têm sido feitas. Um exemplo é o sistema HYDRO (Fenves et al., 1984 apud Johnson, 1985), utilizado para determinar os coeficientes corretos de um modelo hidrológico para uma bacia.

2.5. Os Sistemas de Suporte à Decisão em Drenagem Urbana

Assim como nas demais áreas relacionadas aos recursos hídricos, os problemas de drenagem do escoamento urbano exigem decisões adequadas e com o menor custo. Os principais impactos quantitativos observados (Ostrowski, 1997) são:

- Aumentos locais de volume precipitado e freqüência de eventos extremos;
- acréscimos de picos e volumes escoados;
- redução de recarga de água subterrânea;
- aumento do potencial, mas decréscimo da evapotranspiração atual;
- aumento na temperatura superficial.

Segundo o referido autor a tomada de decisão no gerenciamento das águas pluviais urbanas tem como objetivos principais os seguintes:

- Ambientais
 - Recarga de aquíferos urbanos
 - Melhoria da disponibilidade de água para a vegetação urbana
 - Melhoria do clima urbano
 - Redução do consumo de água tratada para consumo pelo uso de água da chuva
 - Redução da emissão de escoamento pluvial poluído (pico e volume do escoamento, número e duração dos eventos de cheias)
 - Evitar desgaste hidráulico para pequenos corpos de água receptores
 - Melhoria na eficiência de estações de tratamento em sistemas combinados
- Técnicos
 - Reduzir vazões de pico
 - Evitar problemas de sobrecarga
 - Manter reservas para expansões de rede
- Econômicos
 - Poupar investimentos para expansão de rede devido a novas construções

- Poupar investimentos para bacias de retenção no sistema de drenagem
- Economia de investimentos para redes sobrecarregadas, ou seja, não ampliar diâmetros da rede
- Redução do custo de operação, por exemplo para abastecimento e bombeamento
- Prolongar o tempo de vida do sistema e de seus componentes
- Sócio-econômicos
 - Reduzir as taxas de abastecimento de água e de tratamento para os consumidores
 - Melhorar o bem-estar da população urbana
 - Melhoria da arquitetura urbana através de elementos dinâmicos, isto é escoamento superficial e detenções visíveis

Um exemplo de um sistema de suporte à decisão aplicado à drenagem urbana é o PCSWMMGIS (James, 1999). Este é um sistema de apoio em grupo(SSDG) via internet que apresenta avanços do modelo SWMM da EPA (Environmental Protection Agency) americana, originado em 1969 e reconhecido mundialmente como uma ferramenta eficaz no gerenciamento pluvial urbano.

O sistema PCSWMMGIS apresenta uma interface de aprendizagem/dimensionamento via internet e é expressamente desenvolvido para facilitar a aplicação pelo usuário. Este sistema coloca à disposição do usuário ferramentas para análise de erro e sensibilidade de dados de entrada e obtidos por simulação, otimização de cenários de simulação hidráulica e tutoriais animados “on-line”. Apresenta também uma interface gráfica muito rica, possibilitando o trabalho com sistemas de informação geográfica e um grande potencial de manipulação de arquivos, criação de bancos de dados, interpretação de saídas e calibração de modelos. A estrutura GIS é especialmente interessante, pois permite a criação e edição de nós e condutos de redes de drenagem com as mais variadas características, como forma de condutos, declividades, poços de visita, etc.

Em termos de modelagem numérica, o sistema possibilita o uso de modelos simples, como a equação de Manning e modelos mais complexos para simulação do escoamento pluvial, como modelos do tipo onda cinemática ou ainda hidrodinâmicos. Possibilita ainda a simulação de parâmetros de qualidade da água, como DBO e sólidos suspensos. Esta ferramenta possibilita a simulação de diversos cenários de condução e armazenamento das águas pluviais escoadas, com a determinação de hidrogramas e polutogramas resultantes.

O principal ponto de inovação deste sistema concentra-se na sua presença na rede mundial de computadores, disponível para o uso por qualquer pessoa interessada. Segundo James (1999), este processo tem como principal objetivo a disseminação da informação e das novas

técnicas de planejamento de forma transparente e contínua, buscando superar os obstáculos naturalmente impostos pela sociedade em geral com relação a soluções não convencionais.

Um outro sistema em grupo de suporte à decisão ligado à drenagem urbana é o STEEL (Ostrowski, 1997). Este sistema foi desenvolvido pela Universidade de Tecnologia de Darmstadt, Alemanha e pela Universidade de Guelph, Canadá. O STEEL (Science, Technology sustainable, Ecology for urban, Economy stormwater and Law treatment) apresenta como principais componentes:

- **Ciência do público:** este componente busca a participação da população nas decisões do grupo através da internet, aumentando a transparência dos processos envolvidos e facilitando assim a aceitação de medidas escolhidas em grupo. Este tem também a intenção de estender o conhecimento através do acesso à informação pelo público em geral.
- **Sistema de informação:** constitui a base de conhecimentos gerais do SSDG. Contém informações sobre gerenciamento do escoamento pluvial urbano na forma de: bibliografia; leis federais, estaduais e municipais; regulamentos locais; opiniões e considerações de profissionais; dados sobre poluição, economia, etc; e novos problemas identificados.
- **Módulo educacional:** este componente apresenta módulos de ensino desde a pré-escola até a universidade, buscando atingir todos os graus de necessidade de informação sobre o gerenciamento pluvial urbano.
- **BMPs para escoamento pluvial urbano:** contém muitas referências relacionadas ao estudo de BMPs nos Estados Unidos.
- **Sistema de modelagem específico:** Um conjunto de modelos para simulação quantitativa e qualitativa da água compõe este módulo fornecendo ferramentas para estimativa de parâmetros e análise de sensibilidade. Estes modelos estão ligados a uma interface SIG e permite a entrada de informações digitalizadas. Os modelos envolvidos possibilitam simulações para abastecimento de água urbano; poluição das águas urbanas, incluindo esgotos e drenagem pluvial e escoamento subterrâneo.
- **Sistema de avaliação:** este componente caracteriza-se pela possibilidade de escolha do critério de avaliação do impacto do desenvolvimento urbano sobre os recursos hídricos para utilização no SSD; este pode ser: técnico, ecológico e sócio-econômico, sendo que este último pode ser dividido ainda em nível local, regional ou nacional.

O STEEL tem por objetivo principal a busca da integração entre profissionais da área de planejamento urbano com a disseminação da informação utilizando como meio principal a

internet. Mais informações sobre o sistema podem ser encontradas no endereço <http://www.chi.on.ca.steeldss>.

As características peculiares de cada região exigem adaptações nos sistemas de forma a contribuírem efetivamente na tomada de decisão. Por exemplo, no Brasil, os sistemas deste tipo, que levem em consideração uma abordagem da qualidade da água de pluviais, devem incluir em seus algoritmos e bancos de dados, informações sobre o comportamento de sistemas mistos de coleta e tipos de resíduos sólidos predominantes, como garrafas do tipo PET e sacolas plásticas, que não representam a realidade de países desenvolvidos, mas são indispensáveis para a correta tomada de decisão em sistemas de drenagem de países em desenvolvimento.

Um SSD quase sempre traz consigo uma rotina de otimização, seja simples, como “tentativa-e-erro”, por exemplo, ou algoritmos de buscas mais avançados e robustos, como algoritmos genéticos. Esta ferramenta é de fundamental importância no processo de tomada de decisão em problemas relacionados aos recursos hídricos, pois muitas vezes estes não são claramente definidos e delimitados, dificultando em muito a determinação de uma solução rápida e eficiente, casos nos quais estas rotinas são de grande auxílio. A seguir uma descrição sobre as principais técnicas de otimização disponíveis.

4. TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS

3.1 Características

O problema geral de otimização consiste em minimizar uma função objetivo ou uma função qualquer, sujeita ou não a restrições de igualdade, desigualdade e restrições laterais. A função objetivo e as funções de restrição podem ser lineares ou não-lineares com relação às variáveis de projeto; implícitas ou explícitas, calculadas por técnicas analíticas ou numéricas.

A aplicação de técnicas de otimização em sistemas de recursos hídricos tem sido bastante difundida, principalmente na busca de parâmetros para modelos hidrológicos através de calibração (Tucci, 1998), gerenciamento de sistemas de reservatórios (Lanna, 2000), dimensionamento de sistemas de abastecimento urbano de água, entre outros.

Existem inúmeras técnicas de otimização em bibliografia, no entanto algumas são mais utilizadas na solução de problemas de recursos hídricos, seja pela possibilidade de otimizar funções implícitas, trabalharem bem com problemas não completamente estruturados ou permitirem análises de múltiplos objetivos com razoável tempo computacional. A seguir são apresentadas e descritas algumas destas técnicas.

3.2 Tipos de técnicas

As técnicas utilizadas para a otimização de funções podem ser classificadas em dois grupos principais: a otimização determinística (Deterministic Optimization) e otimização aleatória ou randômica (Random Strategies).

As técnicas de otimização podem ser ainda denominadas do tipo “restrita” ou “irrestrita”, dependendo da existência ou não de limites para a variação das variáveis avaliadas. Dentro da otimização restrita estão os métodos indiretos (Métodos Seqüenciais, por exemplo) e os métodos diretos (Programação Linear, por exemplo).

3.2.1 Técnicas determinísticas

Dentro das técnicas de otimização determinísticas, têm-se os métodos de busca direta unidimensional, como Newton-Raphson, Método da Bisseção, Aproximação Polinomial, busca Uniforme (Gill, Murray e Wright, 1981), etc. Para problemas com mais de uma variável de busca existem os métodos de primeira ordem, baseados no cálculo do gradiente; métodos de

segunda ordem, na matriz Hessiana e os chamados métodos Quasi-Newton, que utilizam a matriz Pseudo-Hessiana (Vanderplaats, 1984).

A grande desvantagem destes métodos reside na necessidade de cálculo de diferenciais, principalmente em se tratando de funções implícitas, além de apresentarem grandes dificuldades de convergência para ótimos globais com um grande número de variáveis (Galvão e Valença, 1999).

A dificuldade de solução das funções implícitas, muito comuns nos problemas de recursos hídricos, leva à grande difusão da aplicação de técnicas iterativas de busca dos pontos ótimos. Estas técnicas se baseiam no uso de tentativas direcionadas para a obtenção de valores máximos ou mínimos da função estudada (Braga, 1987). Dentre estes métodos destacam-se o Univariacional (Tucci, 1998) e o de Rosenbrock (Braga, 1987).

Estes métodos podem ser descritos, de forma geral, segundo os seguintes passos (Braga, 1987):

Passo 1 – Teste de convergência: verifica se o valor obtido para a função objetivo computada no passo seguinte não é significativamente diferente do valor da função no passo anterior, este é considerado o vetor solução;

Passo 2 – Cálculo da direção de busca: de acordo com um determinado método de cálculo, determina-se a direção de pesquisa, buscando minimizar o número de tentativas, maximizando o ganho em cada tentativa;

Passo 3 – Cálculo do comprimento do passo: Determinando qual ponto do vetor anterior considerar, estima-se um valor para incremento da variável, de forma a melhorar o valor da função objetivo e diminuir o número de tentativas até a solução;

Passo 4 – Atualização do mínimo: Verificada a melhora no valor da função substitui o valor das variáveis armazenadas pelo obtido neste passo, retornando ao passo 1.

Tucci (1998) acrescenta um passo importante neste tipo de técnica: a definição adequada do ponto de partida. O valor de inicialização das variáveis pode implicar na obtenção de ótimos locais e não globais, além de retardar ou acelerar o tempo de chegada ao ponto ótimo.

3.2.2 Técnicas em geração aleatória

O grupo de técnicas baseadas em geração aleatória é composto pelos métodos de Ordem Zero ou busca aleatória, os Algoritmos Genéticos e os chamados “Simulated Annealing” ou Anelamento Simulado (Saramago, 2003).

Os métodos de busca aleatória simplesmente realizam "andanças" randômicas pelo espaço de pesquisa do problema guardando o melhor valor encontrado. Isto gera um problema de eficiência, pois para problemas com espaços de pesquisa grandes, os resultados obtidos não serão melhores do que o método enumerativo, que define o espaço e verifica o valor da função objetivo em todos os pontos.

Algoritmos de pesquisa randômica utilizam escolhas aleatórias para se guiarem através do espaço de pesquisa do problema. Mas estes já não realizam "andanças" aleatórias simplesmente. Esta técnica não é desprovida de direção para desenvolver a pesquisa como os algoritmos de pesquisa aleatória. Eles usam na pesquisa os conhecimentos obtidos de resultados anteriores e os combina. O resultado conseguido é uma poderosa técnica de pesquisa que pode tratar ruídos, espaços de pesquisas multimodais com relativa eficiência. Um dos tipos de algoritmos de pesquisa randômica mais populares são os algoritmos genéticos.

Os algoritmos genéticos (AG) pertencem à classe de algoritmos que imitam o processo de evolução dos organismos vivos para a pesquisa de soluções para problemas diversos. Houve uma grande evolução neste tipo de algoritmo nos últimos 30 anos. Segundo Babovic (1998) existem diferentes métodos ou programas de evolução e estão relacionados a objetivos bem específicos, no entanto todos têm um conceito fundamental: a evolução de uma população de indivíduos é simulada em um programa computacional.

Segundo Goldberg (1989), existem diferenças essenciais entre os AG e as demais técnicas de otimização, assim resumidas:

- Os algoritmos genéticos utilizam uma forma codificada dos valores de uma função (conjunto paramétrico), em vez dos atuais valores. Se, por exemplo, deseja-se encontrar o mínimo da função $f(x)=x^3+x^2+5$, os AGs não tratariam diretamente com os valores de x e y , mas com strings que codificam estes valores.
- Os algoritmos genéticos usam um conjunto, ou população, de pontos para conduzir uma pesquisa, não somente um ponto isolado do espaço de pesquisa. Isto dá aos AGs a capacidade de pesquisar em espaços ruidosos com vários pontos ótimos locais. Os AGs observam diferentes áreas do espaço do problema de uma só vez e usam todas estas informações para se guiarem.
- Os algoritmos genéticos usam somente informações geradas por si mesmos para se guiarem pelo espaço de pesquisa. Muitas outras técnicas necessitam de uma grande variedade de informações para guiarem-se. O método "hill-climbing" (gradiente) requer derivadas, por exemplo. A única informação utilizada pelos AGs é uma medida de adaptabilidade de cada ponto no espaço (às vezes conhecida como valor da função

objetivo). Uma vez conhecido este valor sobre um ponto, os AGs podem usá-lo para continuar a pesquisa pelo valor ótimo.

- Os algoritmos genéticos possuem natureza probabilística, não determinística. Isto é resultado direto das técnicas randômicas usadas pelos AGs.
- Os algoritmos genéticos são inerentemente paralelos. Este é um dos mais importantes e poderosos aspectos dos AGs. Algoritmos genéticos tratam um grande número de pontos (strings) simultaneamente.

Segundo Lacerda e Carvalho (1999) apesar de todas as vantagens que os AG apresentam, não são eficientes para muitos tipos de problemas. Em geral são bastante lentos, e não raro ainda estão avaliando a população inicial enquanto muitos métodos de “Hill climbing” já encontraram a solução. No entanto eles se aplicam muito bem a problemas muito complexos, com muitos pontos ótimos e muitas variáveis envolvidas.

Os algoritmos genéticos fornecem robustez, eficiência e flexibilidade quando pesquisam espaços de problemas em busca da solução ótima (Lourenço, 2003). Os AGs usam oportunamente a idéia de aleatoriedade para realizarem uma pesquisa. Entretanto os AGs não são simples algoritmos randômicos de pesquisa. Algoritmos randômicos de pesquisa podem ser inerentemente ineficientes devido à falta de direcionamento natural de suas pesquisas. Os AGs não são desprovidos de direção de pesquisa. Eles utilizam o conhecimento adquirido de gerações anteriores de strings para construir uma nova geração que irá se aproximar da solução ótima. Em outras palavras, eles usam o conhecimento passado para direcionar sua pesquisa.

O método denominado “Simulation Annealing” baseia-se no processo de recozimento (“annealing”) da metalurgia. Neste processo, se o metal é resfriado em condições apropriadas, o cristal simples pode ser obtido (Kirkpatrick, 1983). No recozimento o metal atinge altas temperaturas, causando um choque violento nos átomos. Se o metal é resfriado de forma brusca, a microestrutura tende a um estado randomicamente instável, porém, se o metal é resfriado de forma suficientemente lenta, o sistema buscará um ponto de equilíbrio, caracterizado por uma microestrutura ordenada e estável. Desta forma o método utiliza a perturbação das variáveis de projeto randomicamente armazenando o melhor valor da função objetivo em cada perturbação. Reduz-se então a temperatura (annealing) e novas tentativas são executadas. Este procedimento continua até que se escape de um mínimo local. Ao final do processo é possível obter o mínimo global.

Algumas destas técnicas randômicas têm sido utilizadas em problemas de recursos hídricos, principalmente os algoritmos genéticos (Harremoes & Rauch, 1999). A maioria das aplicações dos AGs em problemas deste tipo se observa em otimização de redes de abasteci-

mento (Dandy, Simpson & Murphy, 1996), monitoramento de contaminantes em aquíferos (Ritzel & Eheart, 1994; Cieniawski, Eheart & Ranjithan, 1995), otimização financeira do gerenciamento de recursos hídricos (Savic & Walters, 1997) e em usos combinados com redes neurais e lógica Fuzzy (Yagi, Sinba & Kaneko, 1998).

Harrel e Ranjithan (2003) apresentam uma aplicação de algoritmos genéticos no dimensionamento de bacias de detenção e no planejamento de uso do solo buscando soluções de maior custo-efetividade para a remoção de poluentes difusos na bacia City Lake na Carolina do Norte. Neste estudo foram simuladas as remoções de sólidos suspensos, nitrogênio total e fósforo total, relacionados com usos do solo específicos. As simulações mostraram que existe ganho de custo nos projetos quando são considerados de forma conjunta o gerenciamento do uso do solo e as decisões de locais para implantação e dimensões dos reservatórios. Os autores afirmam que a metodologia baseada em algoritmos genéticos é bastante flexível permitindo a incorporação de modelos de simulação de qualidade da água bem mais complexos.

Um algoritmo que recentemente vem ganhando bastante espaço em aplicações relacionadas a recursos hídricos é o “Shuffled Complex Evolution “ ou SCE-UA (Duan et al., 1992 e Duan et al., 1994). Este é também um método de busca do valor ótimo de funções objetivo através do mecanismo de seleção natural, ou algoritmos genéticos.

Neste método o processo de busca é iniciado com a seleção uma população de “s” pontos de forma aleatória, dentro do espaço de possíveis valores de parâmetros buscados, em geral se utiliza uma distribuição uniforme para esta geração. Cada grupo de parâmetros representa um ponto no espaço de busca, através do valor da função objetivo. Estes indivíduos são agrupados em conjuntos (complexos). Cada complexo é submetido então ao algoritmo de evolução competitiva. Neste algoritmo são escolhidos os “pais” (subcomplexos) de maior probabilidade para gerar “filhotes” mais evoluídos, através de uma distribuição triangular de probabilidades. Nesta etapa o algoritmo faz uso do método de busca direta de Nelder e Mead (1965) apud Diniz (1999), que utiliza informações anteriores dos subcomplexos para a evolução dos indivíduos.

O algoritmo se diferencia também nesta etapa da maioria dos métodos de busca, pois proporciona a inserção de mais informações através da substituição de descendentes por novos indivíduos gerados aleatoriamente. Isto evita que o processo evolua fora do espaço desejado de busca. Após a evolução dos complexos, ocorre a mistura, originando novas comunidades com potencial de obtenção do ótimo global. Verificado o número de passos pré-determinado, ou o critério de convergência têm-se uma matriz ordenada com os valores mínimos da função objetiva.

Este método de otimização global, desenvolvido na Universidade do Arizona tem se mostrado como uma técnica de otimização eficiente e precisa para calibração de modelos simulação em bacias (Duan et al., 1994). Em estudos desenvolvidos pelo autor, o método mostrou grande aplicabilidade e facilidade de lidar com um elevado número de variáveis de busca em espaços de múltiplos pontos de valor mínimo, obtendo sempre ótimos globais.

Collischonn (2001) aplicou o método MOCOM-UA, que representa uma evolução multi-objetivo do algoritmo SCE-UA, na calibração dos parâmetros de um modelo hidrológico chuva-vazão distribuído para grandes bacias (acima de 10.000 km²). O modelo foi aplicado na bacia do rio Taquari-Antas, no Rio Grande do Sul; na bacia do rio Taquari, no Mato Grosso do Sul e na bacia do rio Uruguai, entre os estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, em bacias com áreas variando de 30.000 km² a 75.000 km². O autor afirma que os resultados verificados foram bons, levando-se em conta a capacidade do modelo de representar os hidrogramas observados, no entanto sugere a utilização de novas fontes de dados, como fluxos de evapotranspiração para diferentes tipos de vegetação, para uma utilização mais segura do modelo frente a alterações d usos do solo.

4. ESTRUTURA DE UM SSD PARA CONTROLE DE IMPACTOS NA DRENAGEM URBANA

4.1. Concepção e estrutura geral

Um Sistema de Suporte à Decisão para drenagem urbana pode envolver as diferentes situações e fases da implantação da mesma na cidade. Nesta pesquisa a ênfase será dada ao desenvolvimento e montagem de modelos voltados para a avaliação e controle dos impactos já existentes na drenagem. Isto não descarta a possibilidade do uso destas ferramentas para o planejamento de novos desenvolvimentos em áreas de expansão.

A estrutura básica de um SSDDrU pode ser dividida em módulos, conforme pode ser visualizado na Figura 4.1.

A seguir são descritos os módulos de um sistema deste tipo e quais destes serão abordados neste estudo.

4.1.1. Base de dados

Este módulo é composto por um conjunto de informações integrantes do sistema e também por dados fornecidos pelo usuário. Neste módulo são encontradas informações sobre coeficientes e parâmetros hidrológicos relacionados às características das bacias urbanas e possibilita a entrada dos lay-outs para análise, contendo rede de drenagem, informações topográficas, população da bacia, taxas de ocupação, custos de obras de drenagem, etc. Este módulo pode ser composto por um SIG, com a informação de ruas, quadras e redes digitalizadas e georreferenciadas.

Neste estudo a base de dados utilizada é também composta por funções de custo para diferentes tipos de intervenções no sistema de drenagem, que serão apresentadas adiante.

4.1.2. Avaliação dos Impactos das Inundações

Neste módulo são determinados: (a) capacidade do sistema de drenagem existente. Para isto pode ser utilizado um modelo hidráulico ou simplesmente a equação de Manning, por exemplo, para cada seção definida pelo usuário; (b) cenários de planejamento quanto ao horizonte de desenvolvimento da bacia e período de retorno; (c) pontos com insuficiência hidráulica, ou seja locais sem capacidade de escoamento das vazões máximas para o cenário. Esta

determinação envolve a utilização de um modelo de simulação. Neste trabalho foi escolhido o modelo IPHS1 (Tucci et al. 1983), que será descrito no item 4.2.

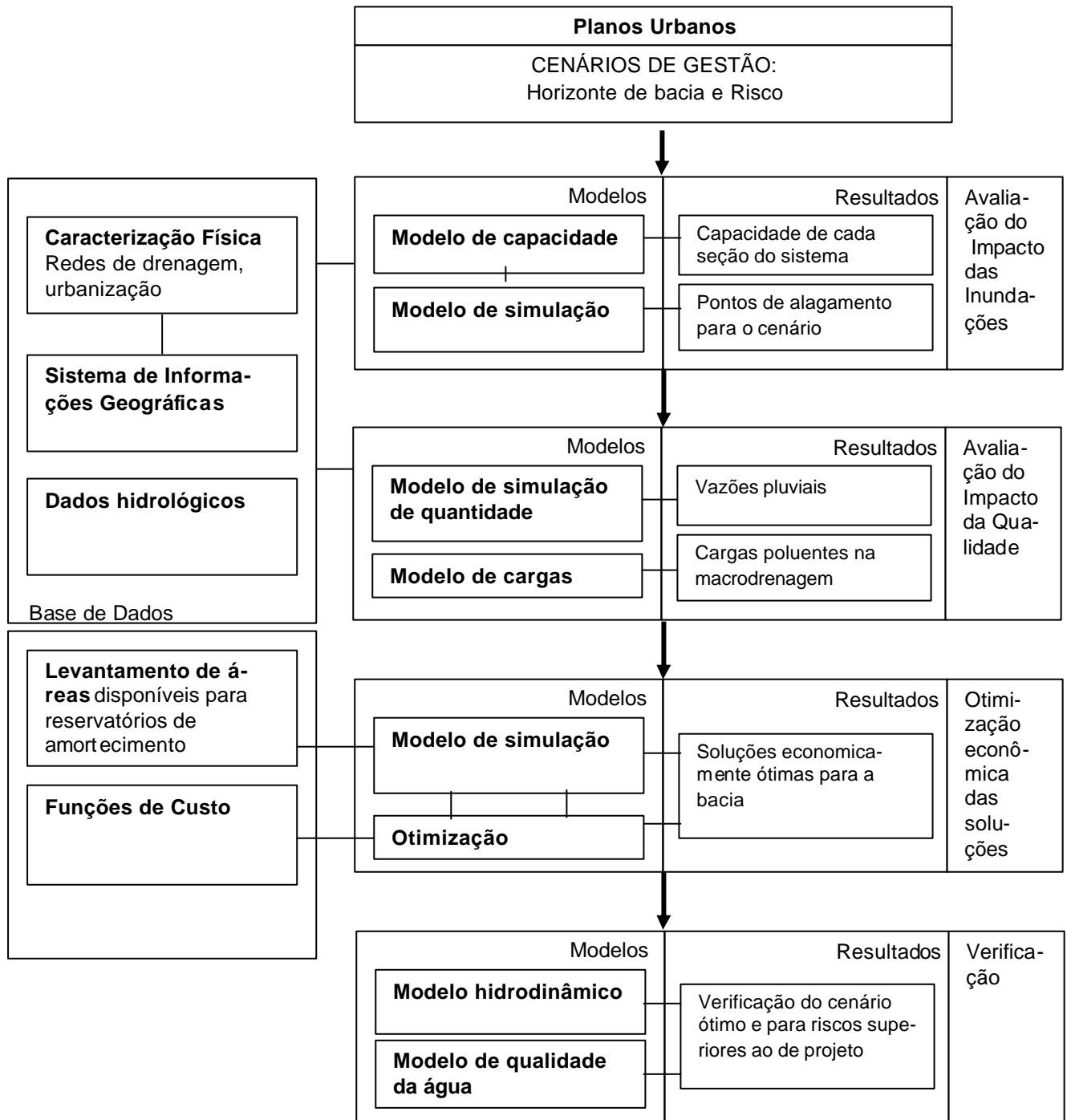


Figura 4.1 Estrutura básica de um Sistema de Suporte à Decisão em Drenagem Urbana

O modelo hidrológico deve ter a capacidade de simular os cenários de inundação em cada seção do sistema discretizado, considerando os cenários de urbanização atual e futura. Estes resultados devem ser acompanhados de uma pesquisa de campo para a comprovação das deficiências detectadas e análise dos resultados dos modelos, com a possibilidade de reavalia-

ção nesta etapa ajustando os resultados à realidade local. Esta informação pode ser obtida através de consulta a moradores do local, reportagens existentes em jornais e televisão e consulta aos órgãos públicos responsáveis pelo trânsito e manutenção do sistema de drenagem.

A simulação de condições de escoamento não contempladas pelo modelo acima citado pode ser considerada através da aplicação de modelo hidrodinâmico que contenha as equações completas de Saint Venant (Tucci, 1998), se o usuário desejar, no caso da avaliação de efeitos de jusante e ressaltos hidráulicos, por exemplo.

4.1.3. Avaliação dos Impactos sobre a qualidade da água

Um sistema de suporte à decisão pode avaliar o impacto dos escoamentos pluviais sobre a qualidade da água dos corpos hídricos receptores do sistema, seja este combinado, com a coleta conjunta de águas pluviais e cloacais; ou separado, com redes pluviais isoladas do sistema cloacal. Neste caso é utilizado um outro banco de modelos associado ao banco de modelos do tipo quantitativo, que representa a evolução das cargas orgânicas ou não nos corpos hídricos quando da ocorrência dos eventos chuvosos. Estes modelos avaliam a variação da DBO, coliformes fecais, DQO, nitrogênio e fósforo durante intervalos de tempo determinados. Geralmente este tipo de modelagem exige uma quantidade maior de dados, com informações medidas em campo antes e após os eventos.

Este estudo não abordou a análise da qualidade da água, no entanto um módulo deste tipo pode ser integrado através da consideração das equações analíticas com coeficientes de decaimento, e da criação de uma base de dados para parâmetros de qualidade da água com valores de bibliografia.

4.1.4. Otimização das alternativas de controle

O módulo de otimização econômica das soluções permite a obtenção de um cenário sem os alagamentos detectados com um mínimo custo de implantação de obras. Este processo se inicia pelo levantamento dos locais dentro da bacia em estudo que permitam a implementação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais. Este importante passo é realizado através de consultas a mapas de uso do solo locais, imagens de satélite e fotografias aéreas e visitas de campo. Nesta etapa devem ser levados em consideração: a disponibilidade de área e profundidade para escavação, pois pode haver uma restrição de aprofundamento por conta das redes de jusante; a localização do espaço escolhido (caso se encontre muito à montante na bacia não terá o efeito de amortecimento desejado); a proximidade aos troncos principais do

sistema de drenagem, o que não exigirá grandes obras de desvio das águas e, não menos importante, o uso atualmente dado à área escolhida, pois em áreas de intenso uso pela comunidade local, como algumas praças e quadras de esporte, a implementação das obras encontrará resistências, algumas vezes não contornáveis.

Com a escolha dos locais passíveis de construção de reservatórios, o usuário deve informar o tipo de dispositivo a ser implementado, aberto ou fechado, e ainda se incidem custos de desapropriação de espaços. Estas informações, juntamente com as funções de custo presentes na base de dados permitem a montagem da função objetiva para a otimização de alternativas.

A solução ótima pode ser obtida através de métodos de busca, tais como tentativa-e-erro, Rosebrock (Tucci, 1998) e algoritmos genéticos (Tucci, 1998; Galvão e Valença, 1999) aplicados à função objetivo, trabalhando em conjunto com os modelos de simulação. A ação deste módulo sobre os cenários de alternativas utiliza a análise de custo da implantação de sistemas de escoamento mais eficientes (aumentos na capacidade condutora do sistema) e/ou de armazenamento dos volumes escoados (reservatórios) nos pontos do cenário determinados pelo usuário.

Neste estudo, a simulação do funcionamento do sistema de drenagem, com a inserção das medidas é realizada através da base de modelos, com os algoritmos de Muskingum-Cunge (Tucci, 1998) para a propagação do escoamento em redes e canais e Pulz (Tucci, 1998) para o escoamento nos reservatórios presentes no IPHS1. O módulo de otimização das alternativas de controle utiliza o algoritmo SCE-UA (Duan et al., 1992 e Duan et al. 1994), também denominado “Algoritmo de Evolução de Complexos Misturados”. O modelo de otimização utilizado nesta pesquisa está descrito no item 4.3.

4.1.5. Verificação

Este módulo possibilita a verificação da solução final obtida através da análise do funcionamento do sistema utilizando modelos hidráulicos mais complexos. Caso ocorra a detecção de alguma diferença significativa entre os resultados obtidos, pode-se reiniciar o processo de solução com as devidas correções.

Neste módulo também se realiza a verificação do comportamento do novo sistema de drenagem quando submetido a cenários superiores ao de projeto, possibilitando a proposição de medidas mitigadoras para estes eventos.

Os modelos hidráulicos utilizados devem conter as equações completas de Saint Venant, de forma a permitir a representação de efeitos de remanso, pressões, ressaltos, etc.

Este estudo utilizou o módulo EXTRAN do modelo SWWM (William et al,1999) para esta tarefa, descrito no item 4.4. Como já citado anteriormente, a qualidade da água não foi abordada neste estudo, não sendo portanto utilizado modelo de simulação para este fim.

O funcionamento dos módulos de um sistema de suporte à decisão em drenagem urbana (SSDDrU) pode ser visualizado na Figura 4.2.

4.2. O Modelo de Simulação

As simulações necessárias ao desenvolvimento deste estudo para a avaliação do sistema existente e obtenção das vazões envolvidas no processo de otimização foram realizadas através do sistema computacional IPHS1 (Tucci et al., 1983).

O IPHS1 constitui-se em um sistema computacional modulado que permite ao usuário a determinação de hidrogramas de projeto em diferentes seções do sistema hídrico e foi utilizado na fase de estudo de alternativas para a determinação da capacidade do sistema e a avaliação da condição de projeto.

Foram utilizados os seguintes módulos deste modelo:

1. Precipitação de projeto: Determina a distribuição temporal e espacial da precipitação de projeto utilizada no modelo. Neste caso foi utilizado o Método dos Blocos Alternados (citado em CHOW et al., 1957) para a distribuição temporal da precipitação, com intensidade obtida através das curvas i-d-f disponíveis. O Método dos Blocos Alternados consiste na determinação das alturas de chuva em cada intervalo de tempo, rearranjando o posicionamento destas alturas na duração total da precipitação de forma alternada, ou seja, a partir do pico são distribuídos os valores de lâmina de chuva em ordem decrescente alternadamente no sentido esquerda-direita do pico. Em geral o pico da chuva é posicionado no centro da duração, no entanto pode ser escolhida outra posição, de acordo com as características locais predominantes.

2. Transformação de precipitação – vazão: Este módulo possui várias alternativas de algoritmos de simulação. Neste estudo foi utilizado o método do Soil Conservation Service (SCS, 1975 apud Porto, 1995) para a separação do escoamento e o método de Clark (Clark, 1943 apud Porto, 1995) para a propagação superficial.

O método do Soil Conservation Service é um dos mais populares entre os projetistas, devido principalmente ao fato de apresentar um único parâmetro: o Curve Number ou CN, que se encontra tabelado em muitos manuais de drenagem urbana.

A relação para a separação do escoamento no método é a seguinte:

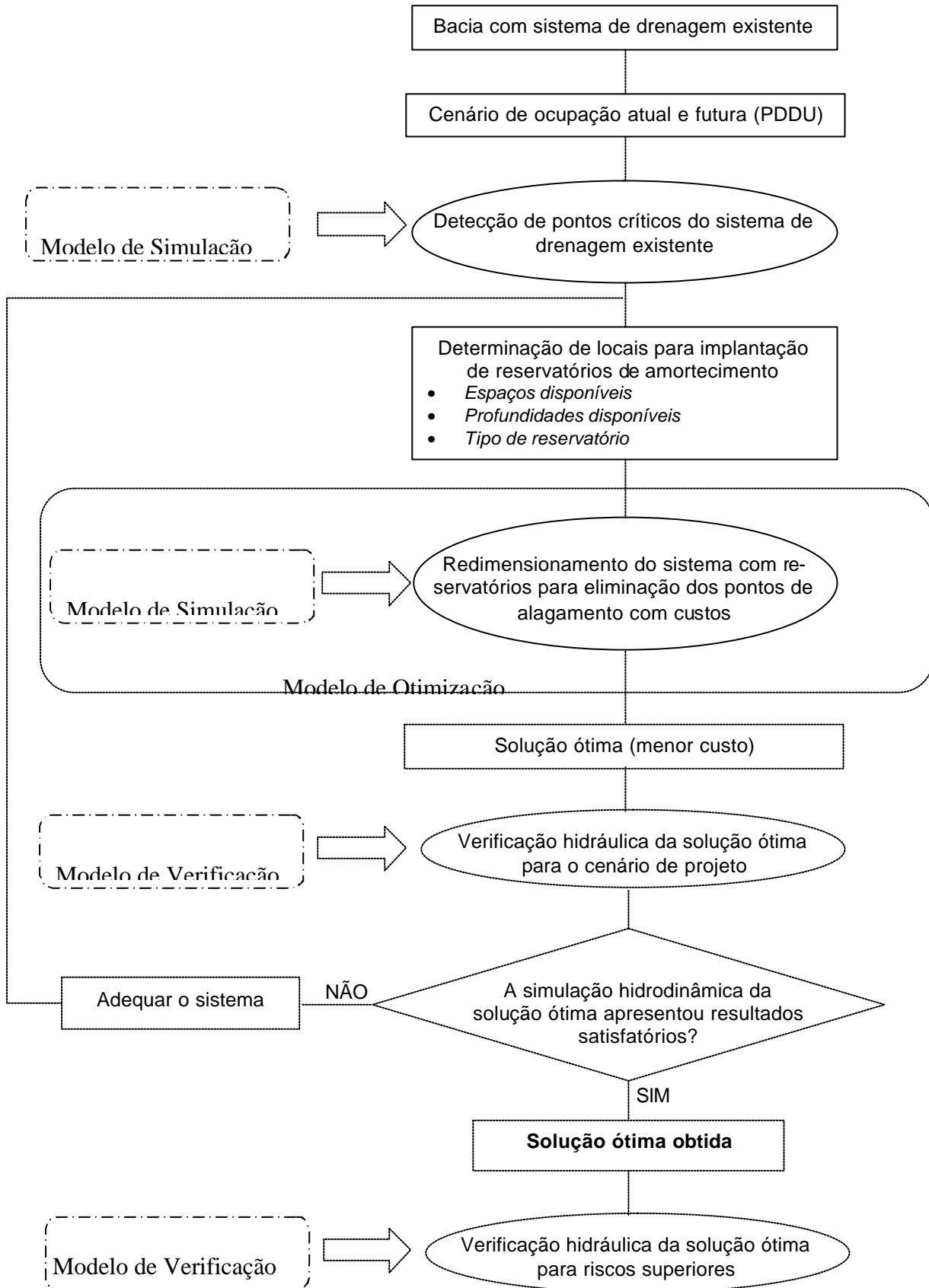


Figura 4.2. O funcionamento de um SSDDrU

$$P_{ef} = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \quad (4.1)$$

onde: P_{ef} é a precipitação efetiva ou escoamento direto (mm); P é a precipitação (mm) e S é capacidade máxima de armazenamento do solo (mm).

O valor de S depende do tipo de uso do solo, e relaciona-se com o CN através da seguinte equação:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.2)$$

A equação (4.1) é válida para a condição de $P > 0,2S$, ou seja a altura precipitada deve ser superior às perdas iniciais, caso contrário $P_{ef} = 0$.

A determinação do valor de CN depende do tipo de solo com relação à sua permeabilidade, da sua condição de umidade antecedente e do tipo de uso e cobertura do solo. Existem muitas tabelas com valores de CN para diversos cenários em manuais e bibliografia referentes a escoamento superficial, estas não serão transcritas para este estudo, mas podem ser verificadas em Tucci (1985), Porto (1995), SCS (1975), entre outros.

A propagação do escoamento superficial pelo método de Clark utiliza uma combinação do histograma tempo-área com um reservatório linear situado na saída da bacia, como forma de considerar os efeitos de translação e armazenamento do escoamento superficial (Figura 4.3).

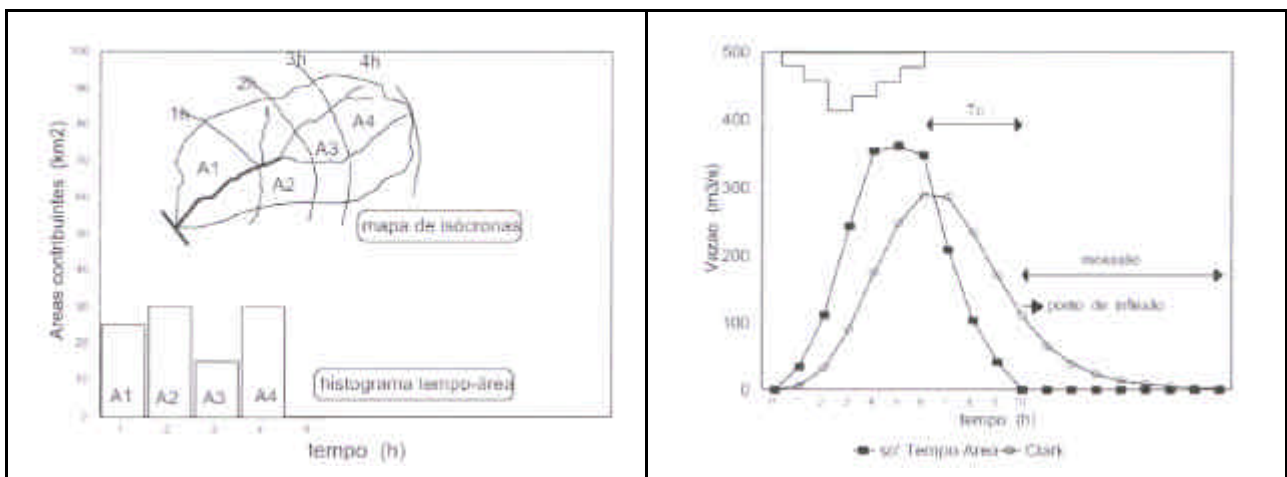


Figura 4.3. Histograma tempo-área e hidrogramas com e sem amortecimento (Fonte: Porto ,1995)

Para levar em conta o efeito de armazenamento o histograma resultante do uso do histograma tempo-área é simulado através do método do Reservatório Linear Simples. Este modelo considera a relação:

$$S = k_s \cdot Q_s \quad (4.3)$$

onde S é o armazenamento de um reservatório fictício, k_s o parâmetro do mesmo e Q_s a vazão de saída do escoamento superficial. Combinando-se com a equação da continuidade tem-se:

$$Q_{s_{t+1}} = Q_{s_t} e^{-\frac{t}{k_s}} + V_{t+1} (1 - e^{-\frac{t}{k_s}}) \quad (4.4)$$

onde Q_{s_t} e $Q_{s_{t+1}}$ são as vazões nos intervalos t e $t+1$ e V_{t+1} é o volume escoado .

O Hydrological Engineering Corps (HEC,1974) utilizou uma função de potência para expressar o Histograma Tempo-Área onde a área acumulada é relacionada ao tempo de percurso por equações empíricas, gerando HTAs Sintéticos:

$$A_c = aT^n \quad \text{para} \quad 0 < T < T_c/2 \quad (4.5)$$

$$A_c = 1 - a(T_c - T)^n \quad \text{para} \quad T_c/2 < T < T_c$$

onde A_c é a área contribuinte acumulada expressa relativamente à área total, T o tempo, T_c o tempo de concentração da bacia e n o coeficiente que varia com a forma da bacia. O valor de n pode ser obtido através da forma aproximada da bacia, conforme mostra a Figura 4.4.

3. Propagação de vazão: Neste módulo existem duas situações: (i) propagação em reservatório, descrito pelo método de Pulz; (ii) propagação em canais e galerias, simulado pelo modelo Muskingun-Cunge.

Método de Puls

O método de Puls é um dos mais conhecidos para simulação do escoamento em reservatório. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre armazenamento e vazão obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal. Discretizando a equação da continuidade resulta:

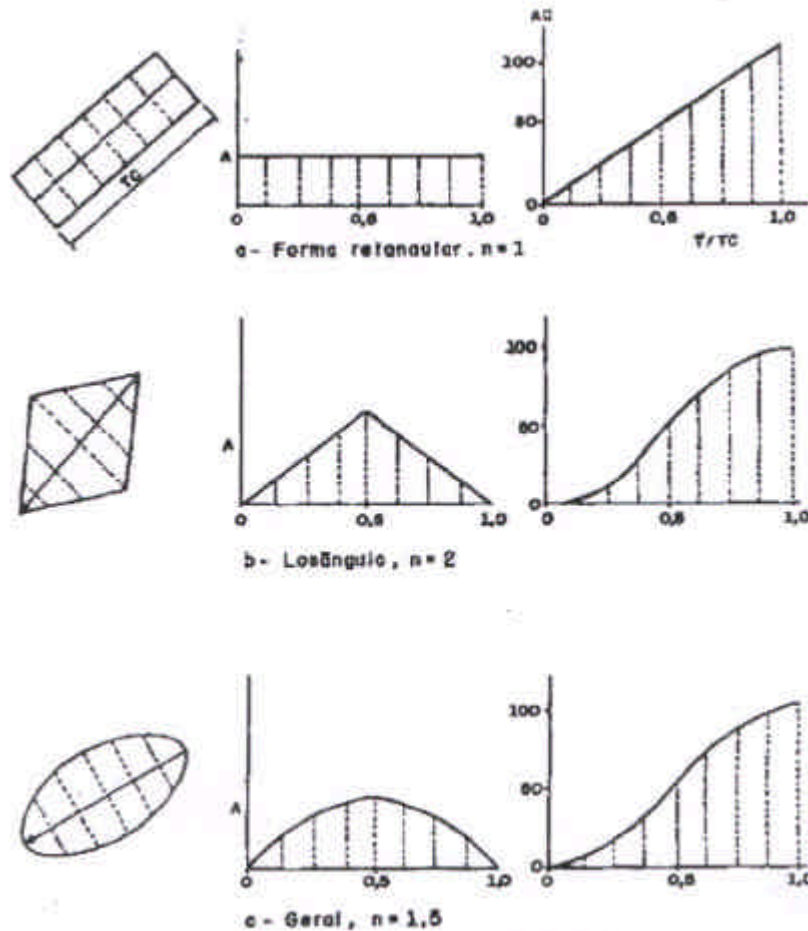


Figura 4.4 – Valores do parâmetro **n** para HTA sintéticos em função da forma da bacia
(Fonte: HEC,1974)

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (4.6)$$

onde I_t e I_{t+1} são vazões de entrada no reservatório em t e $t+1$; Q_t e Q_{t+1} são vazões de saída do reservatório em t e $t+1$; S_t e S_{t+1} são o armazenamento do reservatório nos tempos referidos. As duas incógnitas do problema são Q e S no tempo $t+1$. Reorganizando a equação (4.6) com as variáveis conhecidas de um lado e as desconhecidas de outro, resulta

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (4.7)$$

Como existe uma equação e duas incógnitas, a equação adicional é a relação $Q = f(S)$. Esta função é obtida a partir das curvas $H = f(S)$, esta obtida por cubagem do reservatório e $Q =$

$f(H)$, obtida através das equações de orifícios e vertedores em geral. Utilizando a função conhecida, é possível construir uma outra função

$$Q = f1(Q + 2S / \Delta t) \quad (4.8)$$

Normalmente essa função é conhecida de forma tabular, para cada ordenada haverá um valor de S , dividido pelo intervalo de tempo de cálculo e somado a vazão define a nova abscissa, gerando a função $f1$.

Com base nas duas equações é possível simular o escoamento através do reservatório pelos seguintes passos:

a) Para o início do cálculo é necessário definir o valor S_0 , volume inicial do reservatório. Esse volume depende dos critérios do estudo em análise ou do valor observado conhecido, no caso de reprodução de um evento. Conhecido S_0 é calculado Q_0 através da função entre as duas variáveis;

b) Para o intervalo de tempo seguinte deve-se determinar o termo da direita da equação (4.7), já que todos são conhecidos (hidrograma de entrada deve ser fornecido);

c) O termo da direita é igual a abscissa da função (4.6). Portanto entrando com esse valor na função obtém-se a vazão Q_{t+1} ;

d) Conhecido Q_{t+1} determina-se S_{t+1} através da função que relaciona essas variáveis.

Os passos de b até d se repetem para todos os intervalos de tempo.

Modelo Muskingun-Cunge

O modelo Muskingun utiliza a equação da continuidade e a equação de armazenamento seguinte:

$$S = K [X I + (1 - X) Q] \quad (4.9)$$

Derivando a equação acima com relação ao tempo e substituindo na equação da continuidade, resulta a equação diferencial do modelo. Discretizando a equação por diferenças finitas, resulta

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (4.10)$$

$$\text{onde } C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Devido às condições de estabilidade numérica $X \leq 0,5$ e já que um valor negativo do ponderador não tem significado físico o intervalo de variação do mesmo é

$$0 \leq X \leq 0,5 \quad (4.11)$$

Com $X=0,5$ na equação (4.9) o modelo se transforma no reservatório linear. O parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho. Observando a equação (4.10), os coeficientes C_1 e C_3 podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros. C_1 é negativo quando o $\Delta t/K$ é menor que $2X$, ou seja a distância entre as seções é muito grande produzindo um valor alto de K . Para evitar que sejam produzidas vazões negativas é necessário subdividir o trecho, o que reduzirá o valor de K para cada sub-trecho. Quando C_3 é negativo $\Delta t/K$ é maior do que $2(1-X)$ o que indica que o intervalo de tempo é muito grande, o que também pode produzir valores negativos nas vazões, portanto é recomendável que o intervalo de tempo seja reduzido. A Figura 4.5 mostra a região válida dos parâmetros e a equação abaixo o intervalo

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1-X) \quad (4.12)$$

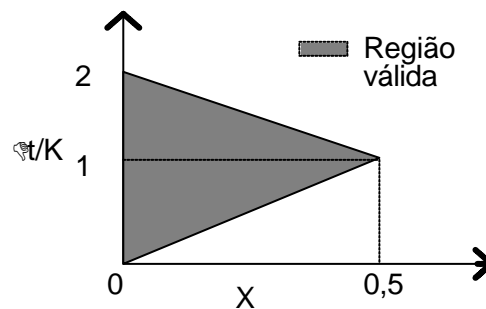


Figura 4.5 Variação dos parâmetros X e K

Alguns autores consideram que matematicamente estes limites podem ser rompidos, no entanto vazões negativas podem ser geradas, o que seria incoerente. Se o coeficiente C1 for negativo indica que o intervalo de tempo é muito pequeno se comparado com o tempo médio de deslocamento da onda, para que a vazão de entrada no tempo t+1 tenha influência sobre a vazão de saída nesse mesmo tempo. Quando o coeficiente C3 é negativo o intervalo de tempo é muito grande para representar o deslocamento da onda sobre um trecho curto.

Cunge (1969) apud Tucci (1985) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo

$$X = 0,5 \left(1 - \frac{Q_o}{b_o S_o c_o} \right) \quad (4.13)$$

Como definido anteriormente o parâmetro K representa o tempo médio de deslocamento da onda, o que é

$$K = \frac{X}{c_o} \quad (4.14)$$

A celeridade do escoamento é obtida por

$$c_o = \frac{dQ}{dA} \quad (4.15)$$

A derivada da vazão pode ser obtida para cada profundidade h utilizando a equação de Manning.

$$C_o = \frac{1}{b} \left(\frac{Q(h + \Delta h) - Q(h)}{\Delta h} \right) \quad (4.16)$$

$$\text{onde: } Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}, \quad A = b \cdot h, \quad R = \frac{A}{b + 2h}$$

Jones (1981) apud Tucci (1985) analisou as características de precisão do esquema numérico do Modelo Muskingun para resolver a equação de difusão e apresentou as relações entre $K/\Delta t$ e X para diferentes níveis de erros de amortecimento e velocidade. No intervalo de X entre 0,2 e 0,4 pode-se ajustar uma equação a duas curvas de precisão ideal, a equação é a seguinte

$$\frac{K}{\Delta t} = 0,32 X^{1,25} \quad (4.17)$$

Para o intervalo $0,4 \leq X \leq 0,5$ pode-se adotar $\eta/K \cong 1$.

Os métodos e algoritmos acima citados são difundidos mundialmente e apresentam fácil adaptabilidade às diversas situações com que o usuário pode se deparar, sendo por estes motivos escolhidos, além do fato de que o sistema IPHS1 é de distribuição gratuita e apresenta o código FORTRAN aberto, possibilitando a execução das alterações necessárias.

4.3. Modelo de Otimização de alternativas

O modelo de otimização das alternativas tem como ponto de partida um layout de solução proposto pelo usuário. Este cenário deve prever a determinação de possíveis locais para a implantação de reservatórios de amortecimento. Desta forma, o modelo deverá buscar, dentre as combinações de volumes de reservatórios e ampliações de condutos e galerias, aquela que apresenta o menor custo, eliminando os pontos de alagamento existentes para o risco de projeto escolhido.

4.3.1. Sistema

Considerando um sistema na forma de árvore com N nós e N trechos a jusante destes nós (Figura 4.3), cada um destes nós apresentará um ou mais condutos convergindo com vazão Q_e ($Q_{e1}, Q_{e2}, \dots, Q_{er}$), sendo que o somatório destas vazões é

$$Q_{Ei} = \sum_{j=1}^r Q_{e_j} \quad (4.18)$$

Cada nó tem uma capacidade máxima atual de vazão Q_{c_i} , obtida a partir das características do conduto, galeria ou canal existente.

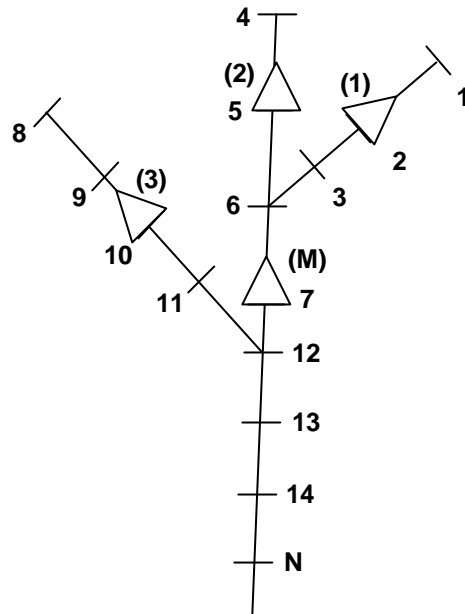


Figura 4.6. Representação esquemática de um sistema de drenagem urbana (trechos e nós)

O usuário definirá em que nó(s) pode(m) ser previsto(s) M reservatório(s) de detenção, dependendo das características locais, como área disponível, existência de desnível de terreno suficiente, tipo de solo, etc.

Quando existe uma detenção (Figura 4.7) haverá uma vazão de saída amortecida Q_{a_i} , correspondente a um volume V_k (Figura 4.8). Desta forma, a vazão de saída é função do volume do reservatório:

$$Q_{a_i} = f(V_k) \quad (4.19)$$

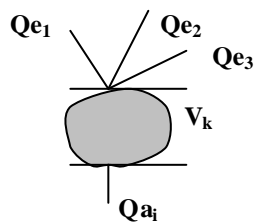


Figura 4.7 Característica do nó com detenção

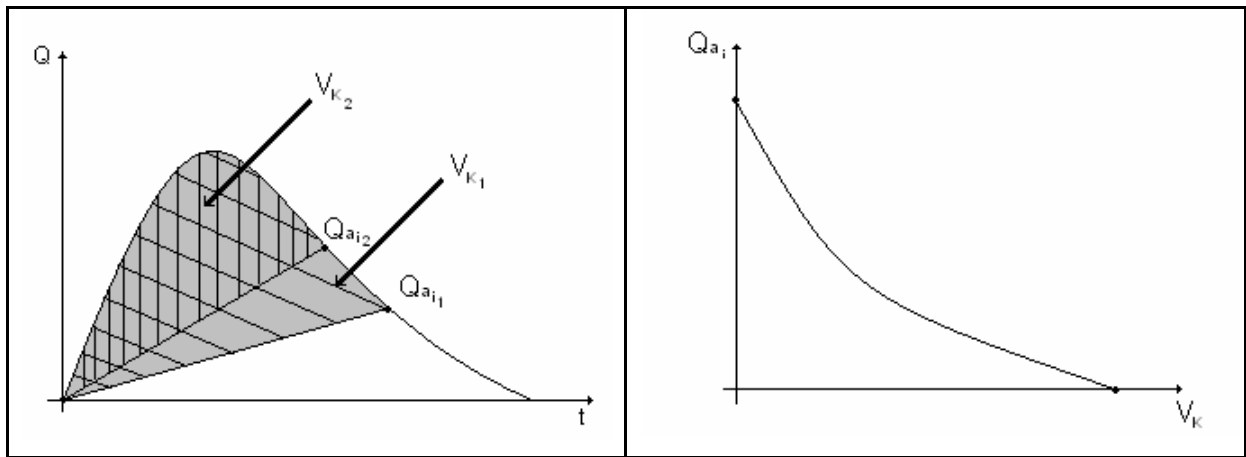


Figura 4.8 Estimativa da vazão de saída do reservatório em função do volume de detenção

Esta função é obtida com base na simulação do modelo hidrológico-hidráulico para um determinado risco. Supondo um pré-conhecimento da área do reservatório, a vazão de saída do mesmo tem relação direta com a altura de água ou carga hidráulica no descarregador de fundo (Figura 4.9):

$$Q_{a_i} = f(h_k) \quad (4.20)$$

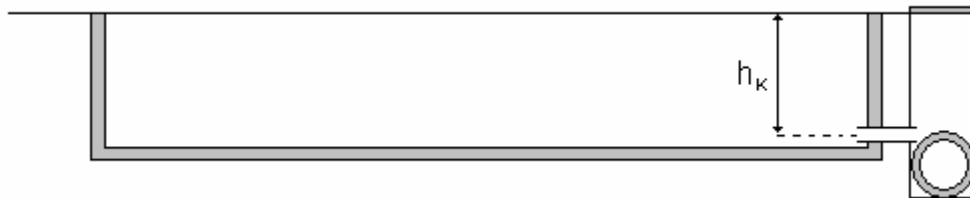


Figura 4.9. Desenho esquemático de um reservatório de detenção com descarregador de fundo

Esta função é expressa pela equação de orifício seguinte

$$Q_{a_i} = Cd \cdot A_k \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_k} \quad (4.21)$$

onde: Cd é o coeficiente de descarga do orifício, A_k é a área da seção transversal do orifício, g é a aceleração da gravidade e h_k é a altura de água ou carga hidráulica. Estabelecida a área do orifício é possível relacionar Q_{a_i} e a altura de água no reservatório h_k .

A esta vazão de saída do reservatório (Q_{a_i}) deve ser adicionada a vazão de “by-pass” (Q_{b_i}), para os casos em que esteja sendo considerado um reservatório do tipo “off-line” (Figura 4.10). Este valor de vazão deve ser estipulado pelo projetista segundo critérios locais, tais como periodicidade de uso do reservatório e existência de esgotos cloacais no sistema pluvial.

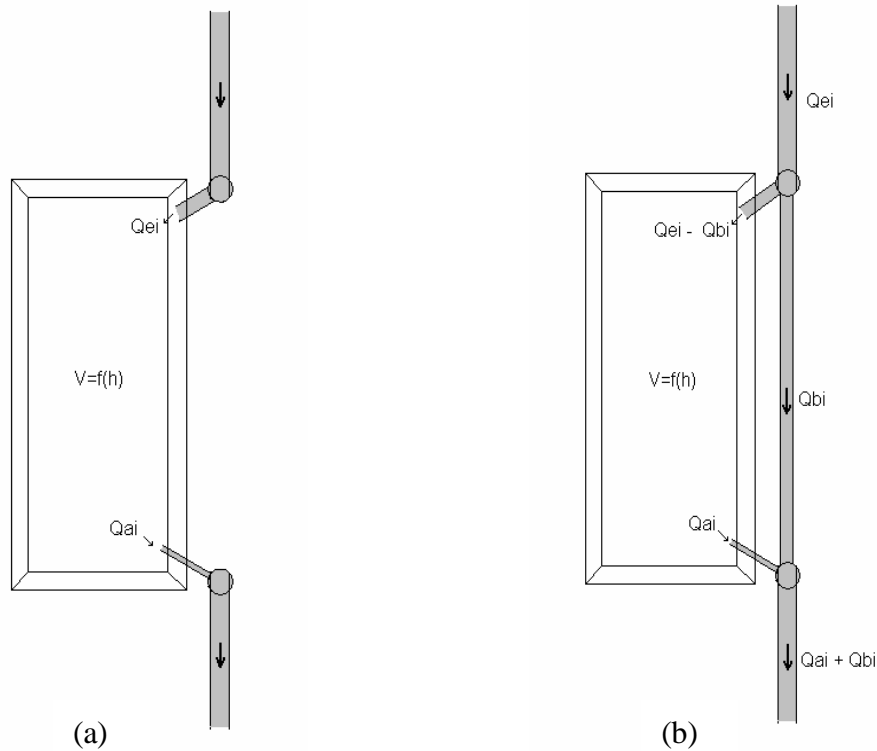


Figura 4.10. Desenho esquemático para reservatórios “on-line” (a) e “off-line” (b)

Como descrito, existem N nós, com vazão de projeto de chegada QE_i e capacidade condutora atual do trecho de jusante QC_i . Para aqueles nós em que não haja a previsão de implantação de reservatório, a vazão a jusante deste nó (Q_i) é simplesmente igual a QE_i . A vazão de ampliação a jusante do nó: $Ql_i = Q_i - QC_i$, resultando na necessidade de ampliação do trecho de rede se $Q_i > QC_i$.

Nos nós em que seja prevista a implantação de um reservatório, a vazão Q_i será equivalente ao somatório de Qa_i e Qb_i ($Qb_i = 0$ para reservatórios “on-line”). Neste caso deverá ser também avaliada a necessidade de ampliação do trecho de jusante do nó, pois pode ocorrer ainda $Ql_i > 0$.

Desta forma resta a determinação de Qa_i em função da altura (h_k) de água no reservatório. A altura h_k (e por conseqüência V_k) é obtida através da propagação do escoamento no reservatório dentro do processo de otimização para um dado valor de área do descarregador de fundo (A_k), gerando o valor de Qa_i correspondente. Portanto a variável de otimização é a área do descarregador de fundo (A_k). Também é possível considerar a vazão de “by-pass” (Qb_i) como uma variável a ser otimizada dentro de limites pré-estabelecidos.

Assim tem-se que o processo de otimização é realizado a partir de M variáveis correspondentes às áreas dos descarregadores de fundo dos M reservatórios previstos, ou ainda, no

caso de todos os reservatórios serem do tipo “off-line”, pode-se considerar $2M$ variáveis, através da otimização também de Qb_i .

O algoritmo de otimização utilizado é descrito detalhadamente no item 4.3.3 adiante.

4.3.2. Função Objetivo

Considerando que a solução ótima determine o mínimo custo de intervenção, a função objetivo pode ser expressa por

$$F.O = \sum_{i=1}^n w(Ql_i) + \sum_{k=1}^m u(A_k) \quad (4.22)$$

onde $w(.)$ é a função de custo correspondente à ampliação de vazão cada trecho; $u(.)$ é a função de custo relacionado com a detenção.

A determinação destas funções de custo exige um levantamento completo dos itens de orçamento de cada obra de drenagem, busca de custos unitários atualizados de aquisição e implantação para os itens escolhidos e custos indiretos. Para esta tarefa faz-se necessária a consulta a cadernos de encargos dos órgãos públicos e pesquisas de mercado.

Função de custo de ampliação dos condutos

A função de custo de ampliação da vazão para cada trecho constitui-se em obras de substituição de redes insuficientes, levando em consideração critérios de projeto locais, como declividades máximas e mínimas, rugosidades e diâmetros padronizados. Os itens componentes do orçamento das obras de ampliação estão listados no Anexo A1.

Um item importante na determinação da função de custo nas obras de drenagem é a incidência média de rocha no local de sua implantação. De modo geral, são necessários furos de sondagem para a obtenção precisa desta porcentagem, no entanto, em algumas cidades, os órgãos responsáveis pelas obras dispõem de mapas de classificação deste item por região.

A Figura 4.11 mostra as curvas de custos unitários de implantação de redes pluviais em Porto Alegre. Os custos unitários foram obtidos a partir de tabelas para orçamento do Departamento de Esgotos Pluviais, com um $R^2 = 0,99$ para as duas funções. Estas curvas foram obtidas a partir da consideração de uma profundidade média de 1,0m sobre as redes pluviais, valor médio no município. Observa-se a grande influência que a incidência de rocha tem sobre os valores considerados. Deve-se observar que as curvas abaixo possibilitam a obtenção

do custo total de ampliação de trechos de rede por aproximação contínua, avançando para o valor imediatamente superior de diâmetro comercial padrão (pontos plotados).

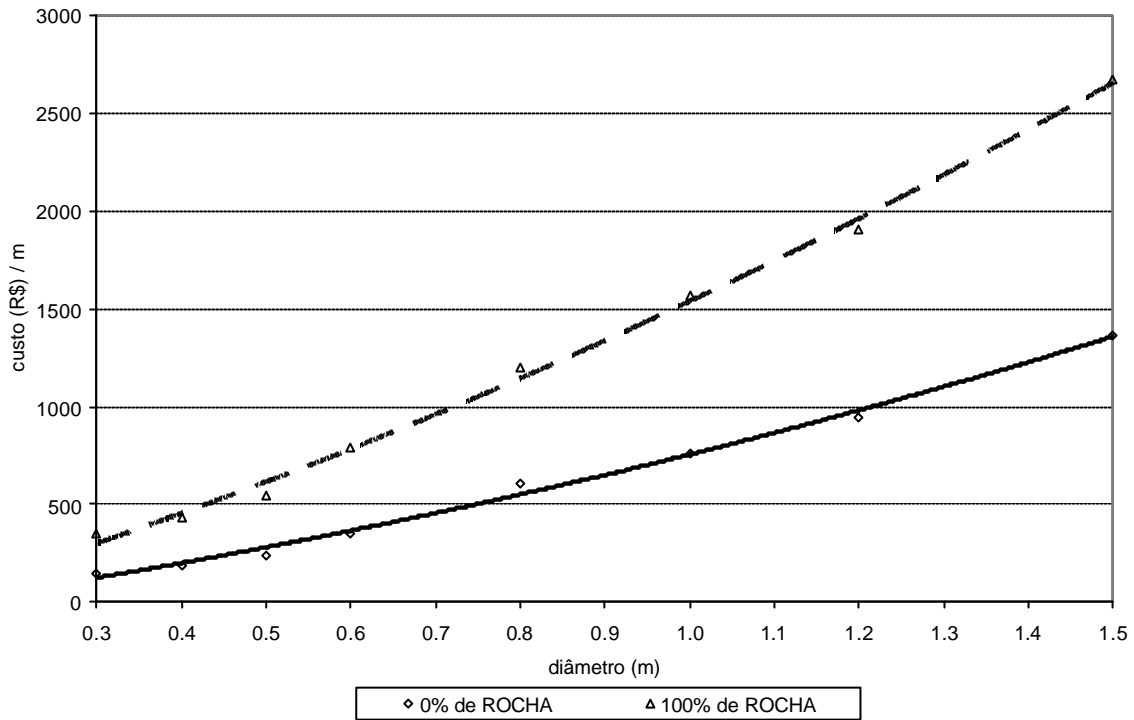


Figura 4.11 Custos para tubulações em concreto em função da incidência de rocha em 2003

Em alguns casos, o diâmetro padrão máximo (1,50m) é superado, necessitando de maior capacidade de condução. Nestas situações, ou ainda quando o trecho existente insuficiente já é retangular, faz-se uso de galerias pluviais retangulares, que hoje podem ter diferentes dimensões. Para padronização, foram definidos três valores de alturas para estas estruturas, representando as dimensões verticais mais comumente utilizadas, permitindo o aumento em largura. Desta forma as funções de custo unitárias ficaram assim representadas (Tabela 4.1):

Tabela 4.1. Alguns valores orçados para dimensões de galerias em concreto (R\$ / m)

| Altura Largura | 0 % de rocha | | | 100 % de rocha | | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|----------------|--------------|--------------|
| | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 0,5 | 1,0 | 1,5 |
| 0,5 | R\$ 646,34 | R\$ 817,93 | R\$ 989,52 | R\$ 1 197,07 | R\$ 1 552,24 | R\$ 1 907,40 |
| 1 | R\$ 857,29 | R\$ 1 032,91 | R\$ 1 208,53 | R\$ 1 591,60 | R\$ 2 011,99 | R\$ 2 432,38 |
| 1,5 | R\$ 1 068,23 | R\$ 1 247,89 | R\$ 1 427,55 | R\$ 1 986,12 | R\$ 2 471,74 | R\$ 2 957,37 |
| 2 | R\$ 1 279,17 | R\$ 1 462,87 | R\$ 1 646,57 | R\$ 2 380,64 | R\$ 2 931,49 | R\$ 3 482,35 |
| 2,5 | R\$ 1 490,12 | R\$ 1 677,85 | R\$ 1 865,59 | R\$ 2 775,16 | R\$ 3 391,24 | R\$ 4 007,33 |
| 3 | R\$ 1 701,06 | R\$ 1 892,84 | R\$ 2 084,61 | R\$ 3 169,68 | R\$ 3 851,00 | R\$ 4 532,31 |
| 4 | R\$ 2 122,95 | R\$ 2 322,80 | R\$ 2 522,65 | R\$ 3 958,73 | R\$ 4 770,50 | R\$ 5 582,27 |
| 5 | R\$ 2 544,84 | R\$ 2 752,76 | R\$ 2 960,69 | R\$ 4 747,77 | R\$ 5 690,00 | R\$ 6 632,24 |
| 6 | R\$ 2 966,73 | R\$ 3 182,73 | R\$ 3 398,72 | R\$ 5 536,81 | R\$ 6 609,51 | R\$ 7 682,20 |

A composição de custos de ampliação dos trechos também deve considerar o tipo de pavimento existente na superfície de instalação da nova rede, que será repostado. Desta forma são apresentadas curvas de custos de custos unitários (por metro) de reposição para os principais tipos de pavimentos observados nas vias e passeios de cidades brasileiras (Figura 4.12).

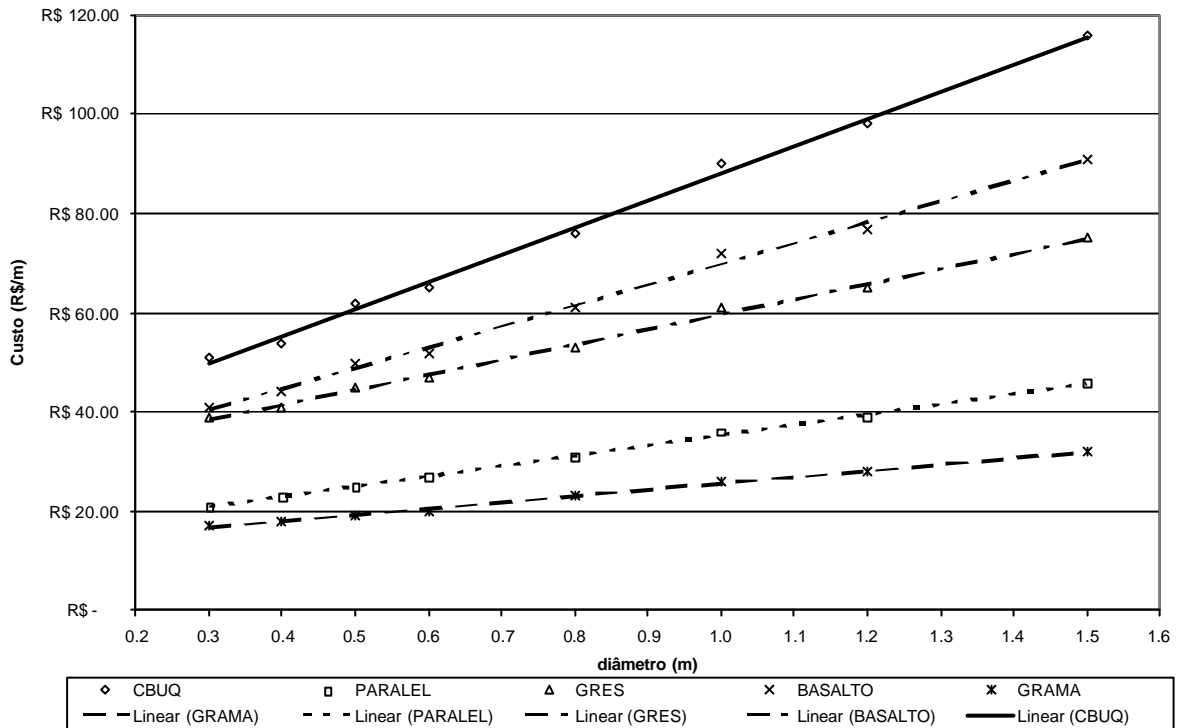


Figura 4.12. Curvas de custo por metro de tubulação para pavimentos de vias e passeios brasileiros mais utilizados em 2003

A função de custo correspondente à detenção relaciona o volume V e o custo de sua construção, $u(\cdot)$. A composição desta função deve considerar duas possibilidades: reservatórios abertos e fechados. Para reservatórios abertos são quantificados volumes escavados, áreas gramadas, superfícies em concreto e taludes em grama e em pedra argamassada, além de estruturas de entrada e saída. Os reservatórios fechados ou subterrâneos apresentam como itens principais o volume escavado, volume de concreto armado e estruturas de entrada e saída. Os quantitativos de cada tipo de reservatório encontram-se detalhados no Anexo A1.

Função de custo das detenções

Os custos unitários de implantação dos reservatórios de amortecimento, assim como os custos unitários das redes pluviais, também variam sensivelmente com a incidência de rocha. Foram determinadas as curvas de custo unitário para reservatórios fechados e abertos, conforme mostra a Tabela 4.2. Como pode ser observado, os custos por m^3 têm grande variação entre reservatórios abertos e fechados, dependendo da incidência de rocha. Desta forma bacias enterradas podem ser de 2,6 a 6,2 vezes mais caras que as abertas.

Tabela 4.2. Custos médios de implantação de reservatórios de detenção em função da incidência de rocha no solo (R\$ / m³)

| % rocha | Custo médio por m ³ | | razão |
|---------|--------------------------------|------------|-------|
| | Aberta | Fechada | |
| 0 | R\$ 44,38 | R\$ 274,21 | 6,2 |
| 10 | R\$ 53,87 | R\$ 283,70 | 5,3 |
| 20 | R\$ 63,37 | R\$ 293,20 | 4,6 |
| 30 | R\$ 72,86 | R\$ 302,69 | 4,2 |
| 40 | R\$ 82,36 | R\$ 312,19 | 3,8 |
| 50 | R\$ 91,86 | R\$ 321,69 | 3,5 |
| 60 | R\$ 101,35 | R\$ 331,18 | 3,3 |
| 70 | R\$ 110,85 | R\$ 340,68 | 3,1 |
| 80 | R\$ 120,34 | R\$ 350,17 | 2,9 |
| 90 | R\$ 129,84 | R\$ 359,67 | 2,8 |
| 100 | R\$ 139,33 | R\$ 369,16 | 2,6 |

Para a função de custos dos reservatórios deve ainda acrescentar-se o custo da área de implantação, ou seja, custo de desapropriações necessárias. A determinação destes valores depende de vários fatores, tais como localização da área no contexto urbano, incidência ou não de inundações frequentes na região, existência ou não de construções, etc. Desta forma os custos unitários (por metro quadrado) foram obtidos através de consulta aos setores de avaliação de imóveis da Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

Para os casos de arroios a quantificação dos custos foi realizada a partir da consideração da desapropriação de áreas que seriam inundadas para os eventos críticos analisados. Esta função de custo é determinada a partir da seguinte fórmula:

$$C_{desap} = A_{inun} \cdot C_{unit} \quad (4.23)$$

onde C_{desap} é o custo total de desapropriação; A_{inun} é a área inundada em m² obtida através de simulação e C_{unit} é o custo por m² de área a ser desapropriada.

A área inundada é obtida de forma simplificada segundo a seguinte relação (Figura 4.13):

$$A_{inun} = 2 \cdot B \cdot L \cdot (h - H_1) \quad , \text{ para } h > H_1 \quad (4.24)$$

onde: B é a largura inundada em cada lado no trecho; L é o comprimento total do trecho; h é a altura atingida no trecho segundo a simulação e H_1 é a altura da calha principal do arroio a partir da qual se inicia a inundação.

Esta formulação utiliza a diferença entre as alturas de água como ponderador da área de inundação, fixando a largura de inundação, para simplificação do processo de simulação.

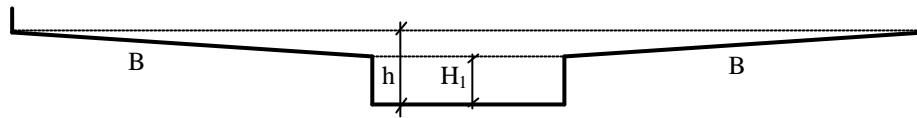


Figura 4.13 – Cálculo da função de custo de desapropriação de áreas inundáveis

A função de custo pode ser composta ainda por penalizações em forma de valoração econômica por unidade (de vazão, por exemplo) que ultrapasse um valor limite que se deseja obter. Este recurso pode ser utilizado, por exemplo, para restringir a saída de uma bacia a um valor máximo de vazão que poderá ser transferido para jusante. A determinação do valor de cada penalização deve ser realizada da seguinte forma:

- Inicialmente determinar o valor da função objetivo mínimo sem a consideração das penalizações;
- Estimar a penalização unitária em cada trecho desejado a partir do valor total da F.O.. O valor estimado deve possibilitar a obtenção da solução buscada sem alterar a sensibilidade do sistema de procura, ou seja, o valor não deve ser exageradamente elevado, aumentando em muito a F.O., e menos ainda, muito baixo, permitindo a escolha de soluções indesejáveis ao usuário.
- Sugere-se a escolha de valores totais de penalização de 10 a 20% do valor total da F.O. para verificações iniciais, ajustando a partir das soluções obtidas.

Os custos de manutenção anual de redes pluviais públicas em Porto Alegre giram em torno de 5% do valor total investido. Este número foi estimado a partir de valores investidos nos últimos 12 anos de administração municipal com relação ao sistema de drenagem existente no município. Os custos de manutenção para os reservatórios de detenção propostos no estudo também se situam em 5% do valor de implantação (USEPA, 2003). Desta forma, para o estudo proposto, preferiu-se não considerar os custos de manutenção do sistema no processo de otimização de soluções, por tratar-se de um valor proporcionalmente constante aplicado ao valor investido na implantação da obra. Também a consideração dos custos de manutenção exigiria uma otimização com conversão de valores para investimentos futuros, mascarando

um pouco os custos interessantes para análise e eliminando o grau de sensibilidade do avaliador do processo de busca da solução ótima.

4.3.3. Otimização

A otimização da função objetivo da equação (4.22) com no mínimo M variáveis, correspondendo às M detenções previstas foi realizada através do mecanismo evolutivo de busca “Shuffled Complex Evolution “ ou SCE-UA (Duan et al., 1992 e Duan et al., 1994). A determinação dos valores de função objetivo em cada passo do algoritmo é realizada através de chamadas do modelo IPHS1 acoplado às funções de custos unitários. O processo geral de obtenção do valor otimizado é mostrado na Figura 4.14.

Segundo Duan et al. (1992) os seguintes passos devem compor o algoritmo SCE-UA (Figura 4.15):

1. Definir o número de complexos $p = l$ e o número de pontos de cada complexo $m = n + l$, onde n é o número de parâmetros a otimizar. Deve-se determinar o tamanho da população ou amostra $s = p \cdot m$. Os autores recomendam que $m = 2n + l$.
2. Selecionar, aleatoriamente, s pontos (x_1, \dots, x_s) no espaço de pesquisa dos parâmetros $U \subset R^N$. Para essa seleção, pode ser usada a distribuição uniforme. Cada ponto é um conjunto de valores dos parâmetros. Calcular o valor da função objetivo f_i em cada ponto x_i .
3. Ordenar os s pontos em ordem crescente do valor da função objetivo f_i . Guardá-los em uma matriz $D = \{x_i, f_i, i = 1, \dots, s\}$, de tal forma que $i = 1$ represente o melhor ponto ou de menor valor da função objetivo.
4. Dividir a matriz D em p complexos A^1, \dots, A^p , cada um contendo m pontos, de forma que $A^k = \{x_j^k, f_j^k / x_j^k = x_{k+p(j-1)}, f_j^k = f_{k+p(j-1)}, j = 1, \dots, m\}$;
5. Evoluir cada complexo $A^k, k = 1, \dots, p$, de acordo com o algoritmo de evolução competitiva;
6. Misturar os complexos resultantes da evolução, substituindo A^1, \dots, A^p em D , de tal forma que $D = \{A^k, k = 1, \dots, p\}$. Arranjar D em ordem crescente do valor da função objetivo.
7. Verificar o critério de convergência. Se satisfeito, parar. Caso contrário, retornar para o passo 4.

O algoritmo de evolução competitiva (Figura 4.16), requerido no passo 5, compõe-se do seguinte:

1. Selecionar q (número de subcomplexos), β (parâmetro que determina como cada complexo será evoluído ou melhorado) e a (determina como cada subcomplexo será melhorado), de forma que $2 = q = m$, $a = 1$ e $\beta = 1$. Os valores de $q=n+1$, $a = 7-P$, $P = 4$ e $\beta = 2n+1$ são recomendados pelos autores.
2. Atribuir uma distribuição triangular de probabilidade acumulada para A^k , do tipo, $P_i = P_{i-1} + 2(m+1-i)/m(m+1)$, $i = 1, \dots, m$, onde $P(0) = 0$.
3. Selecionar os pais, escolhendo-se aleatoriamente q distintos pontos u_1, \dots, u_q de A^k de acordo com a distribuição especificada acima, definindo assim um subcomplexo. Guardá-los em uma matriz $B = \{u_i, v_i, i = 1, \dots, q\}$, onde v_i é o valor da função associado com o ponto u_i . Guardar em L as localizações de A^k que foram usadas para construir B .
4. Gerar descendentes de acordo com o seguinte processo:

- a) ordenar B e L de modo que os q pontos fiquem arranjados em ordem crescente do valor da função; calcular o centróide g :

$$g = (1/q) \sum_{j=1}^{q-1} u_j$$

- b) calcular um novo ponto $r = 2g - u_q$, (reflexão);
 - c) se r estiver dentro do espaço U , calcular o valor da função f_r e seguir para o passo (d); caso contrário, calcular o menor hipercubo $H \subset R^N$ que contém A^k , selecionar, aleatoriamente, um ponto z dentro de H , calcular f_z , fazer $r = z$ e $f_r = f_z$ (mutação);
 - d) se $f_r < f_l$, calcular $ex = 2r - g$ (expansão); caso contrario, seguir para o passo (g);
 - e) se ex estiver dentro do espaço U , seguir para o passo (f); caso contrário, selecionar aleatoriamente um ponto z dentro de H e fazer $ex = z$;
 - f) calcular a função f_{ex} ; se $f_{ex} < f_r$ fazer $u_q = ex$, $f_q = f_{ex}$ e seguir para o passo (j); caso contrario, seguir para o passo (h);
 - g) se $f_r < f_q$ seguir para o passo (h); caso contrario, calcular $c = (g+u_q)/2$ e f_c seguir para o passo (i);
 - h) fazer $u_q = r$, $f_q = f_r$ e seguir para o passo (j);
 - i) se $f_c < f_q$, fazer $u_q = c$, $f_q = f_c$ e seguir para o passo (j); caso contrario, selecionar aleatoriamente um ponto z em H , calcular f_z , fazer $u_q = z$ e $f_q = f_z$, (mutação);
 - j) Repetir os passos (a) a (i) a vezes, sendo que $a = 7 - P$.
5. Substituir os pais pelos descendentes: substituir B em A^k usando as localizações originais guardadas em L . Organizar A^k em ordem crescente do valor da função.

6. Repetir os passos 2 a 5β vezes, sendo que $\beta = 2n+1$ é um parâmetro que determina como cada complexo será evoluído.

Este algoritmo encontra-se implementado em linguagem Fortran, resultado do estudo desenvolvido por Collischonn (2001). Foram executadas algumas alterações para fins de adaptação do algoritmo ao modelo IPHS1 e às funções econômicas, utilizados neste estudo para a avaliação dos valores da função objetivo.

A metodologia utilizada neste estudo tem, portanto, a seguinte seqüência:

1. o modelo hidrológico associado determina os locais de inundação para o cenário de projeto. Nesta etapa o usuário deve fornecer as informações referentes às redes existentes, como dimensões de suas seções transversais, declividades, rugosidades, etc., bem como dados relativos às bacias contribuintes, como coeficientes de escoamento, tempos de concentração, etc.;
2. o usuário define então o layout com os nós onde podem existir detenções, informando dimensões máximas da área disponível, profundidade máxima, porcentagem de incidência de rocha, custo de desapropriação por m^2 e tipo de reservatório para cada nó escolhido. Para os trechos de condutos, devem ser informados: incidência de rocha, custos de desapropriação e valores de penalizações desejadas. Caso o usuário não deseje que uma determinada vazão seja superada à saída do sistema, deve inserir uma penalidade no trecho final;
3. nesta fase o usuário também deve informar os limites de variação dos parâmetros para a otimização. Os valores a serem fornecidos são:
 - área mínima para o orifício de fundo do reservatório i ;
 - área máxima para o orifício de fundo do reservatório i ;
 - vazão mínima para o “by-pass” no reservatório i ;
 - vazão máxima para o “by-pass” no reservatório i ;

Os valores de área para os orifícios devem ser maiores iguais a zero e inferiores ao valor que não exerça nenhum tipo de armazenamento, ou seja que permita a passagem de toda a vazão de aporte. Para as vazões do “by-pass”, o usuário deve escolher entre a utilização de reservatórios “On-line” ($Q_{\text{by-pass}} = 0$) ou “off-line” ($Q_{\text{by-pass}} > 0$). O limite inferior desta vazão deve levar em consideração a necessidade de condução de vazões mínimas em sistemas mistos de esgotamento e a passagem da porção mais poluída do escoamento pluvial. O limite superior deve ser maior que a

vazão máxima de chegada no nó sem considerar nenhum tipo de armazenamento nos nós à montante. Isto possibilita ao modelo a eliminação do uso daquele reservatório se este layout apresentar o custo mínimo.

4. inicia-se então o processo de otimização, gerando soluções sem alagamento a partir do layout escolhido, com o algoritmo SCE-UA rodando modelo IPHS1 em todo o sistema a cada alteração nos volumes dos reservatórios, determinando os custos de intervenção a partir das funções econômicas da base de dados.
5. o critério de parada do algoritmo pode ser determinado como o número máximo de iterações ou como um valor mínimo de espaçamento entre os valores da função objetivo ou dos parâmetros determinados. Neste caso o critério utilizado foi o número máximo de iterações, realizando rodadas completas do modelo de otimização como forma de obter uma boa aproximação do mínimo global.

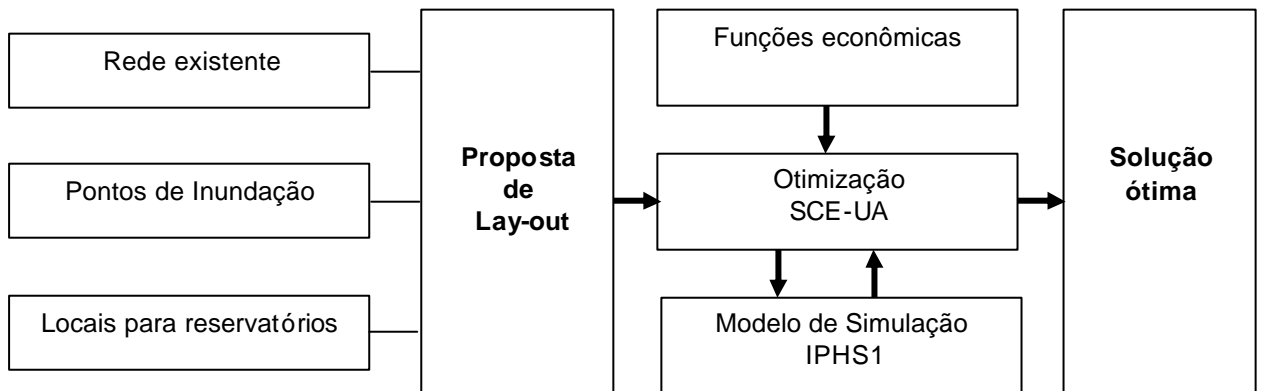


Figura 4.14 – Estrutura da metodologia de otimização aplicada no estudo

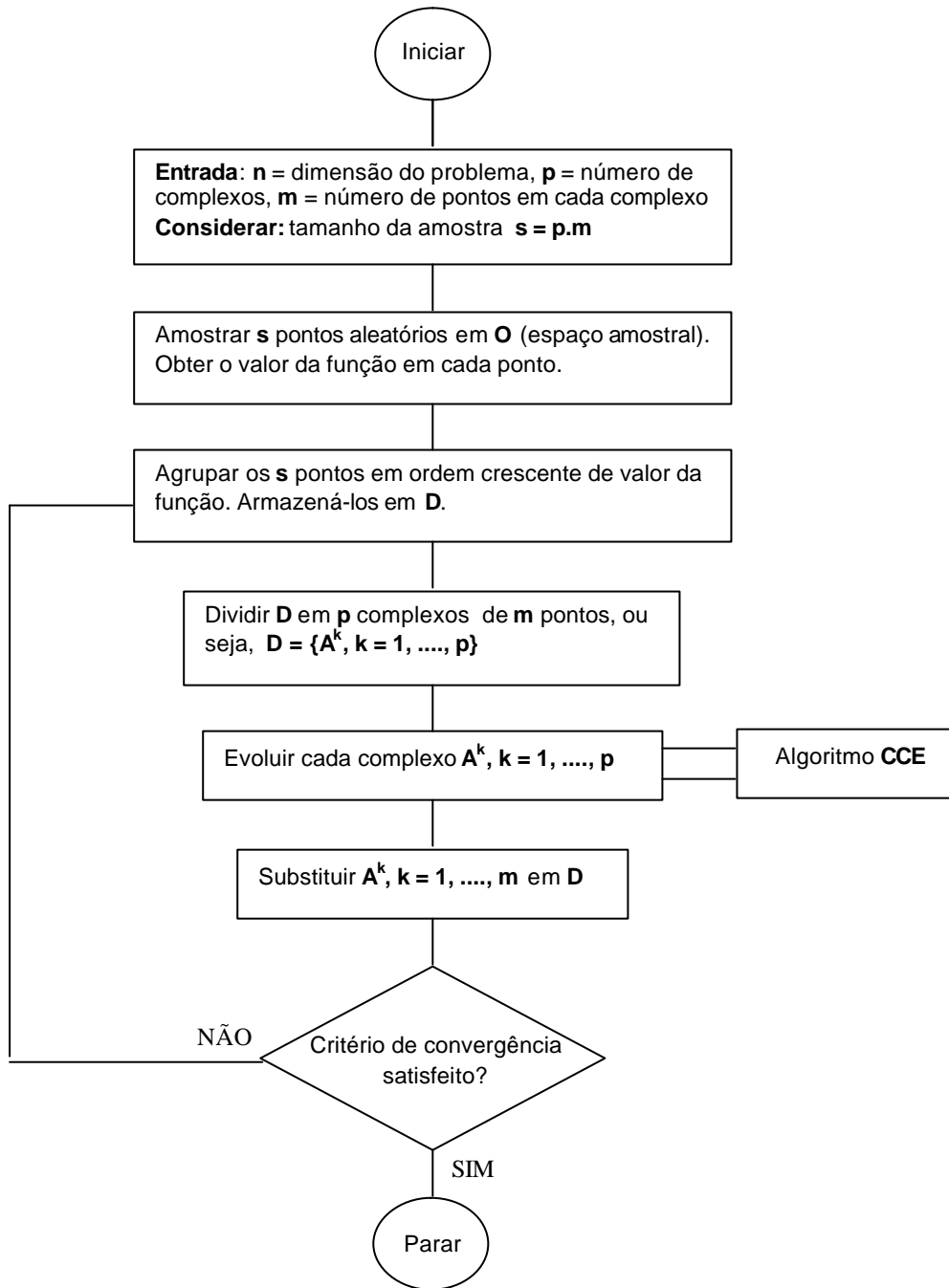


Figura 4.15. Fluxograma do algoritmo SCE-UA (adaptado de Duan et al., 1992)

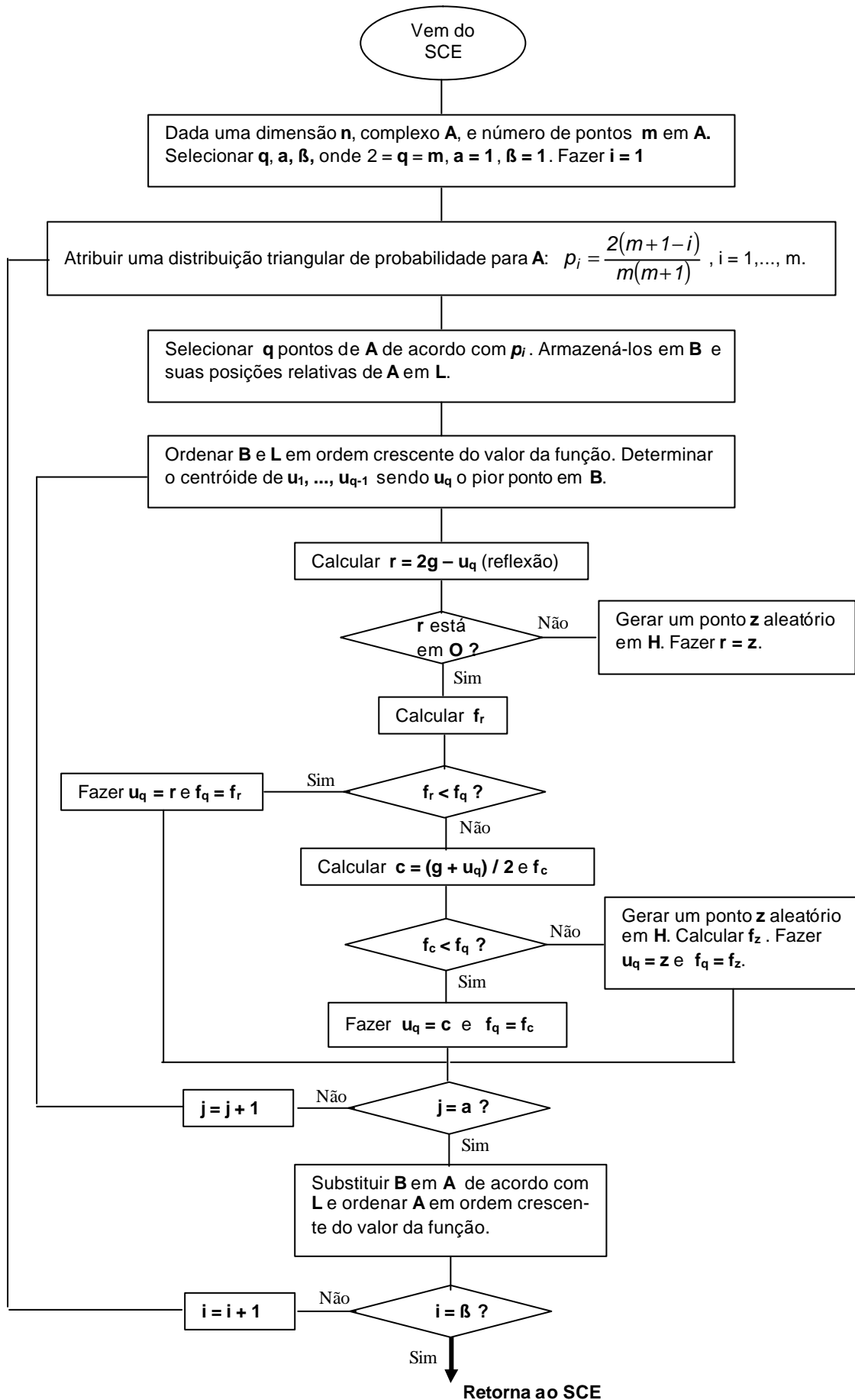


Figura 4.16. Fluxograma do algoritmo CCE do método SCE-UA (adaptado de Duan et al., 1992)

4.4. Modelo de Verificação

O SWMM (USEPA,1969 apud William et al.,1999) é um sistema também modular, originado em 1969 na EPA americana e possui um módulo de propagação hidrodinâmica em redes e canais abertos. Este módulo foi desenvolvido para utilização na cidade de São Francisco em 1973. Em 1974 foi adquirido pela EPA e incorporado ao pacote computacional SWMM (Storm Water Management Model) como EXTRAN (Extended Transport Model).

Este módulo permite a simulação de efeitos de remanso, condutos sob pressão, estruturas especiais como vertedores, orifícios, bombas e bacias de amortecimento. EXTRAN utiliza um sistema de nós interligados para a discretização física do sistema de drenagem e a solução matemática por diferenças finitas para as equações completas de Saint Venant para fluxo não-permanente gradualmente variado.

A equação solucionada no módulo é a seguinte:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (4.25)$$

onde:

Q = vazão ; V = velocidade; A = área molhada da seção transversal; H = carga hidráulica; S_f = declividade da linha de atrito.

A declividade da linha de atrito é definida pela equação de Manning :

$$S_f = \frac{k}{gAR^{\frac{4}{3}}} Q|V| \quad (4.26)$$

onde

$k = g.n^2$; n = coeficiente de rugosidade de Manning; g = aceleração da gravidade e R = raio hidráulico.

Substituindo na equação (28) e expressando na forma de diferenças finitas tem-se:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + V^2 [(A_2 - A_1)/L] \Delta t - gA [(H_2 - H_1)/L] \Delta t \quad (4.27)$$

onde: Δt é o intervalo de tempo e L é o comprimento do trecho

Este modelo foi utilizado na fase de verificação das soluções otimizadas obtidas com o modelo IPHS1, para cenários de riscos superiores e avaliação da necessidade de adaptações nas soluções de projeto decorrentes de efeitos hidráulicos não representados na etapa de otimização.

A escolha deste sistema baseou-se na facilidade de utilização da sua interface gráfica, possibilitando uma entrada de dados rápida e precisa e uma visualização instantânea dos resultados, tanto em forma de gráficos como em arquivos texto. Este modelo também se apresenta programado em linguagem FORTRAN e possui o código fonte aberto.

5. ESTUDOS DE CASOS E AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE

5.1. Seleção das bacias

A verificação da aplicabilidade da metodologia foi realizada através de dois estudos de caso em bacias urbanas de Porto Alegre: a bacia do arroio do Moinho e do arroio da Areia (Figura 5.1). A escolha destas bacias fundamentou-se em que:

- as duas bacias apresentam características topológicas semelhantes, com grandes declividades médias e intensa urbanização, favorecendo a análise proposta pelo modelo computacional de simulação escolhido;
- em ambas foram detectados problemas críticos de escoamento pluvial pelos órgãos municipais, com cadastramento dos principais pontos de alagamento existentes;
- existe grande disponibilidade de informações físicas sobre o sistema atual de drenagem, sub-bacias contribuintes, densidades habitacionais atuais e futuras, tipos de usos do solo, dentre outras; fruto de estudos prévios realizados nestas regiões, dentre estes o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (Porto Alegre, 2003).
- o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre (Porto Alegre, 1994) fornece densidades habitacionais futuras elevadas para as duas bacias, com valores acima de 200 hab/ha para algumas regiões;
- o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (Porto Alegre, 2003) propõe soluções para as duas bacias através do uso de reservatórios de amortecimento em determinados locais, assim como sugere a metodologia aplicada neste estudo;

5.2. Características das Bacias

5.2.1 Bacia do Arroio do Moinho

A bacia do arroio do Moinho está localizada na porção central do município de Porto Alegre, constituindo uma sub-bacia do arroio Dilúvio pela sua margem esquerda, conforme pode ser visto na figura 5.1. A bacia tem área aproximada de 4,5 km², comprimento de 4,0 km e grande declividade, pois o desnível é de cerca de 200 m.

Nesta bacia a drenagem natural é realizada pelo arroio do Moinho (curso principal) que no trecho inferior recebe o Arroio do Meio, um pequeno contribuinte e na parte superior a drenagem se abre em três pequenas nascentes dos morros da vizinhança.

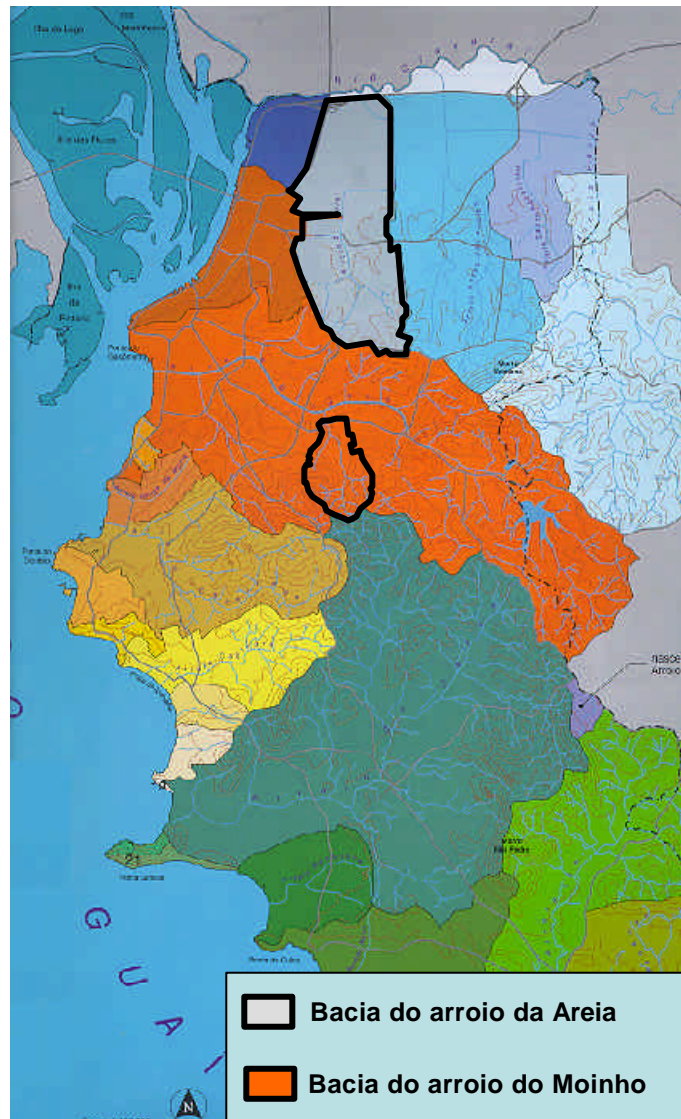


Figura 5.1 - Localização das bacias estudadas no Município de Porto Alegre

A entrada do arroio Moinho no arroio Dilúvio ocorre através de um conduto enterrado. Deste local para montante, o riacho se desenvolve a superfície livre, numa seção menor de 2,0 a 4,0 m de largura do curso principal e lâminas permanentes de 20 a 50 cm. Na seção maior a largura chega de 5,0 a 20,0 m (valor variável) com muita vegetação.

A bacia apresenta ocupação urbana de jusante para montante. Os loteamentos foram realizados mantendo o arroio principal no fundo das residências. Em consequência destas condições, em alguns locais, o aterro e o muro estrangulam o arroio.

No trecho de jusante a urbanização da bacia é antiga (antes da década de 70). Atualmente a urbanização se desenvolve no sentido dos morros, ocupando áreas de preservação. No entanto, a sua parte superior ao longo do rio principal, ainda se encontra em estado natural. A Figura 5.2 mostra uma imagem de satélite atual da bacia.



Figura 5.2. Imagem QuickBird da Bacia do arroio do Moinho (resolução 0,70 x 0,70m)
Fevereiro/2003

Sub-bacias e sistema de macrodrenagem

A bacia do arroio do Moinho foi subdividida em treze sub-bacias conforme áreas contribuintes aos principais caminhos de drenagem selecionados. Foram consideradas apenas as redes com diâmetros superiores a 0,80m como redes de macrodrenagem, pelo fato de possibilitar uma escala suficiente para a análise que o estudo propõe. A Figura 5.3 mostra as sub-bacias e os trechos de macrodrenagem considerados.

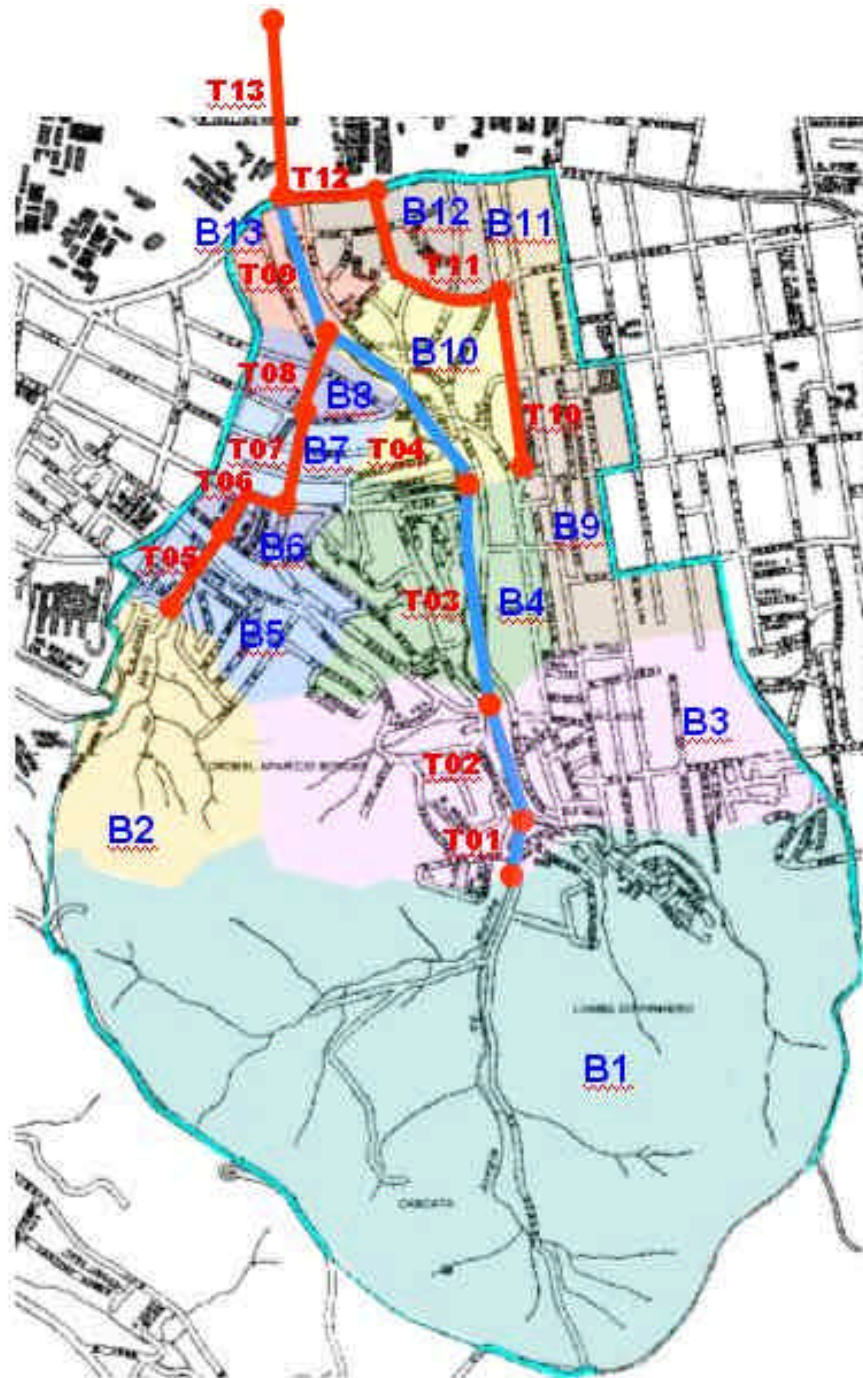


Figura 5.3 Sub-bacias e trechos considerados na bacia do arroio do Moinho

A partir de mapas cadastrais de redes de drenagem na escala 1:2000 e cartas de levantamento planialtimétrico na escala 1:1000 foram delimitadas as áreas contribuintes aos trechos de drenagem selecionados. Dados demográficos por bairro foram obtidos de informações de censo habitacional reunidas em um estudo denominado Plano Diretor de Esgotos Sanitários de Porto Alegre (DMAE, 1996), o que permitiu a determinação da população atual por sub-bacia. A população futura foi determinada a partir dos valores previstos no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, juntamente com os valores atuais.

Uma informação importante para a caracterização hidrológica das sub-bacias é a taxa impermeável atual e futura. Estes valores são obtidos a partir de relações matemáticas com a densidade habitacional e com análise de imagens de satélite atualizadas. Desta forma utilizou-se a curva abaixo (Figura 5.4) para a estimativa da taxa de impermeabilização (Campana e Tucci, 1994):

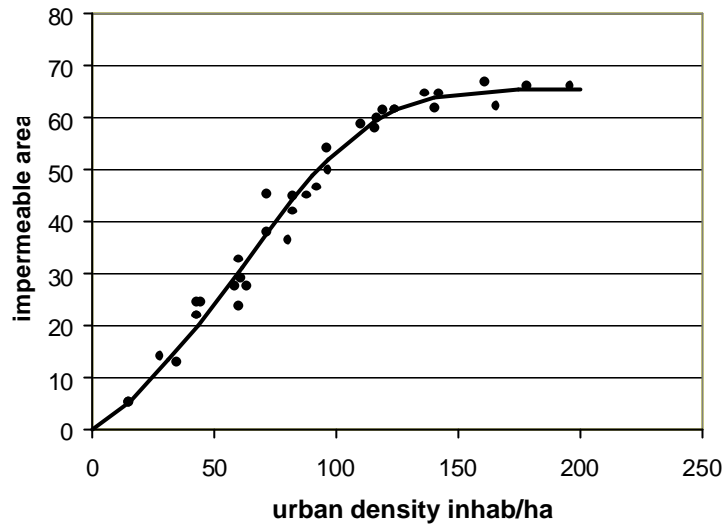


Figura 5.4 Relação entre densidade habitacional e área impermeável
(Fonte: Campana e Tucci, 1994)

Os autores obtiveram esta relação para áreas predominantemente residenciais de Porto Alegre, São Paulo e Curitiba, e aconselham a aplicação para áreas acima de 2 km², sugerindo que, para aplicações em áreas menores, seja realizada uma amostragem local, através de fotos ou imagens de boa resolução.

O tempo de concentração das sub-bacias foi determinado a partir da fórmula de Kirpich (Tucci, 1995), adaptada para áreas urbanas através de coeficientes de redução, devido a impermeabilização de superfícies e à canalização dos caminhos naturais do escoamento (Tucci, 1985).

As informações referentes a taxas impermeáveis, tipo de solo e tipo de ocupação, permitiram a obtenção de valores para o parâmetro CN ou Curve Number, do método de separação do escoamento do Soil Conservation Service. Este parâmetro tem valores tabelados difundidos na literatura (Capítulo 4) e depende da condição de umidade, do tipo e do uso do solo.

As características básicas dos trechos de coletores de drenagem, como comprimento e dimensões, foram obtidas através de mapas cadastrais de redes urbanas na escala 1:2000. A rugosidade foi obtida através de valores tabelados da literatura (Tucci, 1985, e Chow et al., 1957). Para os trechos em redes, foram consideradas, através do valor de coeficiente de rugosidade de Manning, as perdas localizadas, como poços de visitas e mudanças de direção além

de, para a avaliação do sistema existente, considerar perdas lineares resultantes da idade das tubulações, assoreamento e presença de lixo, características dominantes nas bacias estudadas.

A Tabela 5.1 mostra as características básicas das sub-bacias e a Tabela 5.2, dos trechos de rede de drenagem considerados. A Figura 5.5 mostra a distribuição do principal parâmetro obtido, o CN para esta bacia.

Tabela 5.1. Características das sub-bacias para simulação na bacia do Moinho

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|-----------------------------------|------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperm. (%) | Tc (min.) | CN |
| B1 | 227,5 | 9158 | 26,3 | 10,8 | 82 |
| B2 | 35,8 | 2655 | 40,6 | 4,4 | 84 |
| B3 | 43,0 | 4249 | 49,0 | 4,1 | 86 |
| B4 | 24,0 | 2371 | 49,0 | 5,9 | 86 |
| B5 | 22,8 | 1691 | 40,6 | 3,5 | 84 |
| B6 | 8,6 | 958 | 52,9 | 4,5 | 87 |
| B7 | 4,9 | 546 | 52,9 | 2,8 | 87 |
| B8 | 6,5 | 724 | 52,9 | 4,9 | 87 |
| B9 | 16,8 | 1946 | 54,2 | 5,2 | 88 |
| B10 | 30,0 | 2964 | 49,0 | 4,0 | 86 |
| B11 | 10,5 | 1191 | 53,5 | 6,2 | 88 |
| B12 | 11,3 | 1259 | 52,9 | 5,8 | 87 |
| B13 | 13,1 | 1460 | 52,9 | 4,0 | 87 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDU) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperm. (%) | Tc (min.) | CN |
| B1 | 227,5 | 9158 | 26,3 | 10,8 | 82 |
| B2 | 35,8 | 2655 | 40,6 | 4,4 | 84 |
| B3 | 43,0 | 5661 | 58,7 | 3,3 | 89 |
| B4 | 24,0 | 3195 | 59,1 | 4,8 | 89 |
| B5 | 22,8 | 1863 | 43,3 | 3,1 | 85 |
| B6 | 8,6 | 1284 | 63,4 | 3,3 | 90 |
| B7 | 4,9 | 733 | 63,5 | 2,0 | 90 |
| B8 | 6,5 | 1038 | 66,1 | 4,0 | 91 |
| B9 | 16,8 | 2533 | 63,8 | 4,3 | 90 |
| B10 | 30,0 | 4115 | 60,2 | 3,5 | 89 |
| B11 | 10,5 | 1624 | 64,8 | 5,0 | 91 |
| B12 | 11,3 | 1762 | 65,1 | 4,8 | 91 |
| B13 | 13,1 | 2053 | 65,3 | 3,2 | 91 |

Tabela 5.2. Características dos trechos de macrodrenagem na bacia do Moinho

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | L (m) | Rugosidade |
|---------|---------------|--------------------|---------------|----------|------------|
| T01 * | Canal natural | 100,0 | 1,00 | 2,00 | 0,050 |
| T02 * | Canal natural | 30,0 | 1,00 | 2,00 | 0,050 |
| T03 * | Canal natural | 530,0 | 1,00 | 3,00 | 0,050 |
| T04 * | Canal natural | 540,0 | 0,60 | 3,00 | 0,045 |
| T05 | Galeria | 300,0 | 1,10 | 1,40 | 0,016 |
| T06 | Galeria | 170,0 | 0,80 | - | 0,017 |
| T07 | Galeria | 120,0 | 0,50 | 2,10 | 0,017 |
| T08 | Galeria | 180,0 | 1,20 | - | 0,017 |
| T09 * | Canal natural | 370,0 | 2,00 | 3,00 | 0,045 |
| T10 | Galeria | 150,0 | 0,80 | - | 0,017 |
| T11 | Galeria | 200,0 | 0,80 | - | 0,017 |
| T12 | Galeria | 500,0 | 0,80 | - | 0,017 |
| T13 | Galeria | 525,0 | 2,00 | 2,00 | 0,013 |

* informações referentes à calha principal

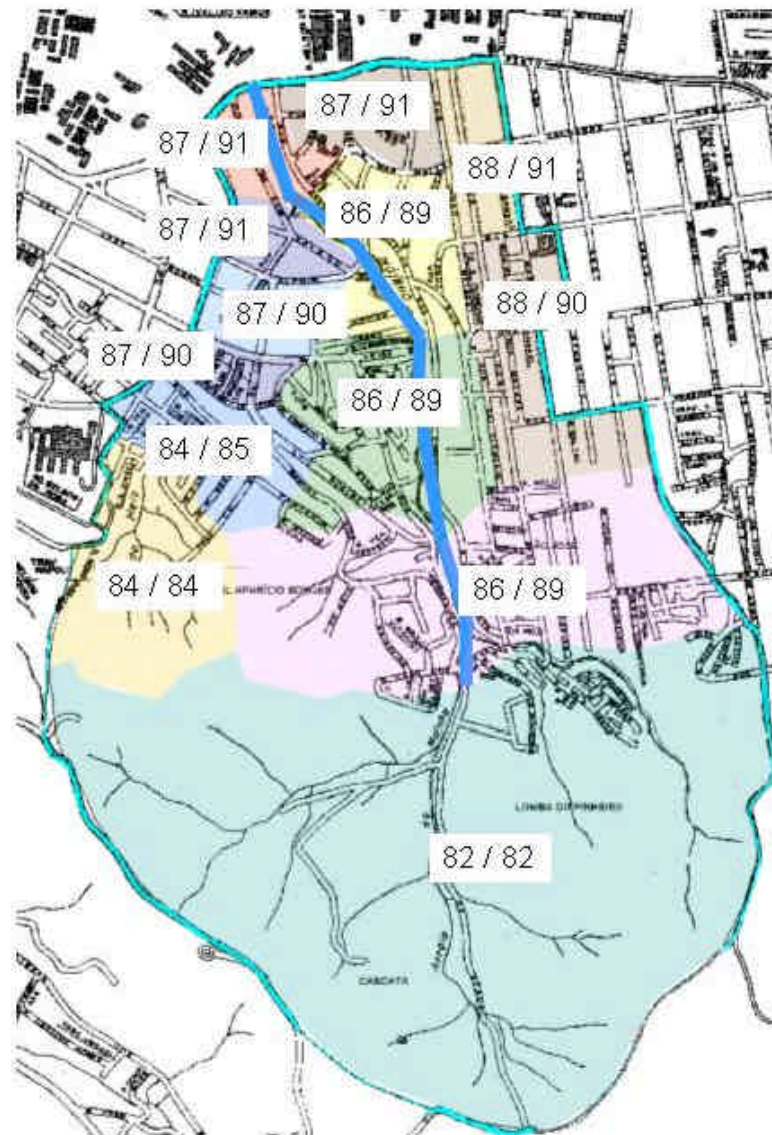


Figura 5.5. Valores de CN para a bacia do Moinho - cenário de ocupação atual / futuro

5.2.2. Bacia do arroio da Areia

A bacia do Areia, localizada na porção norte da cidade, ocupa uma área de 20,85 km², dos quais aproximadamente metade corresponde à bacia do Arroio da Areia, cerca de 11,7 km² e o restante pertence ao polder do Aeroporto. O comprimento do Arroio é de 5,4 km até a Casa de Bombas Sílvio Brum, e possui um desnível de 121 m.

Nesta bacia a drenagem natural é realizada pelo arroio do Areia, curso principal, que recebe diversas contribuições de pequenos canais ao longo do curso, dentre os quais se destacam o Canal Assis Brasil, Carneiro da Fontoura, Menna Barreto e Cerro Azul.

A bacia apresenta uma ocupação urbana de jusante para montante, sendo mais densamente urbanizada a montante. O curso principal corre geralmente abaixo do greide das ruas, somente uma pequena parte atravessa o meio das quadras, passando nos fundos das residências.

A parte mais baixa da bacia é uma zona chamada corredor de desenvolvimento onde se localizam as principais atividades industriais, já a parte mais a montante é uma zona que apresenta um processo de densificação urbana mais intenso a partir da década de 80, embora ainda encontra-se com algumas glebas e lotes vazios.

Na Figura 5.6 é apresentada a ocupação urbana de fevereiro de 2003 em uma imagem Quick Bird, com resolução de 0,70m x 0,70m.

Sub-bacias e sistema de macrodrenagem

A determinação do cenário de avaliação da bacia do arroio da Areia, assim como na do Moinho, iniciou-se pela delimitação das sub-bacias contribuintes às redes de macrodrenagem selecionadas. Este estudo limitou-se a analisar as sub-bacias do arroio da Areia que contribuem para o Conduto Forçado da Areia, pelas características topográficas favoráveis ao tipo de simulação utilizada pelo modelo; restando ainda uma área baixa drenada por uma casa de bombas e a área do Polder Aeroporto. Desta forma os trechos de macrodrenagem e as sub-bacias na bacia do Areia foram os seguintes, como mostra a Figura 5.7.



Figura 5.6. Imagem QuickBird da Bacia do arroio da Areia
Fevereiro/2003

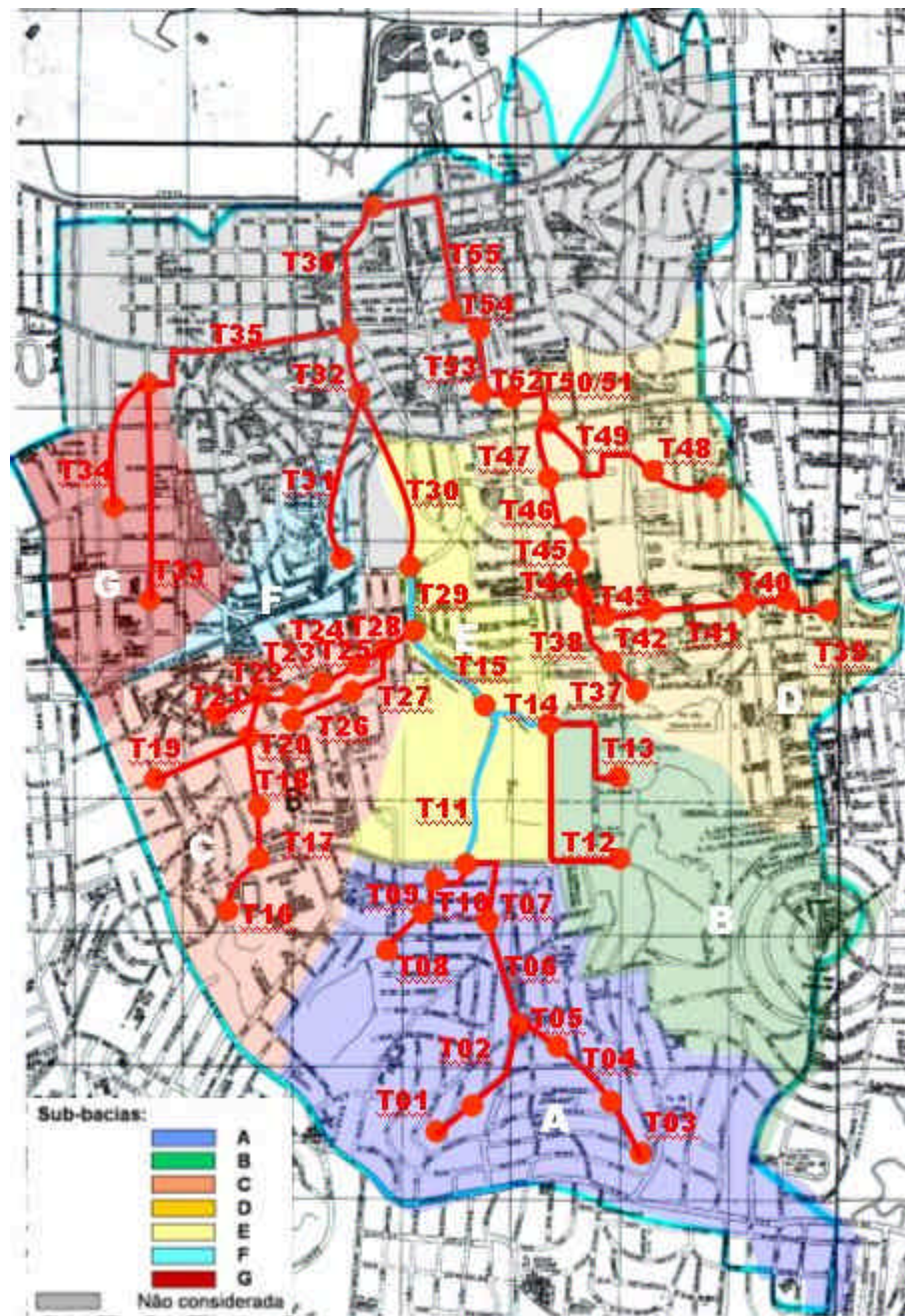


Figura 5.7. Sub-bacias e trechos de macrodrenagem na bacia do Areia (Conduto Forçado)

A determinação do cenário de ocupação para avaliação do sistema existente utilizou os mesmos critérios explicitados para o caso da bacia do arroio do Moinho. No entanto, para a bacia do Areia o estudo buscou análises individuais de cada sub-bacia bem como de toda a bacia, devido às dimensões das sub-bacias. Desta forma cada sub-bacia foi subdividida nas áreas contribuintes aos trechos de macrodrenagem existentes em seu interior. Utilizando-se das mesmas fontes de informações utilizadas para a bacia do arroio do Moinho, foram gerados dados de entrada para o modelo em cada subárea das sub-bacias do Arroio da Areia. A seguir são descritas detalhadamente as informações de cada sub-bacia estudada.

Sub-bacia A

A sub-bacia A apresenta uma área total aproximadamente 237 ha, representando cerca de 25% da área total da bacia do arroio da Areia. A análise do escoamento pluvial da sub-bacia A exigiu a delimitação das áreas contribuintes aos trechos de macrodrenagem, conforme mostra a Figura 5.8. A Tabela 5.3 mostra as características básicas das áreas delimitadas e a Tabela 5.4, dos trechos de macrodrenagem considerados.

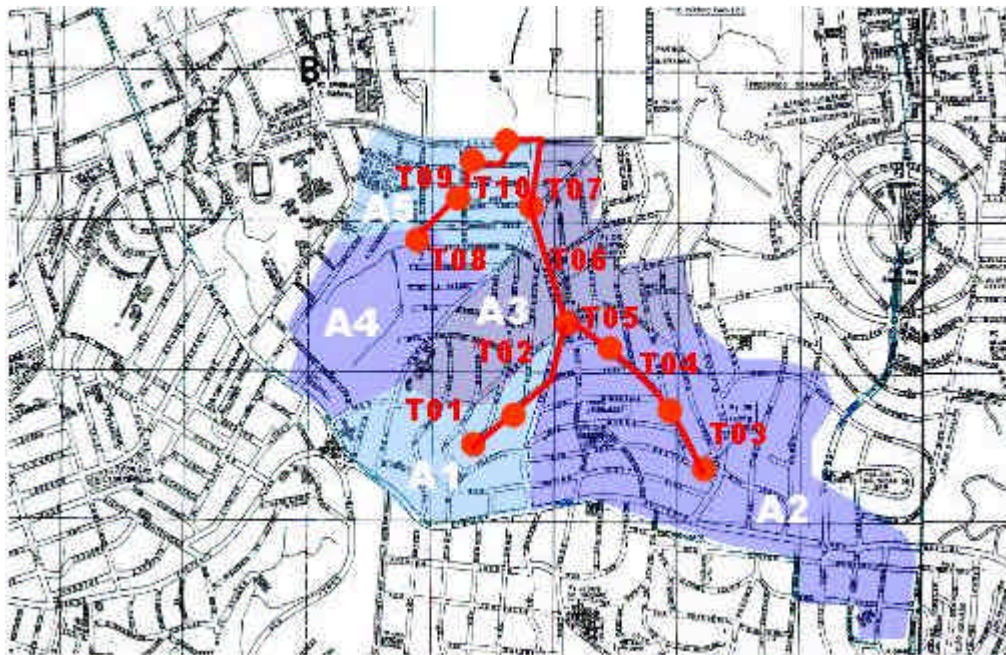


Figura 5.8. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia A

A sub-bacia A caracteriza-se por uma ocupação estritamente residencial, com escassez de áreas livres ou não-construídas. Apresenta respostas rápidas devido às grandes declividades presentes nas vias, em sua grande maioria asfaltadas. A Figura 5.9 mostra os valores de CN para cada sub-área.

Tabela 5.3. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia A do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| A1 | 33,8 | 1555 | 29,24 | 6,5 | 81 |
| A2 | 96,9 | 7022 | 40,80 | 10,9 | 84 |
| A3 | 50,7 | 2617 | 32,17 | 6,5 | 82 |
| A4 | 30,0 | 1176 | 25,17 | 6,8 | 80 |
| A5 | 25,5 | 550 | 10,00 | 7,4 | 76 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDU) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| A1 | 33,8 | 5915 | 63,20 | 2,26 | 90 |
| A2 | 96,9 | 16958 | 63,20 | 3,79 | 90 |
| A3 | 50,7 | 8873 | 63,20 | 2,26 | 90 |
| A4 | 30,0 | 5250 | 63,20 | 2,37 | 90 |
| A5 | 25,5 | 4463 | 63,20 | 2,58 | 90 |

Tabela 5.4. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia A do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | L (m) | Rugosidade |
|---------|---------|-----------------|------------|-------|------------|
| T01 | Galeria | 90,00 | 0,80 | - | 0,020 |
| T02 | Galeria | 508,00 | 0,80 | - | 0,020 |
| T03 | Galeria | 325,00 | 0,80 | - | 0,020 |
| T04 | Galeria | 377,00 | 0,80 | - | 0,020 |
| T05 | Galeria | 113,00 | 0,80 | - | 0,020 |
| T06 | Galeria | 576,00 | 0,80 | 1,45 | 0,020 |
| T07 | Galeria | 201,00 | 1,00 | 1,70 | 0,020 |
| T08 | Galeria | 290,00 | 1,00 | - | 0,020 |
| T09 | Galeria | 350,00 | 1,00 | - | 0,020 |
| T10 | Galeria | 60,00 | 1,00 | - | 0,020 |

Sub-bacia B

Foi realizada a delimitação de áreas contribuintes da sub-bacia B (136 ha) aos trechos de macrodrenagem, conforme mostra a Figura 5.10. A Tabela 5.5 mostra as características básicas das áreas delimitadas e dos trechos de macrodrenagem considerados. A sub-bacia B, diferentemente da sub-bacia A, apresenta-se ainda com grandes porções de áreas verdes, mas com grande potencial de ocupação por novos loteamentos. A Figura 5.11 mostra a distribuição do CN para as subáreas da sub-bacia B.

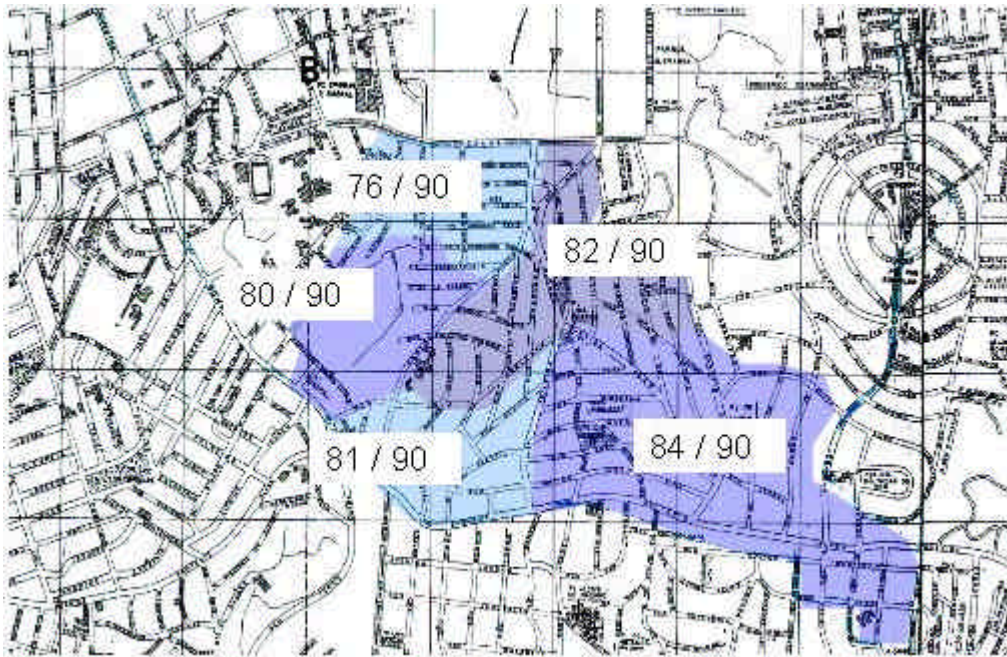


Figura 5.9. Valores de CN para a sub-bacia A - cenário de ocupação atual / futura

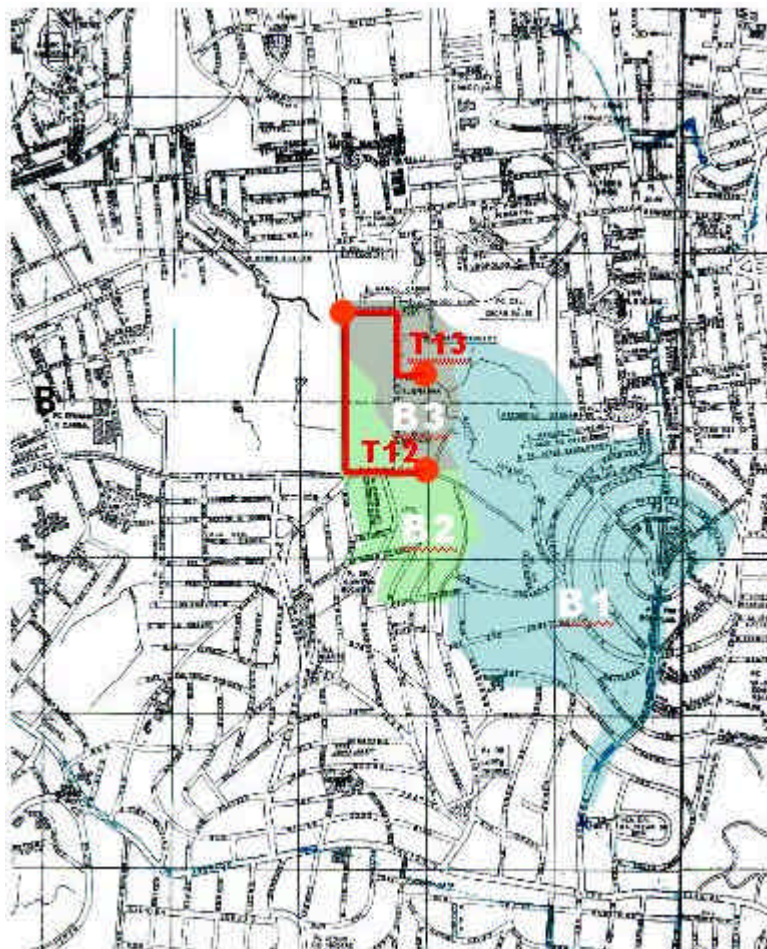


Figura 5.10. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia B

Tabela 5.5. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia B do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| B1 | 93,3 | 3853 | 26,51 | 9,71 | 80 |
| B2 | 27,3 | 1819 | 38,66 | 3,36 | 84 |
| B3 | 15,4 | 1438 | 47,24 | 3,44 | 86 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDU) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| B1 | 93,3 | 13686 | 58,72 | 5,15 | 89 |
| B2 | 27,3 | 4778 | 63,20 | 2,19 | 90 |
| B3 | 15,4 | 1882 | 54,07 | 3,04 | 88 |

Tabela 5.6. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia B do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | L (m) | Rugosidade |
|---------|---------|-----------------|------------|-------|------------|
| T12 | Galeria | 870,00 | 1,00 | - | 0,020 |
| T13 | Galeria | 584,00 | 1,50 | - | 0,020 |

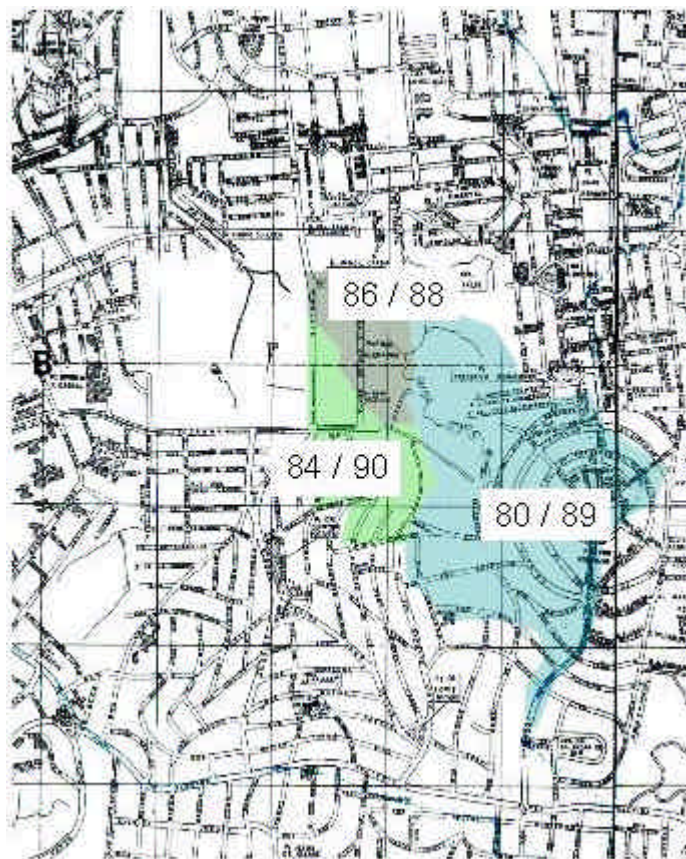


Figura 5.11 – Valores de CN para a sub-bacia B - cenário de ocupação atual / futura

Sub-bacia C

A subdivisão da sub-bacia C segundo os trechos internos de macrodrenagem é mostrada na Figura 5.12. A Tabela 5.7 resume as características principais das subáreas consideradas e a Tabela 5.8 mostra os trechos do sistema de drenagem. Esta sub-bacia, que tem uma área total de cerca de 157 ha, é caracterizada por uma ocupação muito intensa, com usos mistos, residencial e comercial. Apresenta grandes variações de declividades, com áreas muito íngri- mes próximas aos limites da bacia do Areia , área planas em seu interior e na sua porção de jusante. A Figura 5.13 mostra os valores de CN para cada sub-área.

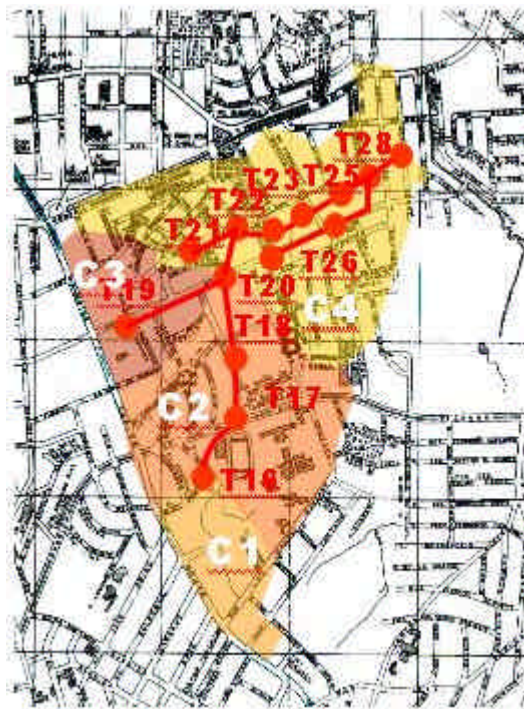


Figura 5.12. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia C

Tabela 5.7. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia C do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| C1 | 17,9 | 386 | 10,00 | 7,42 | 76 |
| C2 | 48,8 | 1708 | 38,03 | 5,43 | 84 |
| C3 | 20,9 | 732 | 38,03 | 4,94 | 84 |
| C4 | 69,8 | 2443 | 38,03 | 6,47 | 84 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDU) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| C1 | 17,9 | 3133 | 63,20 | 2,92 | 90 |
| C2 | 48,8 | 8899 | 64,24 | 3,27 | 90 |
| C3 | 20,9 | 3814 | 64,24 | 2,98 | 90 |
| C4 | 69,8 | 12713 | 64,24 | 3,90 | 90 |

Tabela 5.8. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia C do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | L (m) | Rugosidade |
|---------|---------|--------------------|---------------|----------|------------|
| T16 | Galeria | 314 | 1,50 | - | 0,020 |
| T17 | Galeria | 200 | 1,50 | 2,00 | 0,020 |
| T18 | Galeria | 270 | 1,50 | 1,50 | 0,020 |
| T19 | Galeria | 190 | 0,40 | - | 0,020 |
| T20 | Galeria | 150 | 1,50 | - | 0,020 |
| T21 | Galeria | 160 | 1,00 | - | 0,020 |
| T22 | Galeria | 130 | 1,10 | 2,00 | 0,020 |
| T23 | Galeria | 100 | 2,00 | 2,00 | 0,020 |
| T24 | Galeria | 270 | 1,80 | 2,00 | 0,020 |
| T25 | Galeria | 130 | 2,00 | 2,50 | 0,020 |
| T26 | Galeria | 200 | 0,80 | - | 0,020 |
| T27 | Galeria | 165 | 0,90 | - | 0,020 |
| T28 | Galeria | 120 | 2,00 | 2,50 | 0,020 |

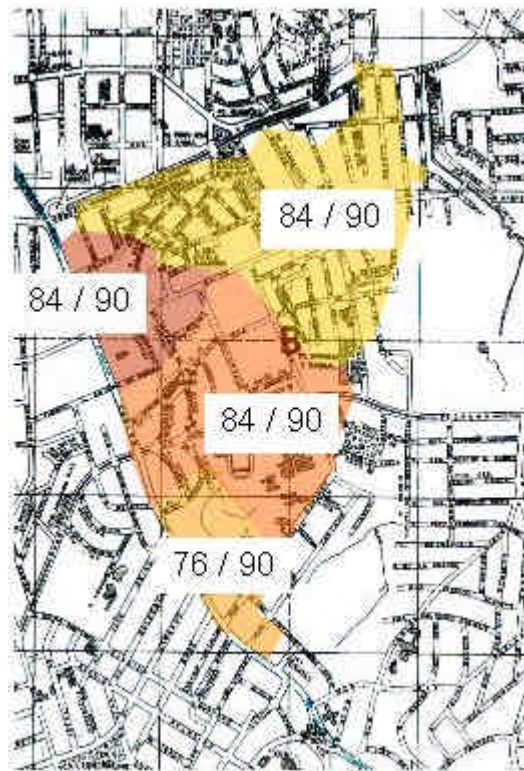


Figura 5.13. Valores de CN para a sub-bacia C - cenário de ocupação atual / futura

Sub-bacia D

A sub-bacia D possui área total de cerca de 210 ha e apresenta-se intensamente urbanizada, com imóveis de uso residencial e comercial, restando algumas áreas de praça como recantos de espaços verdes e poucos lotes vazios na sua porção mais a jusante. A Figura 5.14 mostra os trechos e áreas contribuintes da sub-bacia D, e as tabelas 5.9 e 5.10 mostram as suas características principais. A Figura 5.15 mostra os valores de CN para cada sub-área.

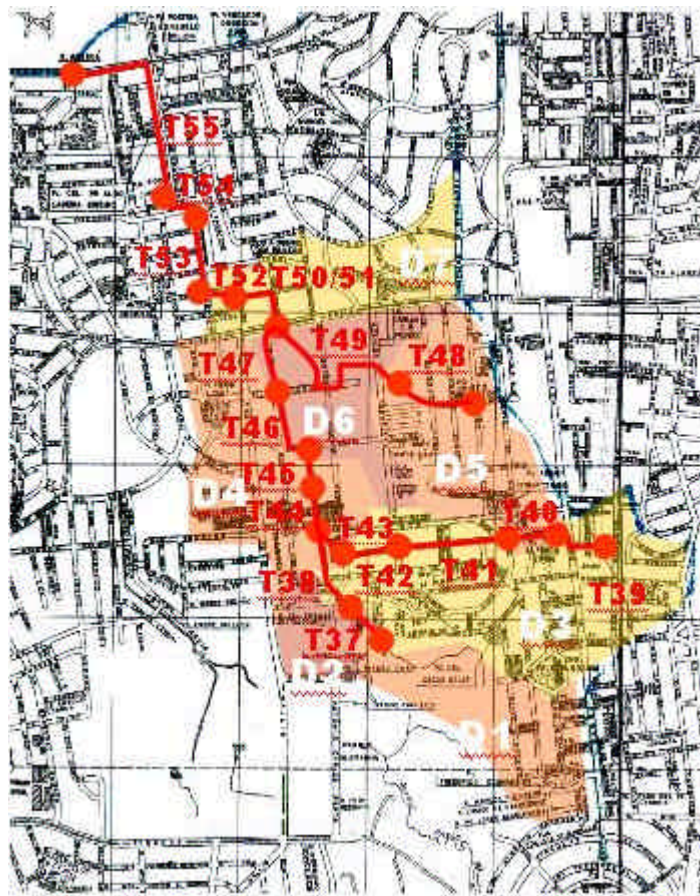


Figura 5.14. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia D

Tabela 5.9. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia D do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|-----------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| D1 | 27,8 | 2900 | 50,06 | 5,10 | 87 |
| D2 | 13,1 | 1250 | 47,79 | 2,83 | 86 |
| D3 | 66,6 | 6957 | 50,09 | 5,69 | 87 |
| D4 | 31,1 | 2876 | 46,99 | 5,30 | 86 |
| D5 | 28,1 | 2955 | 50,26 | 5,27 | 87 |
| D6 | 19,8 | 2036 | 49,68 | 2,70 | 87 |
| D7 | 23,3 | 2027 | 45,44 | 5,90 | 86 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDU) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| D1 | 27,8 | 5320 | 65,48 | 3,67 | 91 |
| D2 | 13,1 | 2948 | 69,59 | 1,76 | 95 |
| D3 | 66,6 | 14984 | 69,59 | 2,60 | 94 |
| D4 | 31,1 | 6846 | 69,03 | 3,19 | 94 |
| D5 | 28,1 | 6088 | 68,63 | 3,27 | 93 |
| D6 | 19,8 | 4170 | 67,91 | 1,74 | 93 |
| D7 | 23,3 | 4089 | 63,27 | 4,03 | 90 |

Tabela 5.10. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia D do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | B (m) | Rugosidade |
|----------|---------|-----------------|------------|-------|------------|
| T37 | Galeria | 190 | 0,80 | - | 0,020 |
| T38 | Galeria | 440 | 1,00 | - | 0,020 |
| T39 | Galeria | 180 | 1,00 | - | 0,020 |
| T40 | Galeria | 180 | 1,00 | - | 0,020 |
| T41 | Galeria | 400 | 1,00 | - | 0,020 |
| T42 | Galeria | 200 | 1,00 | 1,41 | 0,020 |
| T43 | Galeria | 160 | 1,00 | 1,20 | 0,020 |
| T44 | Galeria | 280 | 1,50 | - | 0,020 |
| T45 | Galeria | 270 | 1,50 | - | 0,020 |
| T46 | Galeria | 100 | 1,55 | 2,20 | 0,020 |
| T47 | Galeria | 120 | 1,40 | 2,40 | 0,020 |
| T48 | Galeria | 378 | 1,00 | - | 0,020 |
| T49 | Galeria | 720 | 1,00 | - | 0,020 |
| T50/51-1 | Galeria | 40 | 1,20 | 1,69 | 0,020 |
| T50/51-2 | Galeria | 130 | 1,20 | 1,69 | 0,020 |
| T50/51-3 | Galeria | 260 | 1,20 | 1,69 | 0,020 |
| T52 | Galeria | 70 | 1,70 | 3,00 | 0,016 |
| T53 | Galeria | 304 | 1,70 | 3,00 | 0,016 |
| T54 | Galeria | 123 | 1,70 | 3,00 | 0,016 |
| T55 | Galeria | 726 | 1,70 | 3,00 | 0,016 |

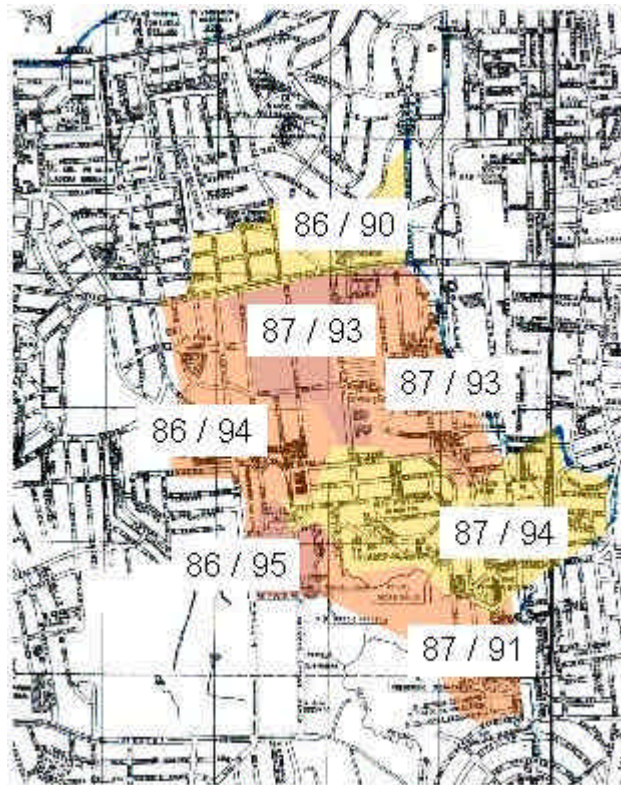


Figura 5.15. Valores de CN para a sub-bacia D - cenário de ocupação atual / futura

Sub-bacia E

A sub-bacia E diverge das demais sub-bacias já apresentadas no que se refere à ocupação urbana. A ocupação urbana nesta bacia é baixa e não tem previsão futura de grandes aumentos. Isto se deve a existência do Country Club de Golfe de Porto Alegre na parte de montante desta bacia que se constitui em cerca de 47 ha de área verde. A sub-bacia E compreende o último trecho principal de calha natural do arroio da Areia.

Assim como nos casos anteriores, foram delimitadas as bacias contribuintes na sub-bacia E, conforme mostra a Figura 5.16. As tabelas 5.11 e 5.12 mostram as características básicas das áreas delimitadas e dos trechos de macrodrenagem considerados. A distribuição dos valores de CN para as subáreas da sub-bacia E está ilustrada na Figura 5.17.

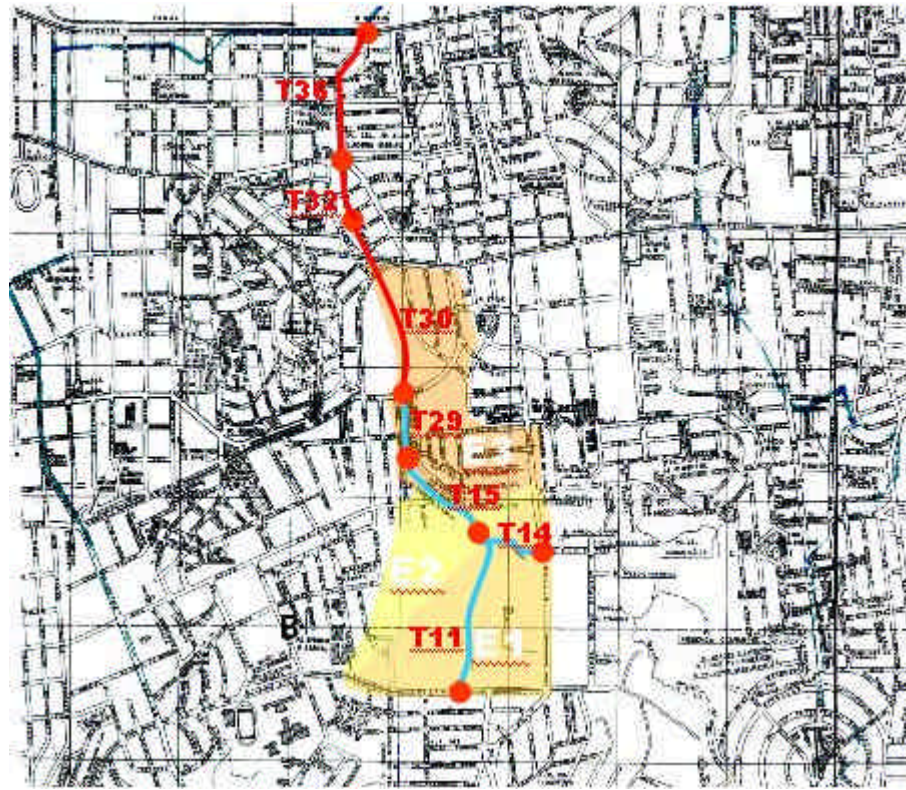


Figura 5.16. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia E

Tabela 5.11. Características das sub-bacias para simulação na sub-bacia E do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|------------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| E1 | 34,9 | 0 | 0 | 6,00 | 70 |
| E2 | 12,1 | 0 | 0 | 6,20 | 70 |
| E3 | 40,2 | 3627 | 46,36 | 3,65 | 86 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDUA) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| E1 | 34,9 | 0 | 0 | 6,00 | 70 |
| E2 | 12,1 | 0 | 0 | 6,20 | 70 |
| E3 | 40,2 | 8823 | 68,96 | 2,14 | 94 |

Tabela 5.12. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia E do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | B (m) | Rugosidade |
|---------|---------------|--------------------|---------------|----------|------------|
| T11 | Canal natural | 710 | 3,00 | 2,00 | 0,050 |
| T14 | Canal natural | 340 | 1,50 | 2,50 | 0,050 |
| T15 | Canal | 443 | 3,50 | 3,00 | 0,035 |
| T29 | Canal | 320 | 2,70 | 3,00 | 0,020 |
| T30 | Galeria | 640 | 2,20 | 4,50 | 0,016 |
| T32 | Galeria | 340 | 2,20 | 4,50 | 0,016 |
| T36 | Galeria | 604 | 2,00 | 5,00 | 0,016 |

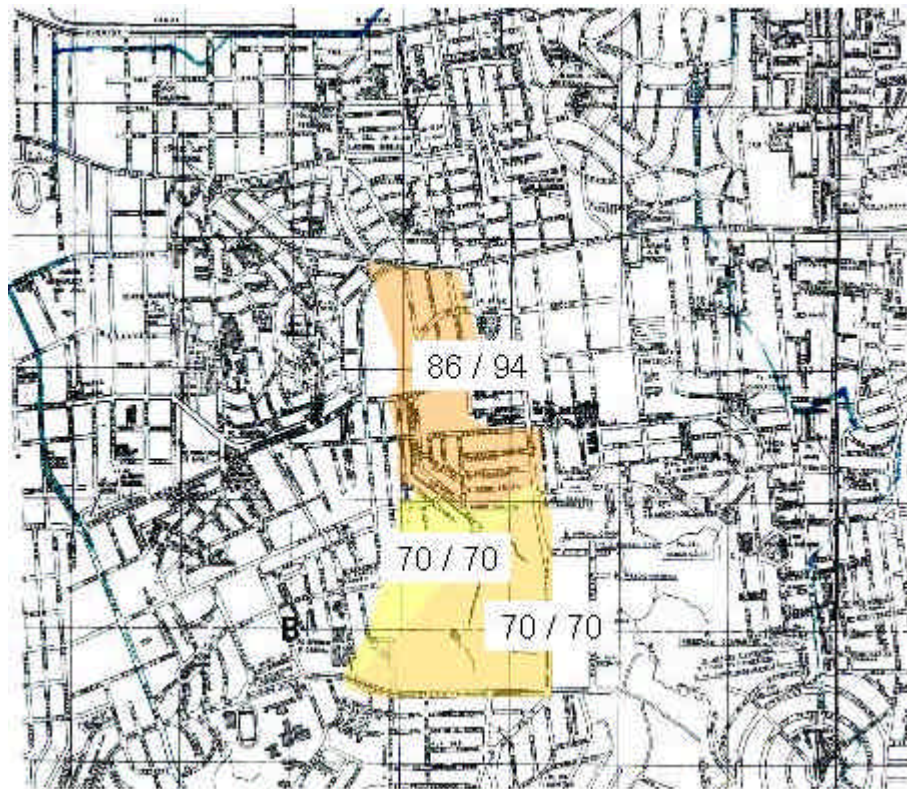


Figura 5.17. Valores de CN para a sub-bacia E - cenário de ocupação atual / futura

Sub-bacia F

A sub-bacia F, pela sua área reduzida, cerca de 38 ha, em comparação com as demais sub-bacias, foi considerada sem sub-divisão, contribuindo para um trecho de macrodrenagem, conforme mostra a Figura 5.18. Esta sub-bacia se caracteriza por apresentar ocupações predominantemente residenciais, compostas por edifícios, com espaços verdes em suas áreas de

pátio. As tabelas 5.13 e 5.14 mostram as características básicas da sub-bacia e do trecho de macrodrenagem considerado. A Figura 5.19 mostra os valores de CN para esta sub-bacia.

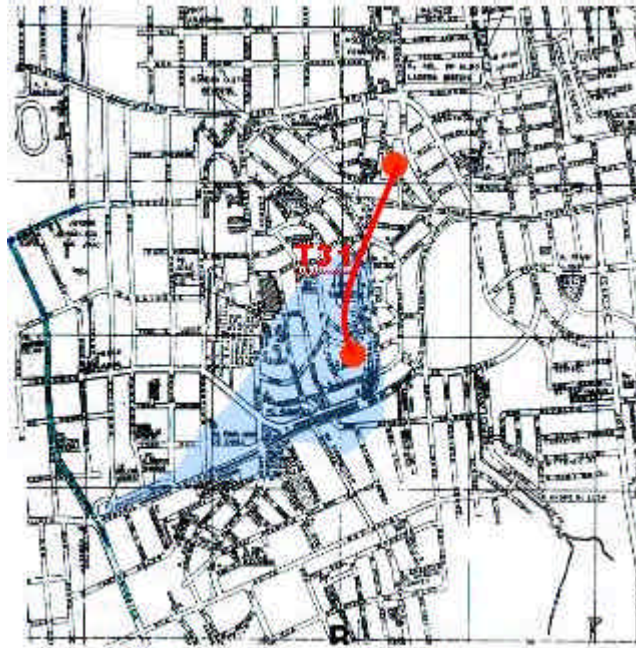


Figura 5.18. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia F

Tabela 5.13. Características para simulação da sub-bacia F do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|------------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| F | 37,7 | 3193 | 44,76 | 4,52 | 86 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDUA) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| F | 37,7 | 7413 | 66,17 | 2,87 | 91 |

Tabela 5.14. Características do trecho de macrodrenagem da sub-bacia F do Areia

| Trecho | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | B (m) | Rugosidade |
|--------|---------|-----------------|------------|-------|------------|
| T31 | Galeria | 574 | 1,00 | - | 0,020 |

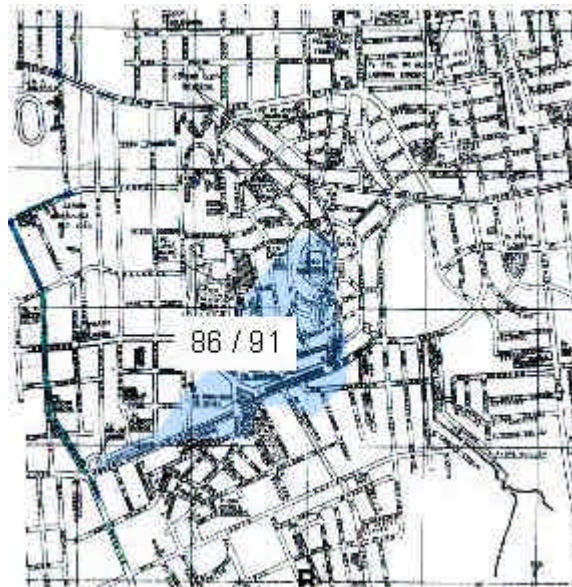


Figura 5.19. Valores de CN para a sub-bacia F - cenário de ocupação atual / futura

Sub-bacia G

A sub-bacia G apresenta uma área contribuinte de aproximadamente 74 ha, e está caracterizada pela intensa urbanização resultante principalmente de imóveis comerciais seguidos de edifícios residenciais. Esta sub-bacia foi sub-dividida de acordo com as áreas contribuintes às redes de macrodrenagem identificadas, conforme mostra a Figura 5.20 e as tabelas 5.15 e 5.16. Os valores obtidos de CN para as subáreas estão mostrados espacialmente na Figura 5.21.

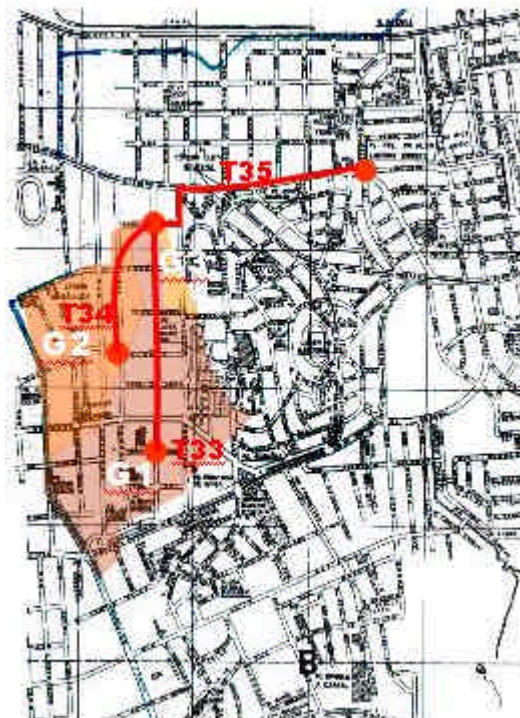


Figura 5.20. Áreas contribuintes e redes de macrodrenagem da Sub-bacia G

Tabela 5.15. Características das subáreas para simulação na sub-bacia G do Areia

| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL | | | |
|------------|-----------|------------------------------------|-------------------|-----------|----|
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| G1 | 44,5 | 3928 | 45,81 | 2,91 | 86 |
| G2 | 27,0 | 2302 | 44,93 | 3,57 | 86 |
| G3 | 2,7 | 241 | 46,08 | 2,64 | 86 |
| Sub-bacias | Área (ha) | CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA (PDDUA) | | | |
| | | População (hab) | Taxa imperme. (%) | Tc (min.) | CN |
| G1 | 44,5 | 8342 | 64,95 | 1,98 | 91 |
| G2 | 27,0 | 5377 | 66,49 | 2,27 | 92 |
| G3 | 2,7 | 540 | 66,60 | 1,72 | 92 |

Tabela 5.16. Características dos trechos de macrodrenagem na sub-bacia G do Areia

| Trechos | Tipo | Comprimento (m) | H ou D (m) | B (m) | Rugosidade |
|---------|---------|-----------------|------------|-------|------------|
| T33 | Galeria | 600 | 1,00 | 1,20 | 0,020 |
| T34 | Galeria | 270 | 0,80 | 0,92 | 0,020 |
| T35 | Galeria | 830 | 1,20 | 1,60 | 0,020 |

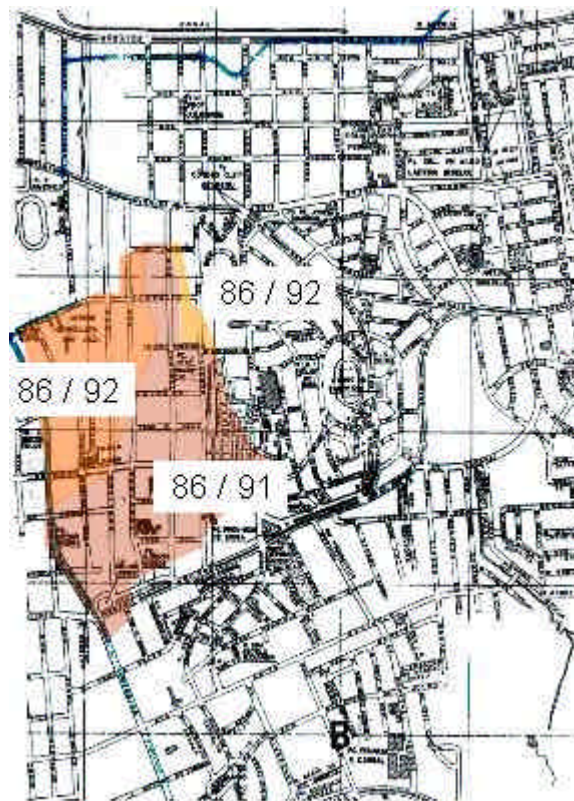


Figura 5.21. Valores de CN para a sub-bacia G - cenário de ocupação atual / futura

Identificadas as informações de cada sub-bacia e subárea para os cenários de estudo, seguiu-se então para a avaliação das condições atuais de condução do escoamento pluvial e detecção dos pontos de insuficiência hidráulica através de simulação com utilização do sistema IPHS1.

5.3. Avaliação das capacidades atuais do sistema com pontos de alagamentos

5.3.1 Bacia do Arroio do Moinho

A análise do comportamento do sistema de drenagem existente quando submetido a um evento de projeto inicia-se pela geração do hietograma de projeto. Para este fim foi utilizada a equação i-d-f existente no município com maior proximidade à bacia estudada. O período de retorno utilizado para obras de macrodrenagem no município é de 10 anos. Foi utilizada uma duração de 1 hora para a precipitação, superior ao tempo de concentração estimado de toda a bacia. Esta equação é a do posto 8^o Distrito de Meteorologia em Porto Alegre adaptada de Bemfica(1999):

$$i = \frac{1297,9 \cdot Tr^{0,171}}{(d + 11,6)^{0,85}}$$

A partir dos valores de CN e do tempo de concentração para os cenários de estudo foram obtidos os volumes efetivos pelo método do Soil Conservation Service, que propagados pelo método de Clark permitiram a geração dos hidrogramas de entrada de cada sub-bacia no sistema de drenagem. Os parâmetros Ks e n do método de Clark foram determinados a partir de informações de literatura, em função do tempo de concentração e da forma da bacia de contribuição (Tucci,1985).

O modelo de propagação em canais foi utilizado na verificação da capacidade condutora do sistema, apontando os locais de insuficiência bem como o grau de gravidade dos alagamentos gerados nestes pontos para os cenários de análise, conforme pode ser observado na Figura 5.22. O grau de comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica é representado através de um coeficiente :

$$r = \frac{Q_{necessária}}{Q_{existente}}$$

Este coeficiente adimensional relaciona a capacidade condutora existente com a capacidade necessária para um cenário de ocupação. Para esta bacia os pontos de alagamentos detectados foram os mesmos para os dois cenários (Figura 5.22), com diferenças da ordem de 3% para os coeficientes de insuficiência entre os dois cenários. Apenas os trechos T11 e T12 apresentaram uma diferença de 21% para os coeficientes entre os cenários atual e futuro de ocupação isto se deve à maior possibilidade de urbanização próxima a estes trechos oferecida pelo Plano Diretor. Como pode ser verificado, os trechos T06, T11 e T12 apresentam os coeficiente de insuficiência hidráulica mais altos de todo o sistema, tendo as suas capacidades existentes superadas em mais de 10 vezes.

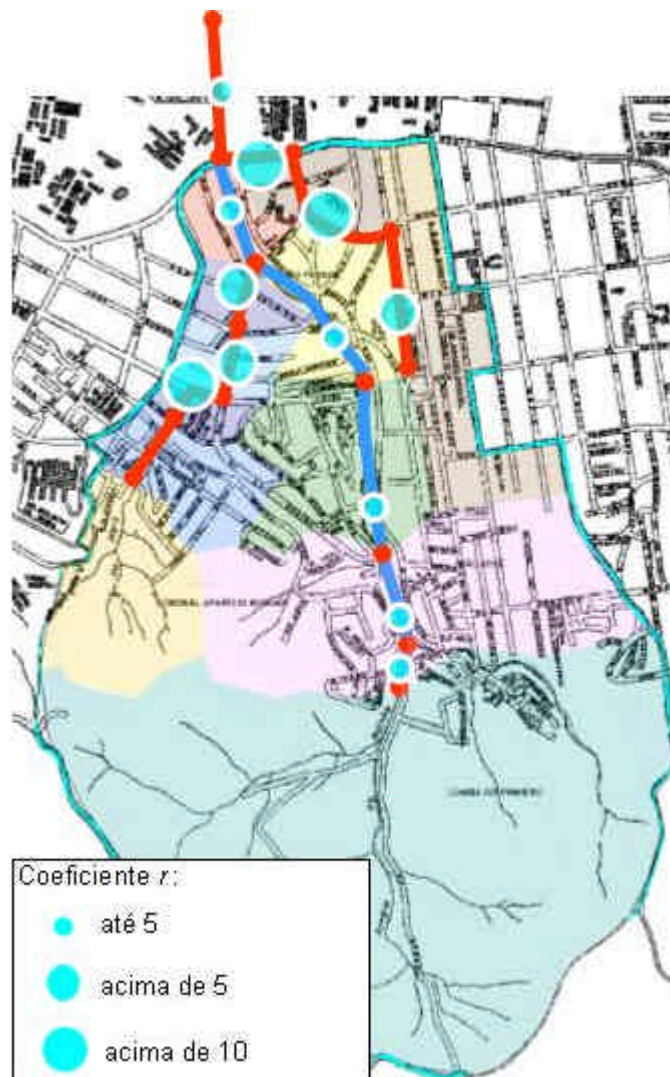


Figura 5.22. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados cenários atual e futuro da bacia do Moinho

5.3.2 Bacia do Arroio da Areia

A avaliação das capacidades condutoras do sistema de drenagem na bacia do arroio da Areia foi realizada por sub-bacia conforme descrito no item 4.2.2. A geração dos hidrogramas de entrada nas redes de macrodrenagem de cada subárea deu-se através da utilização do modelo IPHS1 assim como na bacia do arroio do Moinho.

O hietograma de projeto para todas as sub-bacias foi desenvolvido para um período de retorno de 10 anos e duração 1 hora, a partir da equação i-d-f do posto Aeroporto, devido à maior proximidade com a bacia em estudo. A equação deste posto, adaptada de Bemfica (1999) é:

$$i = \frac{826,8 \cdot Tr^{0,143}}{(d + 13,3)^{0,79}}$$

Sub-bacia A

A partir da determinação do hietograma de projeto e dos parâmetros para os modelos, realizou-se a simulação inicial chuva-vazão e propagação em redes e canais, determinando quais os trechos têm problemas de condução das vazões para os cenários de análise. As figuras 5.23 e 5.24 mostram a classificação em função dos valores dos coeficientes de insuficiência hidráulica.

Em média, houve um aumento de 130% nos coeficientes do cenário atual para o futuro o que reflete a diferença entre os valores de CN, representando grandes acréscimos de áreas impermeáveis. Como pode ser verificado, os trechos T03, T04 e T05 apresentam alto grau de insuficiência hidráulica, tendo as suas capacidades existentes superadas em mais de 10 vezes para o cenário futuro.

Esta bacia apresenta uma particularidade: o principal ponto de alagamento conhecido e com maior número de reclamações junto à municipalidade não aparece diretamente indicado pelo modelo. Este local encontra-se no ponto extremo de jusante da bacia, e não é detectado pela simulação por não apresentar uma insuficiência hidráulica localizada. O alagamento frequente neste ponto se deve aos demais pontos insuficientes de montante, que não permitem a entrada da água no sistema e esta escoar rapidamente pelas vias, acumulando-se no limite de jusante desta bacia. Os demais pontos indicados pela simulação com problemáticos foram confirmados pelos registros de alagamentos disponíveis.

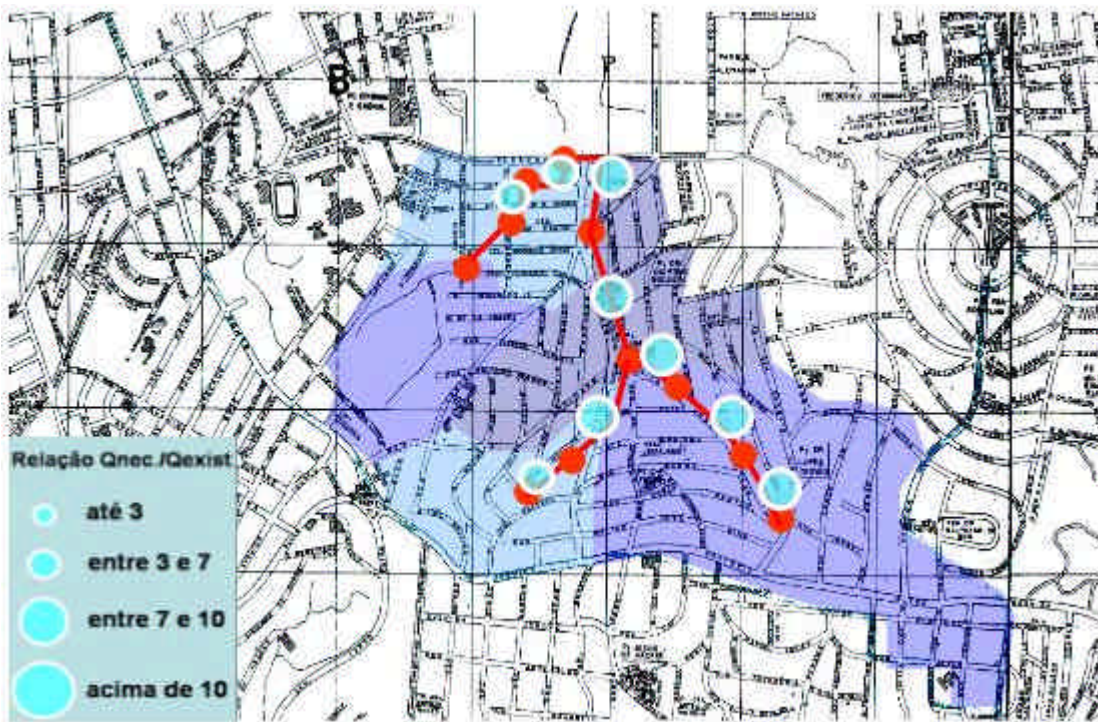


Figura 5.23. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados no cenário atual da sub-bacia A

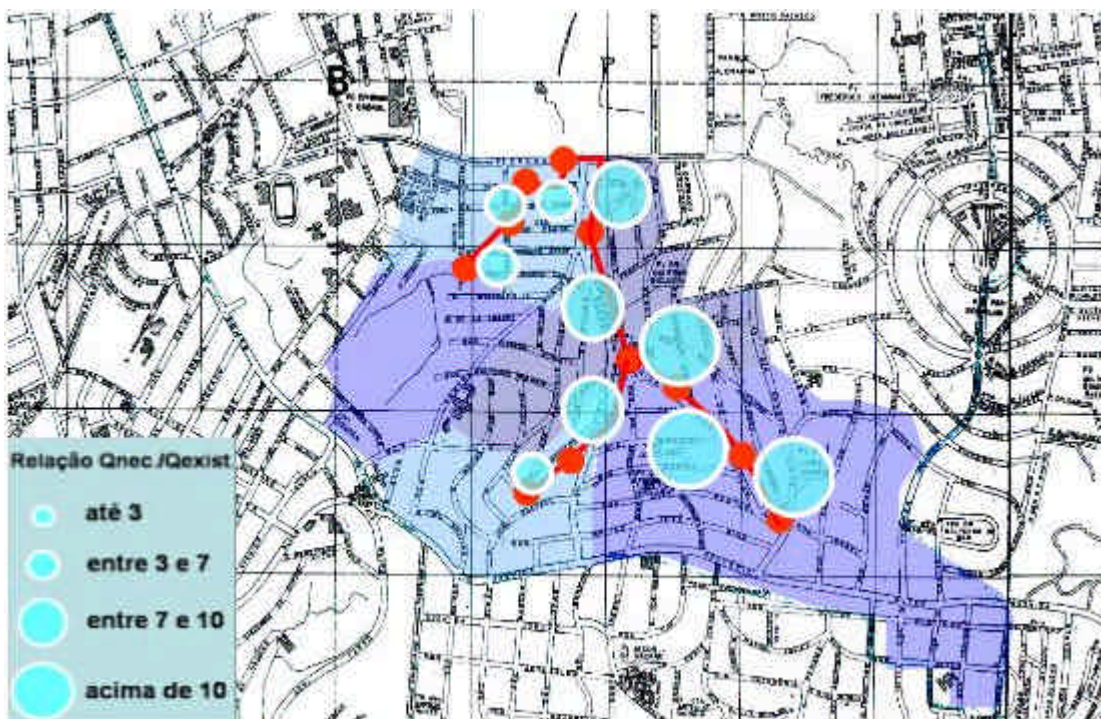


Figura 5.24. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos de redes simulados no cenário futuro da sub-bacia A

Sub-bacia B

A simulação com o modelo chuva-vazão e de propagação em redes e canais, determinou quais os trechos têm problemas de condução das vazões para o cenário atual e futuro de ocupação. As figuras 5.25 e 5.26 mostram o grau de comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica para os cenários. Esta sub-bacia ainda apresenta um cenário atual com possibilidades de crescimento regulado, e seu sistema de drenagem ainda não está com insuficiências graves ($r \ll 3,0$). No entanto para o cenário futuro de uso do solo, verifica-se que os dois trechos apresentam insuficiência hidráulica situada entre 3 e 7 vezes a necessária, o que exige a previsão de medidas preventivas de controle do aumento de vazão. A diferença média entre os coeficientes de insuficiência de um cenário para o outro foi de 113%.

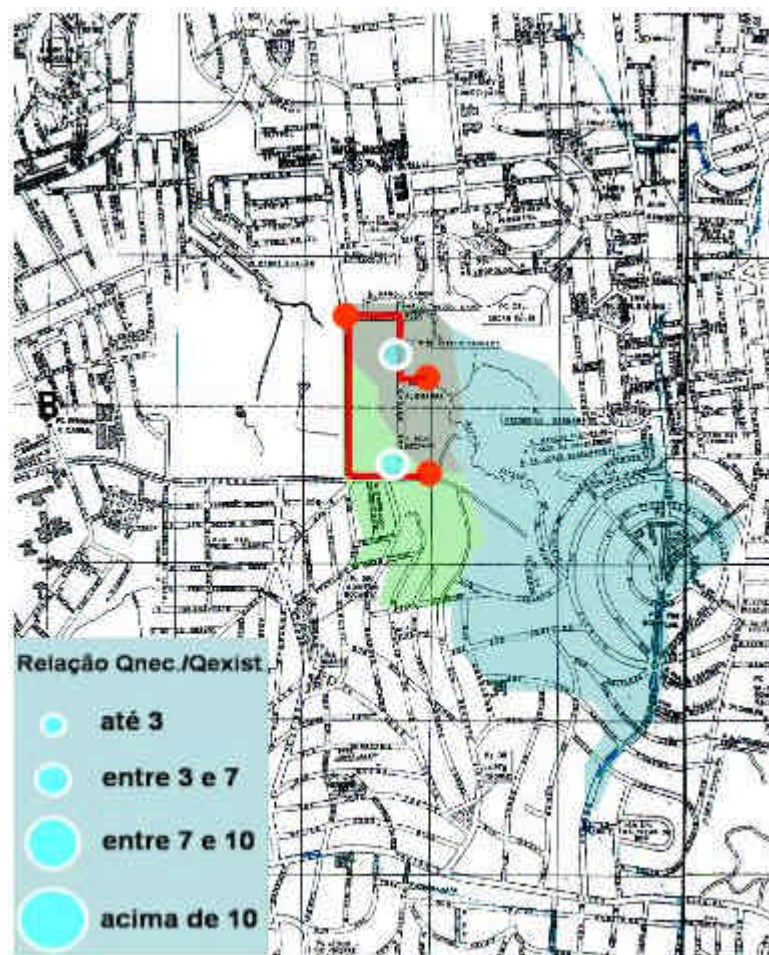


Figura 5.25. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia B

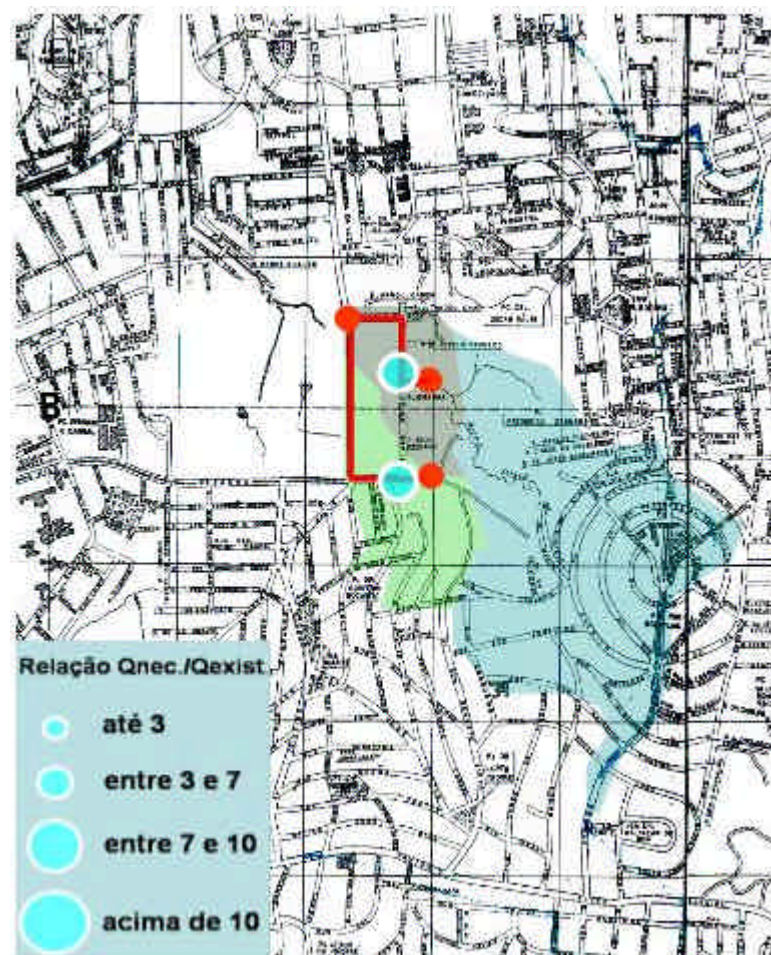


Figura 5.26. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia B

Sub-bacia C

Utilizando-se os parâmetros determinados para os cenários de avaliação foi executado o modelo chuva-vazão e de propagação em redes e canais, gerando os hidrogramas de entrada e apontando que trechos têm problemas de condução das vazões. As figuras 5.27 e 5.28 mostram o grau de comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica para os dois cenários. A diferença média entre o quociente r para os dois cenários foi de 97%. O trecho T19 apresenta coeficiente acima de 10 vezes a capacidade necessária para o cenário de ocupação futura enquanto os demais se apresentam com coeficientes da ordem de 3 a 7 e menores que 3.

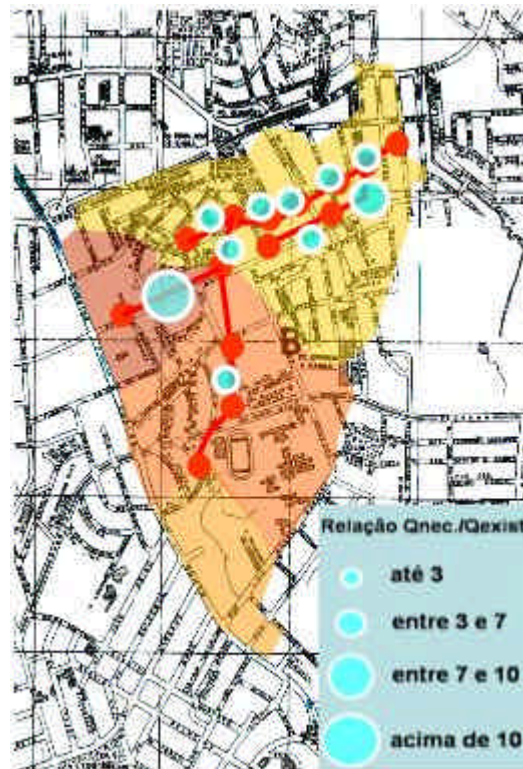


Figura 5.27. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia C

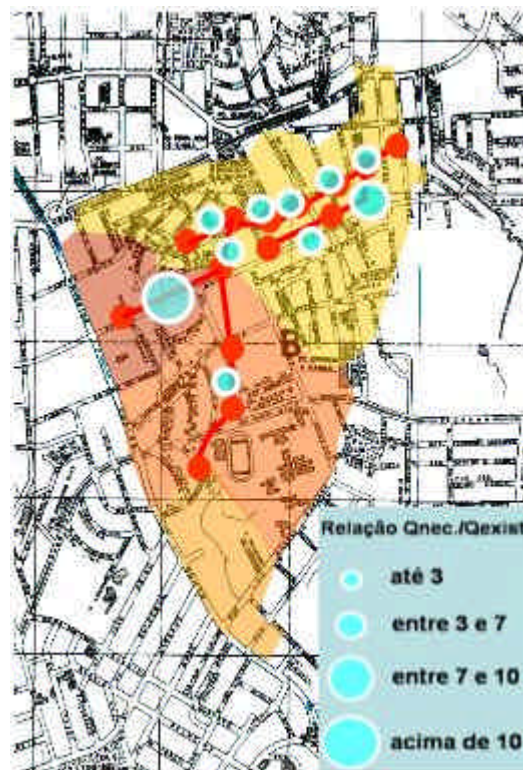


Figura 5.28. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia C

Sub-bacia D

A simulação dos cenários para a sub-bacia D apresentou uma diferença média de 98% entre seus coeficientes r . As Figuras 5.29 e 5.30 mostram o grau de comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica. Como pode ser verificado, os trechos T42, T49 e T50/51 apresentam insuficiência hidráulica mais crítica.

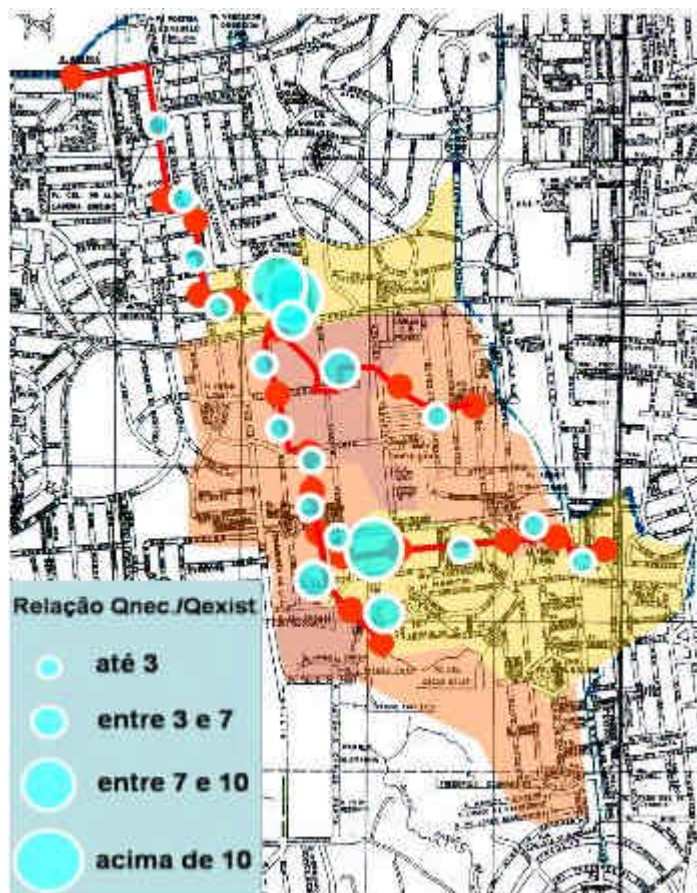


Figura 5.29. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia D

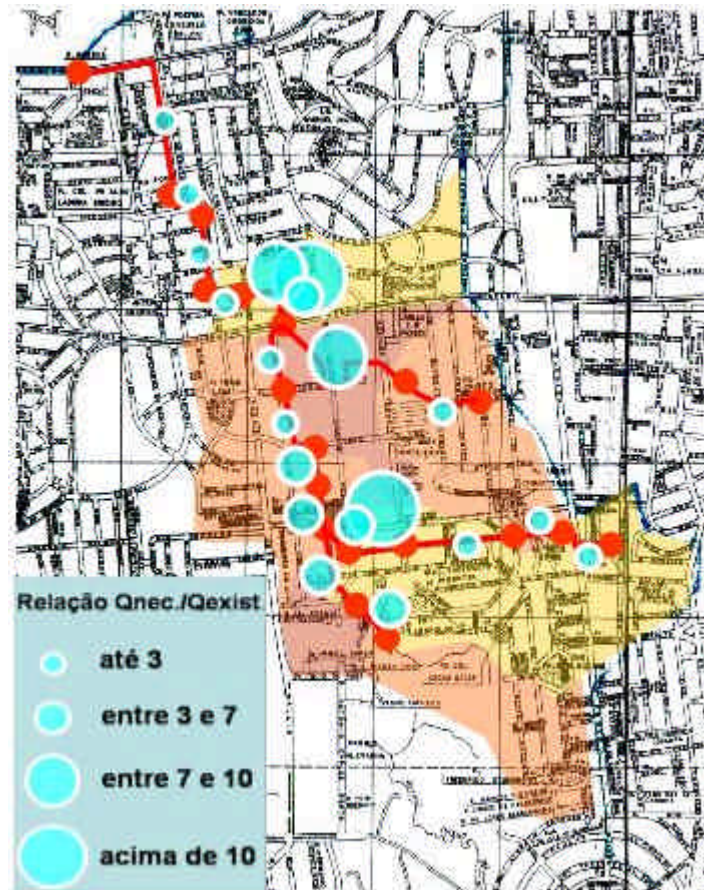


Figura 5.30. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia D

Sub-bacia E

Realizou-se a simulação inicial com o modelo chuva-vazão e de propagação em redes e canais, determinando quais os trechos têm problemas de condução das vazões para os cenários de análise. A avaliação desta bacia considerou as vazões máximas de saída das bacias contribuintes aos trechos representados externas à bacia E. As figuras 5.31 e 5.32 mostram o grau de comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica. Pouca diferença foi detectada entre os dois cenários, apenas nos trechos T11 e T13. A diferença média entre os coeficientes r nos dois cenários foi de 73%.

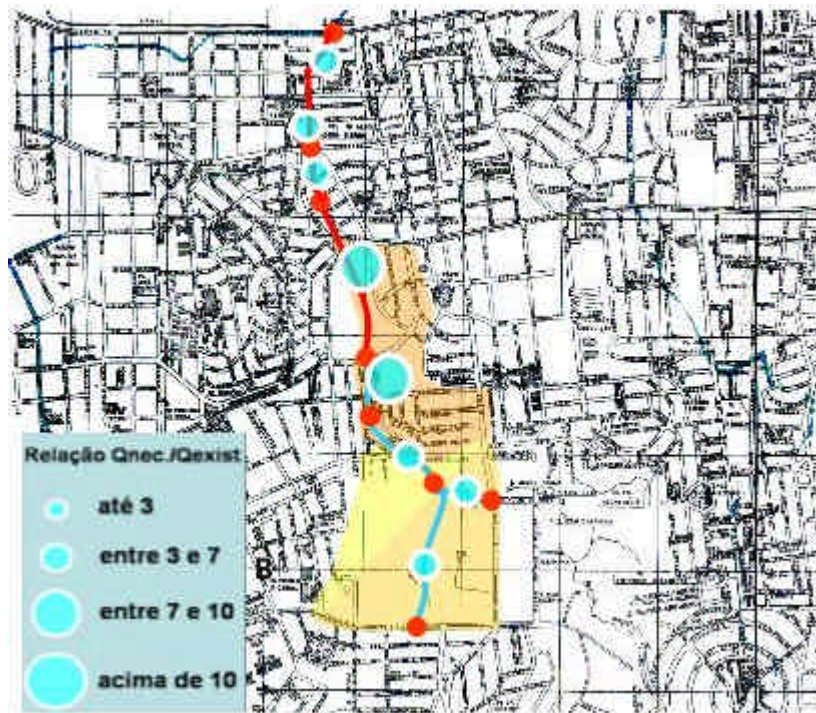


Figura 5.31. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia E

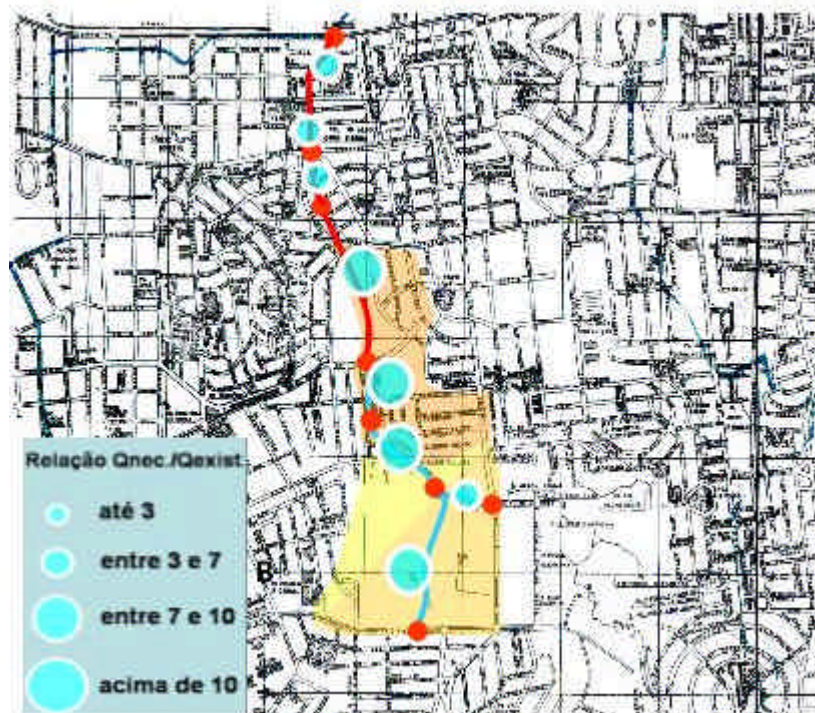


Figura 5.32. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia E

Sub-bacia F

A simulação realizada com o cenário atual, forneceu valores do coeficiente r inferiores a 3,0, com insuficiência não verificada em todas as seções do trecho. Para o cenário de ocupação futura o trecho tornou-se completamente insuficiente, com valores de 3,0 e 3,0 a 7,0 vezes para o coeficiente r . As figuras 5.33 e 5.34 mostram o grau de comprometimento das galerias pluviais para os dois cenários.

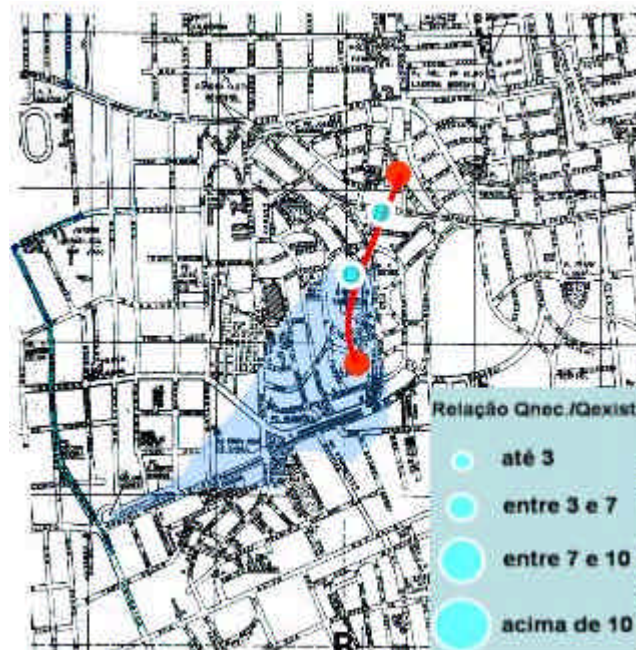


Figura 5.33. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia F

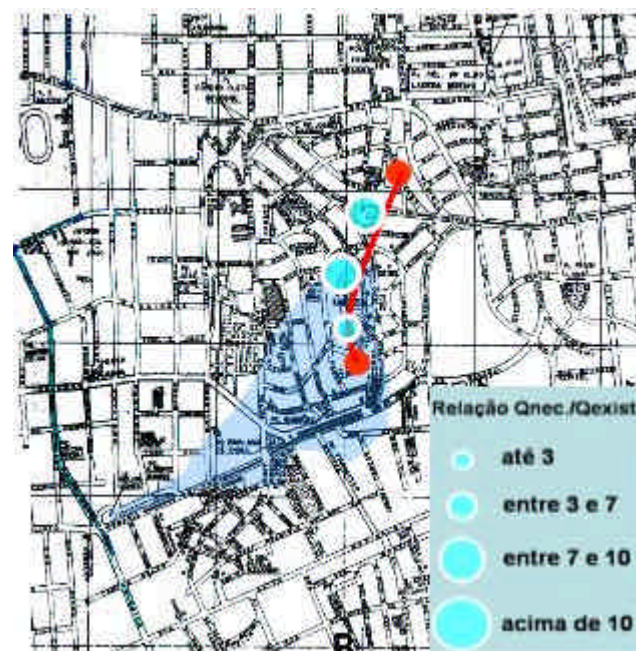


Figura 5.34. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia F

Sub-bacia G

A sub-bacia G apresentou coeficientes de insuficiência de valores entre 1,5 e 3,2 para o cenário atual, aumentando para intervalos de 3,4 a 7,3 quando simulado o cenário futuro de ocupação (Figuras 5.35 e 5.36).

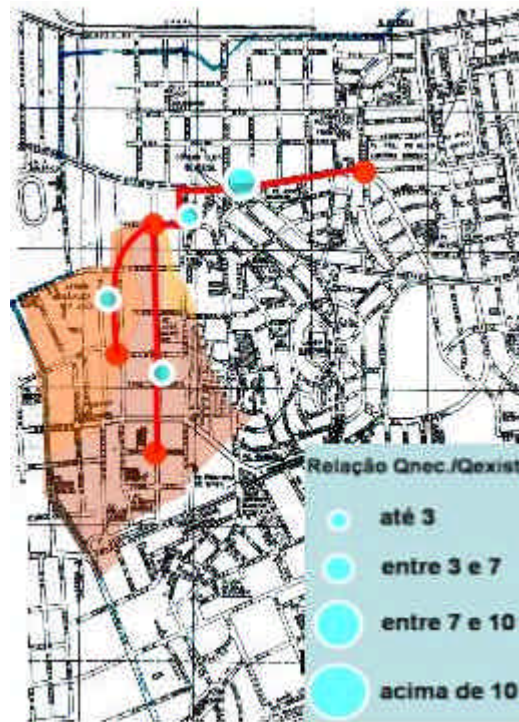


Figura 5.35. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na sub-bacia G

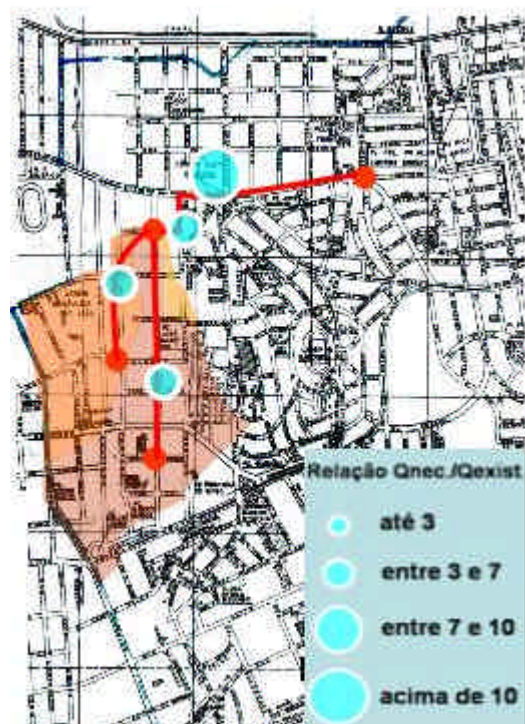


Figura 5.36. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na sub-bacia G

Como pode ser verificado, o trecho T35 apresenta a situação mais crítica de insuficiência hidráulica, com deficiência entre 7 e 10 vezes para o cenário máximo de ocupação.

Bacia do arroio da Areia completa

A avaliação do grau de insuficiência hidráulica com identificação de pontos de alagamento na bacia completa do arroio da Areia reflete o somatório da avaliação de todas as suas sub-bacias, já apresentado. Assim, apenas como meio de ilustração, são apresentados os cenários de alagamentos para a bacia completa nas figuras 5.37 e 5.38.

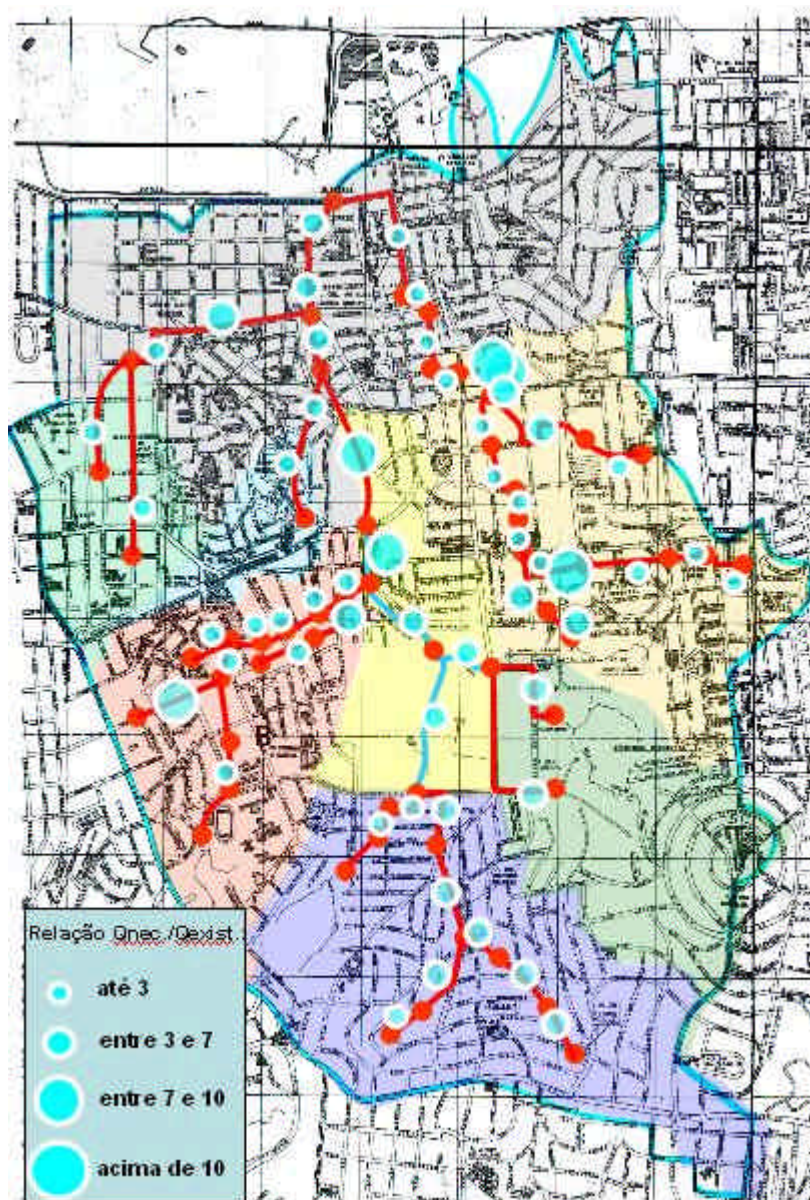


Figura 5.37. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário atual na bacia do Areia

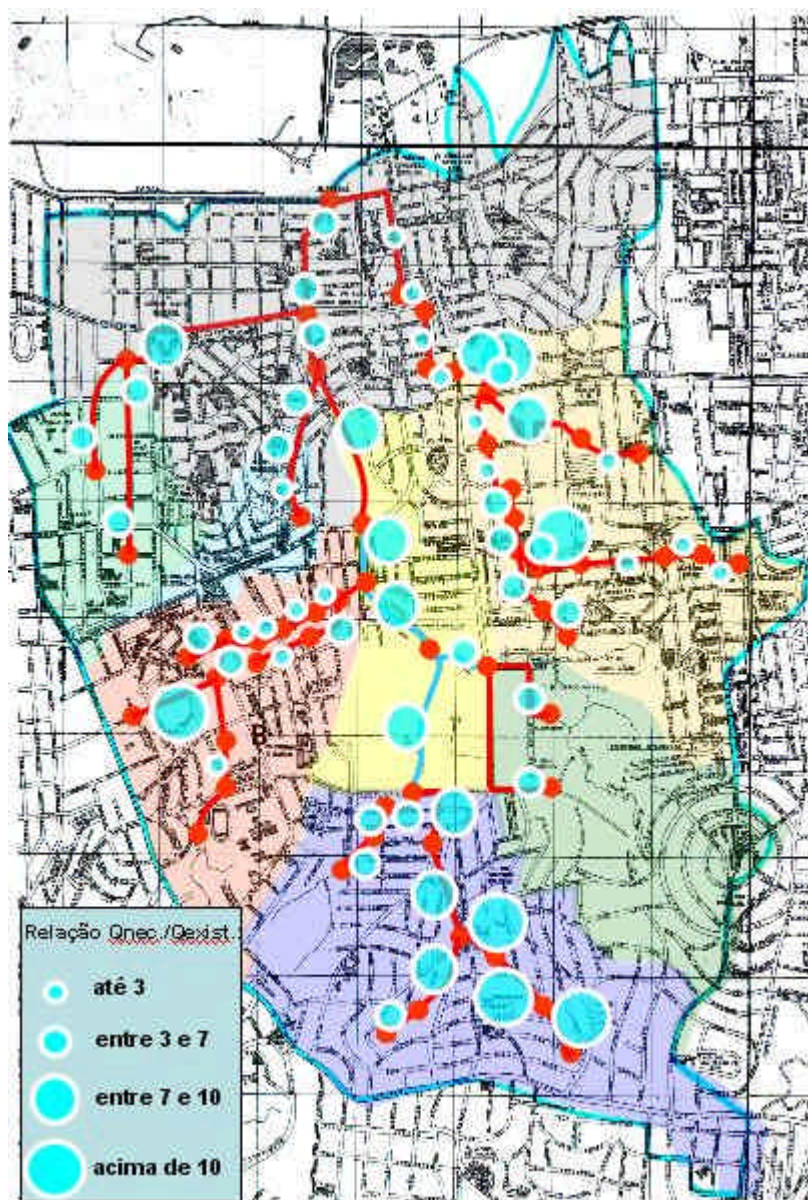


Figura 5.38. Diagnóstico do grau de insuficiência hidráulica dos trechos simulados para o cenário futuro na bacia do Areia

6. OTIMIZAÇÃO DAS SOLUÇÕES

Seguindo a metodologia proposta, após a detecção dos pontos de insuficiência hidráulica para os cenários de estudo, segue-se ao desenvolvimento das alternativas de solução para os problemas através da escolha de locais passíveis de implantação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais. Após esta escolha, dá-se início ao processo de otimização da solução através da busca do mínimo custo de implantação da obra.

A escolha de locais para reservatórios de amortecimento considerou, principalmente, a existência de áreas livres, disponibilidade de profundidade e área, além da localização junto aos trechos principais de escoamento. Para esta tarefa foram utilizadas imagens de satélite atualizadas, vistorias aos locais e cadastros municipais de ruas e áreas públicas.

6.1. Bacia do arroio do Moinho

A disponibilidade de áreas na bacia do arroio do Moinho restringiu-se a praças e ao leito do próprio arroio, visto que esta bacia encontra-se intensamente urbanizada. Apenas um lote, que hoje abriga um terminal de ônibus foi escolhido fora do critério acima citado. Nas áreas situadas no leito do arroio, foi verificada a existência de grande quantidade de habitações, em sua grande maioria irregulares. Desta forma foram selecionados seis locais, conforme mostra a Figura 6.1, descritos na Tabela 6.1.

Determinado o cenário de possíveis soluções para o problema, segue-se então para a montagem da função objetivo que dirigirá o processo de otimização.

A função objetivo para a bacia do arroio do Moinho foi composta a partir das seguintes funções de custo:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das Figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1. A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30% segundo informações do mapa de incidência média de rocha existente no DEP. Desta forma o custo unitário para esta incidência de rocha é obtido através da ponderação entre os custos unitários das curvas sem rocha e com totalidade de rocha. O tipo de pavimento implantado sobre cada trecho de rede do sistema foi mantido como o existente;

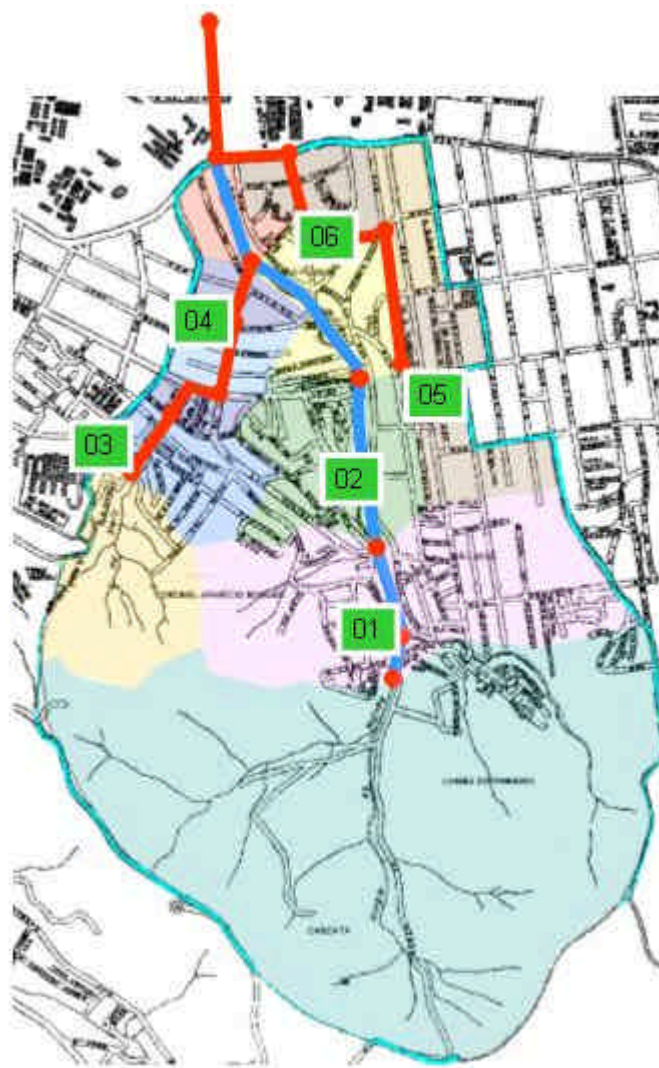


Figura 6.1. Possíveis locais para a implantação de reservatórios de amortecimento

Tabela 6.1. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na bacia do arroio do Moinho

| Local | Descrição | Área disponível (m ²) | Profundidade máxima (m) | Tipo de reservatório | Custo de Desapropriação (R\$ / m ²) |
|-------|---|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|---|
| 01 | Leito do arroio do Moinho (confluência) | 1950,0 | 5,0 | Aberto | 50,00 |
| 02 | Leito do arroio do Moinho | 1200,0 | 3,0 | Aberto | 50,00 |
| 03 | Praça da Amizade | 3600,0 | 2,0 | Aberto | 0,00 |
| 04 | Terminal Alameda | 3000,0 | 1,0 | Fechado | 200,00 |
| 05 | Praça Dona Firmina | 400,0 | 2,5 | Fechado | 0,00 |
| 06 | Praça Francisco Alves | 3100,0 | 3,0 | Aberto | 0,00 |

- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2, para reservatórios abertos e fechados, considerando também a taxa de incidência de rocha em 30%. Para os reservatórios situados no leito do arroio foi considerado o custo unitário por m^2 para execução de um barramento no valor de R\$ 1051,00 (vide Anexo A1), além de custos de desapropriações;
- Função de custo unitário de desapropriações: foi considerado custo unitário (por m^2) constante para as áreas livres a serem desapropriadas, com valor de R\$ 50,00 e outro valor para áreas construídas, R\$ 200,00. Estes valores médios foram obtidos junto à Secretaria de Fazenda do Município para a região. Logicamente que estes valores dependem também da localização das áreas no cenário de uso do solo urbano nesta bacia. Estes valores unitários são aplicados às áreas de extravasamento do arroio e aos reservatórios quando necessários.
- Função de penalização: conforme descrito no item 4.3.2, foi estimado o valor para a penalização apenas no trecho saída desta bacia, visto que não há interesse em transferir aumentos de vazão para o arroio Dilúvio, que já apresenta sinais de insuficiência. Assim, trecho de galeria que recebe o arroio do Moinho teve seu custo de possível ampliação acrescido em 15% do valor final da F.O. sem penalização.

Conforme apresentado no item 4.3.3, as variáveis de busca para o processo de otimização são a *área do descarregador de fundo* e a *vazão de by-pass* em cada reservatório. Os valores limites para a busca destas duas variáveis foram determinados através da execução do modelo chuva-vazão/propagação para o cenário futuro de ocupação e $Tr=10$ anos, considerando a ampliação de todos os trechos de rede, de forma a obter as vazões máximas que poderiam chegar aos locais de implantação dos reservatórios. Desta forma, para os descarregadores de fundo os limites vão de “zero” a um valor de área que permita a saída da vazão máxima de entrada em qualquer dos casos com o máximo de altura de lâmina d’água dentro do reservatório; e para as vazões de by-pass, as buscas devem variar de um valor mínimo (considerada a vazão máxima de 6 meses de período de retorno naquele ponto) até um valor máximo, superior à vazão máxima possível de chegada no local. Como o cenário proposto apresenta seis possíveis locais para a implantação de reservatórios, tem-se um total de 12 variáveis para a otimização. No entanto dois locais não possuem a variável *vazão de by-pass*, por se tratarem de reservatórios “o-n-line”, no leito do arroio do Moinho, restando portanto 10 variáveis a serem determinadas.

A tabela 6.2 apresenta os limites de cada variável considerados para o processo de otimização.

Tabela 6.2. Valores limites para as variáveis de busca para otimização na bacia do Moinho

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|---|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Leito do arroio do Moinho (confluência) | 0,0 | 5,0 | 0,0* | 0,0* |
| 02 | Leito do arroio do Moinho | 0,0 | 7,0 | 0,0* | 0,0* |
| 03 | Praça da Amizade | 0,0 | 3,0 | 2,7 | 10,0 |
| 04 | Terminal Alameda | 0,0 | 5,0 | 3,8 | 14,0 |
| 05 | Praça Dona Firmina | 0,0 | 1,0 | 1,6 | 5,0 |
| 06 | Praça Francisco Alves | 0,0 | 2,0 | 2,9 | 8,0 |

* Para os reservatórios no leito do arroio não existe by-pass, ou seja, são “on-line”

Foram elaboradas as curvas altura-volume para cada reservatório segundo as suas características individuais, contemplando a possibilidade de utilização de toda a altura disponível pela simulação com o modelo de otimização. A partir deste ponto inicia-se o procedimento automático de busca das áreas de descarregador de fundo e vazões de “by-pass” que gerem alturas d’água nos reservatórios, propagando hidrogramas de entrada, gerando hidrogramas de saída para as redes de jusante e calculando os respectivos custos das obras envolvidas: implantação de reservatório e ampliação do sistema condutor existente, sem a ocorrência de alagamentos. O Anexo A2 apresenta as curvas finais utilizadas para cada reservatório otimizado.

O modelo de otimização foi executado para buscar a solução que eliminasse os pontos de alagamento existentes com um mínimo custo global de implantação. A Figura 6.2 mostra a evolução do processo de busca no modelo de otimização, plotando o mínimo valor da F.O. em função do seu número de avaliações. O mínimo global foi atingido após cerca de 21.700 avaliações da função objetivo (simulações do IPHS1). Este trabalho consumiu cerca de 2 horas e 27 minutos de processamento em uma máquina Pentium IV 1.7 GHz e 256 Mb de memória RAM. Vale ressaltar que foram realizadas cinco rodadas do modelo para garantir que o mínimo obtido fosse realmente global e não apenas local. Não houve uma escolha de critério de

parada, mas sim um número máximo de avaliações da F.O., que após concluído, eram verificados os valores das variáveis de busca e da F.O. para as cinco rodadas do modelo.

A Figura 6.3 e a Tabela 6.3 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. Como pode se verificar o modelo eliminou o uso de dois b-cais para a implantação de reservatórios (locais 4 e 5) através de valores de vazão de “bypass” altos que permitiram a passagem de todo o hidrograma. A eliminação destes locais pode ser explicada pelo pouco efeito que a sua implantação provocou na melhoria da solução, contrapondo-se com o aumento de custo que isto representaria.

A Tabela 6.4 mostra as dimensões das redes, alturas atingidas no arroio e volumes dos reservatórios para o cenário de solução ótima. Conforme pode ser verificado os reservatórios 01 e 02 foram os mais utilizados, pois cerca de 95% e 91%, respectivamente de seus volumes disponíveis foram ocupados no cenário escolhido. Já o reservatório 03, teve cerca de 54% de aproveitamento de seu volume máximo, enquanto o reservatório 06 restringiu-se a 26% de uso do volume inicialmente disponibilizado. Estes valores se devem também ao limite inferior da vazão de “bypass”, que limita o uso do volume do reservatório garantindo o seu uso médio de duas vezes ao ano. O sistema de drenagem teve um aumento médio de capacidade de condução de vazão da ordem de 33% com relação à capacidade do sistema existente; para o caso de ampliação de todo o sistema sem detenções, apenas para comparação, o aumento médio é de 108%.

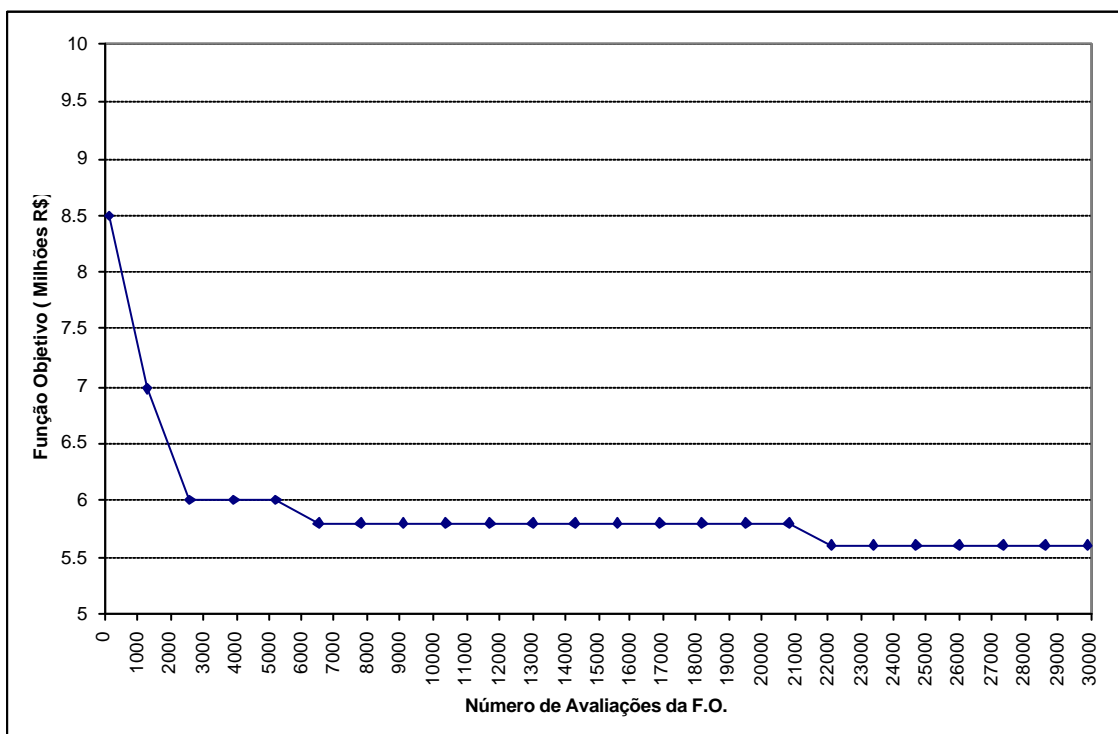


Figura 6.2. Evolução do processo de otimização na bacia do arroio do Moinho

Para a bacia do arroio do Moinho, o custo final dos reservatórios de detenção para a solução escolhida representou 24% do custo total, enquanto 76% se referem a custos nas redes de drenagem e no arroio.

Buscando uma análise mais completa das possíveis soluções para o problema na bacia do arroio do Moinho foi executado novamente o modelo de otimização. Desta vez se buscava soluções ótimas para um valor fixo de vazão final de saída da bacia, ou seja, determinou-se uma série de valores de vazão de saída, entre o valor mínimo que o modelo obteve e o máximo gerado pela ampliação do sistema sem reservatórios, e executou-se o modelo para cada cenário de vazão máxima de jusante. Esta análise possibilita uma visão melhor das outras soluções existentes para o problema e permite a previsão de custos extras para os casos em que o decisor seja, por qualquer razão, impedido de aplicar a medida escolhida, gerando mais vazão para jusante.

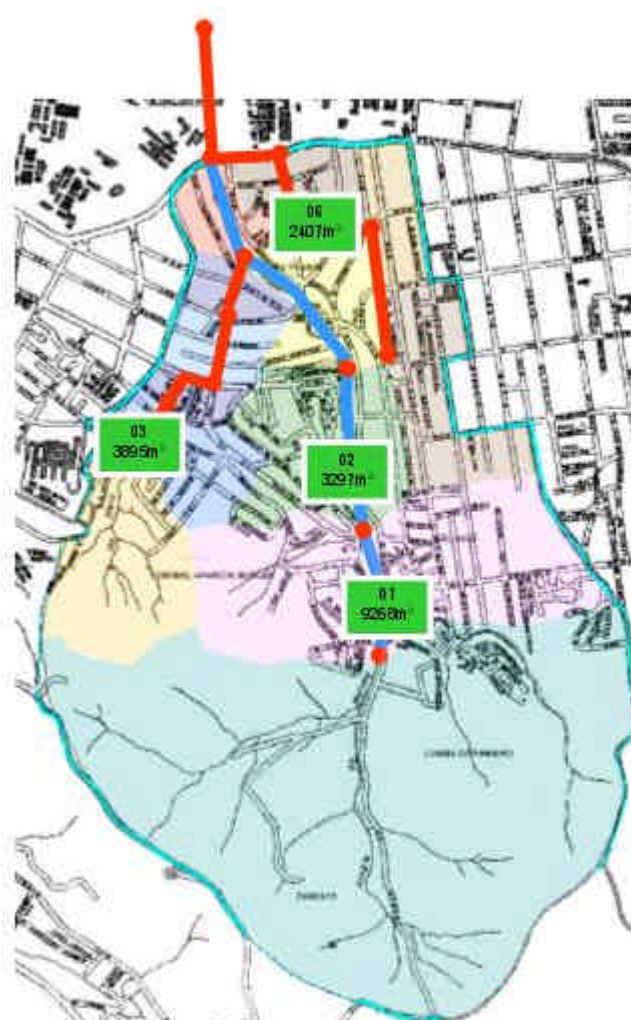


Figura 6.3. Cenário da otimização de mínimo custo para a bacia do arroio do Moinho

Tabela 6.3. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na bacia do Moinho

| Local | Descrição | Area do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|---|--|--|
| 01 | Leito do arroio do Moinho (confluência) | 3,48 | 0,0 |
| 02 | Leito do arroio do Moinho | 4,99 | 0,0 |
| 03 | Praça da Amizade | 0,001 | 2,99 |
| 04 | Terminal Alameda | 2,83 | 12,15 |
| 05 | Praça Dona Firmina | 0,99 | 4,88 |
| 06 | Praça Francisco Alves | 0,004 | 3,05 |

Assim foram obtidos os custos mínimos para vazões de saída correspondentes a 60%, 75% e 90% de $Q_{\text{máx}}$ (vazão de saída do sistema ampliado sem detenções para o cenário futuro), pois a solução de custo mínimo global representou uma vazão de saída da ordem de 55% de $Q_{\text{máx}}$, indicando que abatimentos superiores a 55% têm custos de implantação maiores, pois solicitariam desapropriações de mais áreas. A Figura 6.4 mostra os hidrogramas de saída da bacia do Moinho para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.4 mostra as dimensões de redes, alturas de lâminas nos canais e volumes dos reservatórios para cada cenário de custo mínimo de vazão de saída da bacia.

A Figura 6.5 mostra as curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia. Como pode ser observado, há uma grande elevação dos custos para as vazões maiores que a vazão de saída da solução ótima. Isto se explica pela elevada participação do custo do sistema condutor do escoamento no custo total (acima de 76%), refletido em qualquer aumento de vazão. Outro ponto importante é que a única solução que não amplia a galeria de saída da bacia (trecho T13) é a solução ótima, o que representa uma economia considerável no custo final.

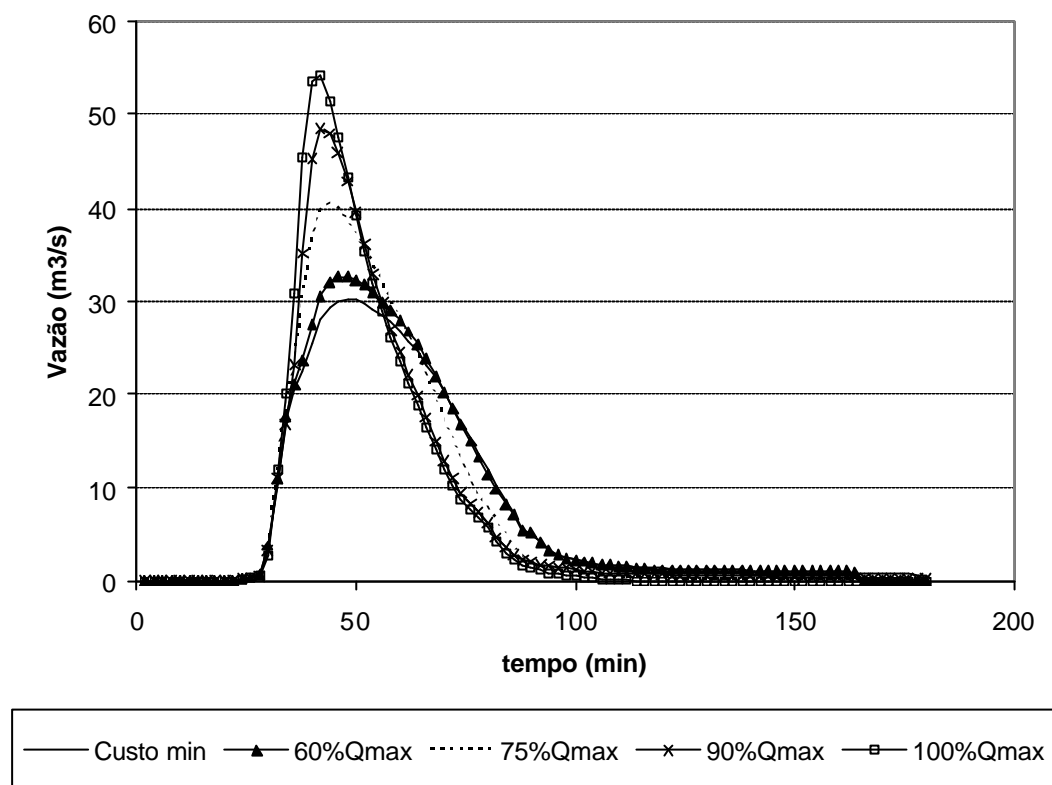


Figura 6.4. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho para as soluções simuladas

Tabela 6.4. Dimensões de trechos e reservatórios para as soluções na bacia do Moinho

| Itens | mínimo | 60%Qmax | 75%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|---------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| T01 * | 1,74 | 1,74 | 1,74 | 1,74 | 1,74 |
| RSVT01 | 9267,84 | 9193,50 | 6639,75 | 0,00 | 0,00 |
| T02 * | 1,60 | 1,60 | 1,68 | 1,84 | 1,84 |
| T03 * | 1,54 | 1,54 | 1,62 | 1,80 | 1,80 |
| RSVT02 | 3296,76 | 2300,27 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T04 * | 1,02 | 1,03 | 1,09 | 1,22 | 1,22 |
| T05 | - | - | - | - | - |
| RSVT03 | 3895,30 | 3668,00 | 1302,90 | 3407,49 | 0,00 |
| T06 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 1,00 | 1,50 |
| T07 | 0,50 x 2,75 | 0,50 x 2,80 | 0,50 x 3,81 | 0,50 x 2,82 | 0,50 x 5,00 |
| RSVT04 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T08 | 1,50 | 1,50 | 1,50 x 1,30 | 1,50 | 1,50 x 1,47 |
| T09 * | 2,39 | 2,41 | 2,50 | 2,61 | 2,65 |
| RSVT05 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T10 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 |
| RSVT06 | 2406,98 | 1702,92 | 1717,09 | 1698,39 | 0,00 |
| T11 | 1,50 x 1,31 | 1,50 x 1,64 | 1,50 x 1,62 | 1,50 x 1,59 | 1,50 x 2,53 |
| T12 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,32 | 1,50 x 1,32 | 1,50 x 1,32 | 1,50 x 1,76 |
| T13 | - | 2,00 x 2,20 | 2,00 x 2,57 | 2,00 x 2,94 | 2,00 x 3,21 |
| Qsaída | 30,24 | 32,63 | 40,78 | 48,94 | 54,38 |
| Custo | R\$ 5 608 247,00 | R\$ 7 082 869,00 | R\$ 7 172 664,00 | R\$ 7 423 138,00 | R\$ 7 757 971,00 |

* Alturas atingidas nos trechos em canal aberto

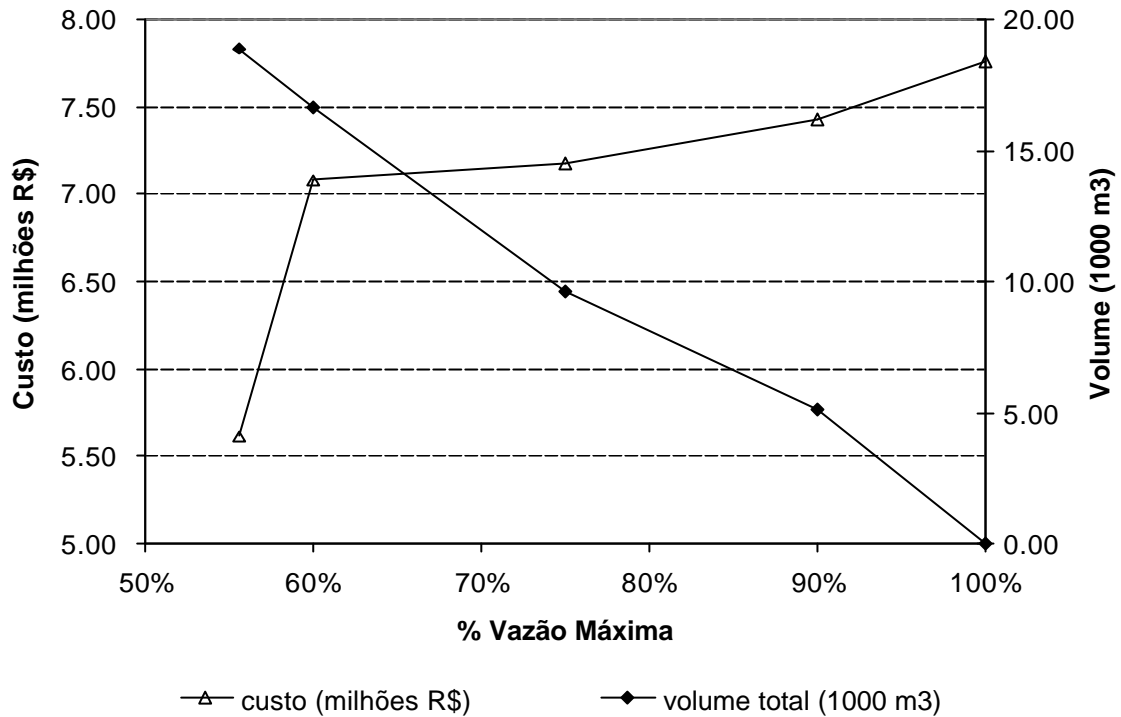


Figura 6.5. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia do arroio do Moinho

A solução final propõe portanto a alocação de 18.867 m^3 distribuídos em quatro pontos da bacia do Moinho e a ampliação do sistema de condução em alguns trechos, a um custo final de R\$ 5.608.247,00. Considerando as características da bacia para o cenário de análise (Tabela 5.1) temos o seguinte:

- área impermeável individual : $42,55 \text{ m}^2$ / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 16.865,15 / ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 143,53 / habitante
- volume específico do controle: $41,0 \text{ m}^3$ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 12.191,84 / ha
- custo individual do controle: R\$ 103,76 / habitante

Verifica-se pelos números mostrados acima que os custos unitários das obras de ampliação do sistema sem reservatórios são cerca de 38% maiores que os custos da solução otimizada de controle. Vale ressaltar que não estão sendo considerados os impactos a jusante da bacia, resultantes da ampliação da vazão de saída, que também exigiriam obras.

6.2 Bacia do arroio da Areia

A análise da bacia do arroio da Areia foi realizada de duas formas:

- através da consideração de cada sub-bacia individualmente, buscando a solução otimizada em cada uma e
- na bacia do arroio da Areia como um todo, gerando uma solução para o sistema completo.

6.2.1 Estudo por sub-bacia

Detectados os pontos problemáticos e identificados os trechos com insuficiência hidráulica, foram escolhidos locais para a implantação dos reservatórios de amortecimento das águas pluviais. Uma vez definido o cenário de alternativas, executou-se o modelo de otimização buscando a solução de menor custo de implantação.

Sub-bacia A

As áreas escolhidas na sub-bacia A foram áreas de praças existentes, devido ao elevado custo de imóveis nesta região e a indisponibilidade de outras áreas ainda não urbanizadas. Esta escolha pode criar sérias dificuldades durante o processo de implementação das obras na região, devido à resistência da população em utilizar estas áreas de lazer, devendo ser portanto acompanhada de um processo de negociação e esclarecimento junto aos moradores da região.

Desta forma foram selecionados seis bcais, conforme mostra a Figura 6.6, descritos na tabela 6.5.

A função objetivo para a sub-bacia A do arroio da Areia foi composta a partir das seguintes funções de custo:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1 . A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30% conforme o mapa de incidência média de rocha do DEP;
- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 apenas para reservatórios abertos, considerando também a taxa de incidência de rocha em 30%;

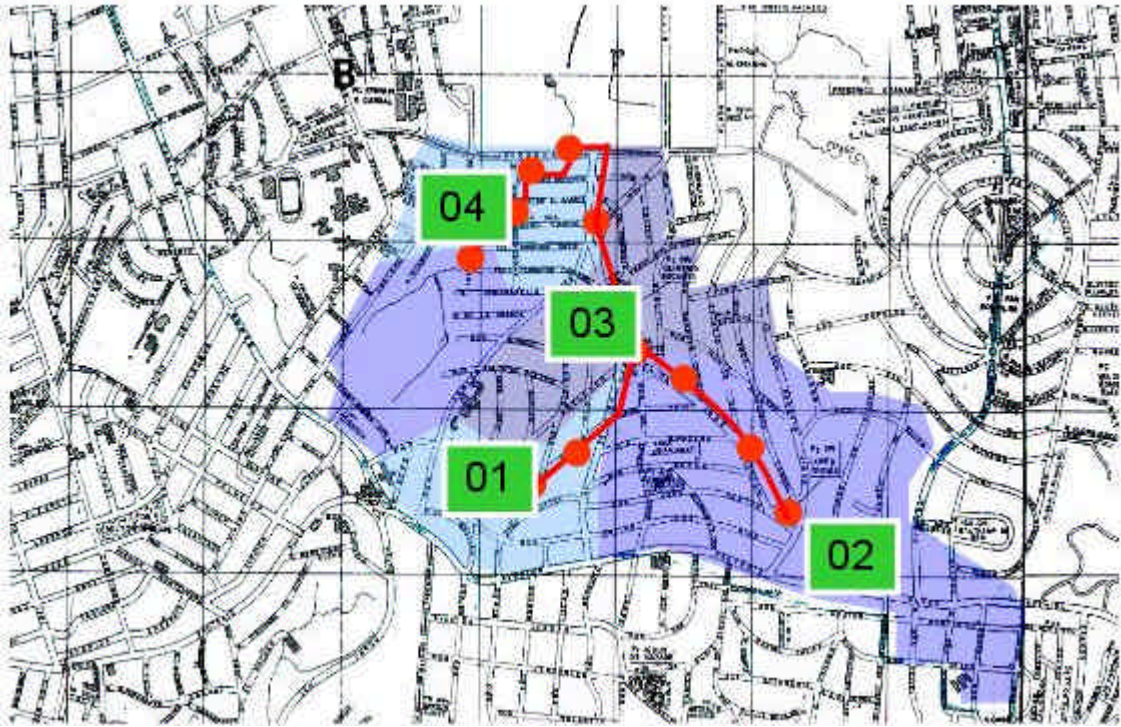


Figura 6.6. Possíveis locais para implantação de reservatórios de amortecimento sub-bacia A

Tabela 6.5. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia A do arroio da Areia

| Local | Descrição | Área disponível (m ²) | Profundidade máxima (m) | Tipo de reservatório | Custo de Desapropriação (R\$ / m ²) |
|-------|-------------------------|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|---|
| 01 | Praça Luiz Blessman | 2200,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |
| 02 | Praça Lopes Trovão | 2820,0 | 2,0 | aberto | 0,00 |
| 03 | Praça Quintino Bocaiúva | 5600,0 | 1,5 | aberto | 0,00 |
| 04 | Praça La Hire Guerra | 2800,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |

- Função de custo unitário de desapropriações: neste caso não houve a necessidade de custos de desapropriações;
- Função de penalização: não foram estabelecidas penalizações, pois não há restrição imediata de jusante claramente definida.

Segundo o mesmo procedimento descrito no item referente à bacia do arroio do Moinho, foram determinados os limites de variação para a *área do descarregador de fundo* e a *vazão de by-pass* em cada reservatório. Para esta bacia resultaram em oito variáveis de otimização, conforme mostra a Tabela 6.6. O Anexo A2 mostra as curvas altura-volume-vazão finais utilizadas para cada reservatório.

Tabela 6.6 – Valores limites para as variáveis de busca para otimização na sub-bacia A

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|-------------------------|--|-----------------|--|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Praça Luiz Blessman | 0,00 | 1,58 | 1,26 | 4,70 |
| 02 | Praça Lopes Trovão | 0,00 | 2,21 | 2,49 | 8,80 |
| 03 | Praça Quintino Bocaiúva | 0,00 | 6,70 | 5,00 | 22,30 |
| 04 | Praça La Hire Guerra | 0,00 | 1,77 | 1,41 | 5,20 |

A execução do modelo de otimização resultou na determinação de um cenário ótimo, com a escolha de uma alternativa de menor custo. A figura 9.15 mostra a evolução do modelo de otimização, convergindo para o valor mínimo de custo de implantação. Observa-se que com cerca de 25.000 avaliações da F.O. o ponto buscado é atingido tornando-se estável até o fim do processo. O processo computacional consumiu cerca de 1 hora e 53 minutos nesta etapa. Foram realizadas cinco rodadas do modelo para uma maior garantia do mínimo global.

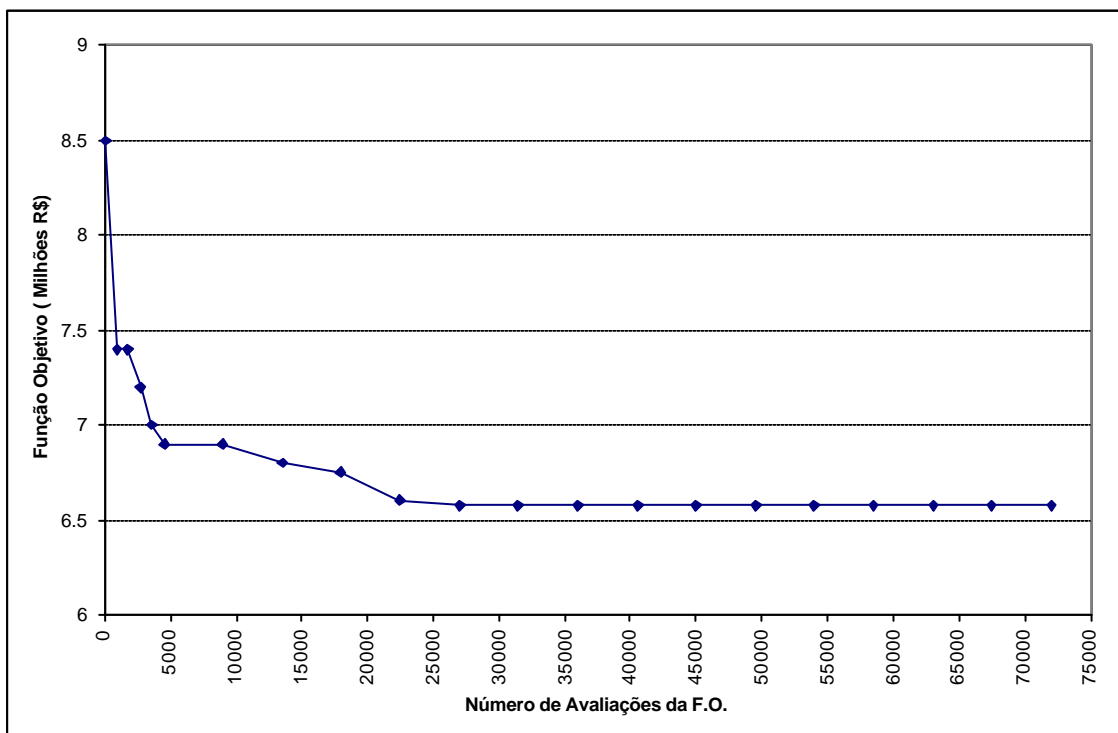


Figura 6.7. Evolução do processo de otimização na sub-bacia A do arroio da Areia

A Figura 6.8 e a Tabela 6.7 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. Nesta bacia o modelo determinou o uso de todas as áreas escolhidas como reservatórios de detenção, obtendo uma vazão de saída de $21,89 \text{ m}^3/\text{s}$, o que corresponde a aproximadamente 58% da vazão máxima de saída da bacia (vazão obtida supondo a ampliação total do sistema de redes sem reservatórios de detenção).

Os reservatórios utilizaram 51% de seu volume máximo disponível em média e o sistema condutor teve uma ampliação média de 220% na sua capacidade. Considerando apenas a ampliação total do sistema, sem a implantação de reservatórios de amortecimento, a capacidade de condução média aumenta em 491%. Estes números mostram o grau de comprometimento do sistema atual de drenagem na bacia, já detectado no item 4.3.2. O custo de implantação das estruturas de armazenamento das águas pluviais representou 20,17% do custo total da solução escolhida.

Assim como para a bacia do arroio do Moinho, o modelo forneceu também soluções otimizadas para valores correspondentes a 60%, 75% e 90% de $Q_{\text{máx}}$. A Figura 6.9 mostra os hidrogramas de saída da bacia A para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.8 mostra as dimensões de redes e volumes dos reservatórios para cada cenário mínimo de vazão de saída da bacia.

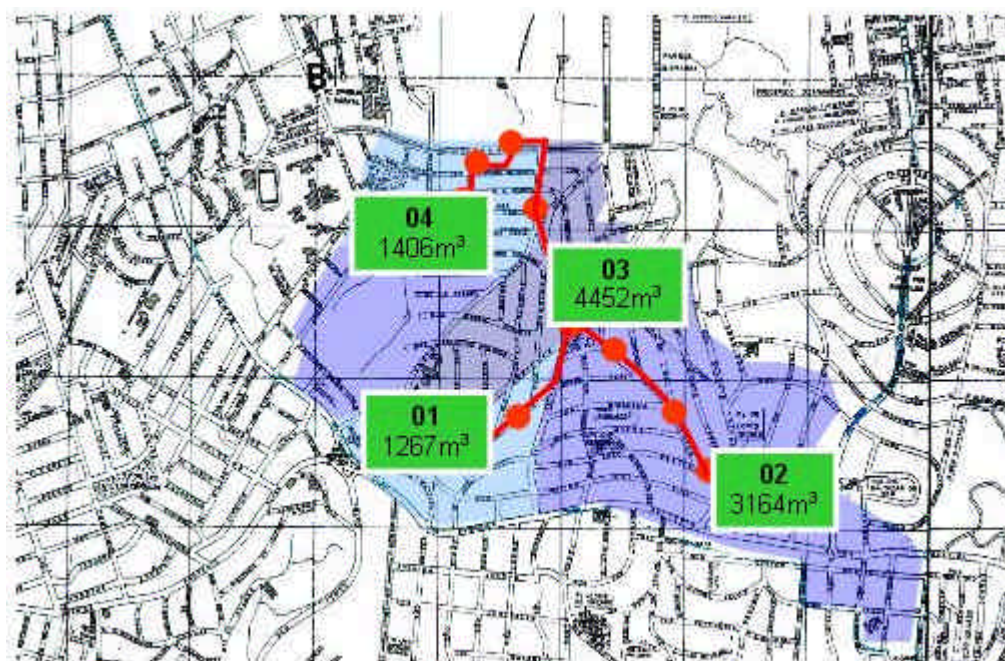


Figura 6.8. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para bacia A do arroio da Areia

Tabela 6.7. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|-------------------------|--|--|
| 01 | Praça Luiz Blessman | 0,048 | 1,356 |
| 02 | Praça Lopes Trovão | 0,015 | 2,577 |
| 03 | Praça Quintino Bocaiúva | 0,911 | 5,042 |
| 04 | Praça La Hire Guerra | 0,333 | 1,519 |

A Figura 6.10 mostra as curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia. Observa-se para esta bacia um comportamento semelhante ao verificado na bacia do arroio do Moinho, apenas com uma queda mais gradual dos custos, partindo da ampliação total até a solução otimizada.

Para a sub-bacia A do arroio da Areia a solução final escolhida determina a reservação de 10.289 m³ em quatro locais e a ampliação de vários trechos do sistema de redes, a um custo final de R\$ 6.581.337,00 Considerando as características da bacia para o cenário de análise (Tabela 5.3) temos o seguinte:

- área impermeável individual : 36,11 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 34.505,09 / ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 197,17 / habitante
- volume específico do controle: 43,4 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 27.781,08 / ha
- custo individual do controle: R\$ 158,75 / habitante

Verifica-se pelos números mostrados acima que os custos unitários das obras de ampliação são cerca de 24% maiores que os custos da solução otimizada de controle. Vale ressaltar que não estão sendo considerados os impactos a jusante da bacia, resultantes da ampliação da vazão de saída, que também exigiriam obras. Estes custos serão considerados na análise da bacia do arroio da Areia como um todo.

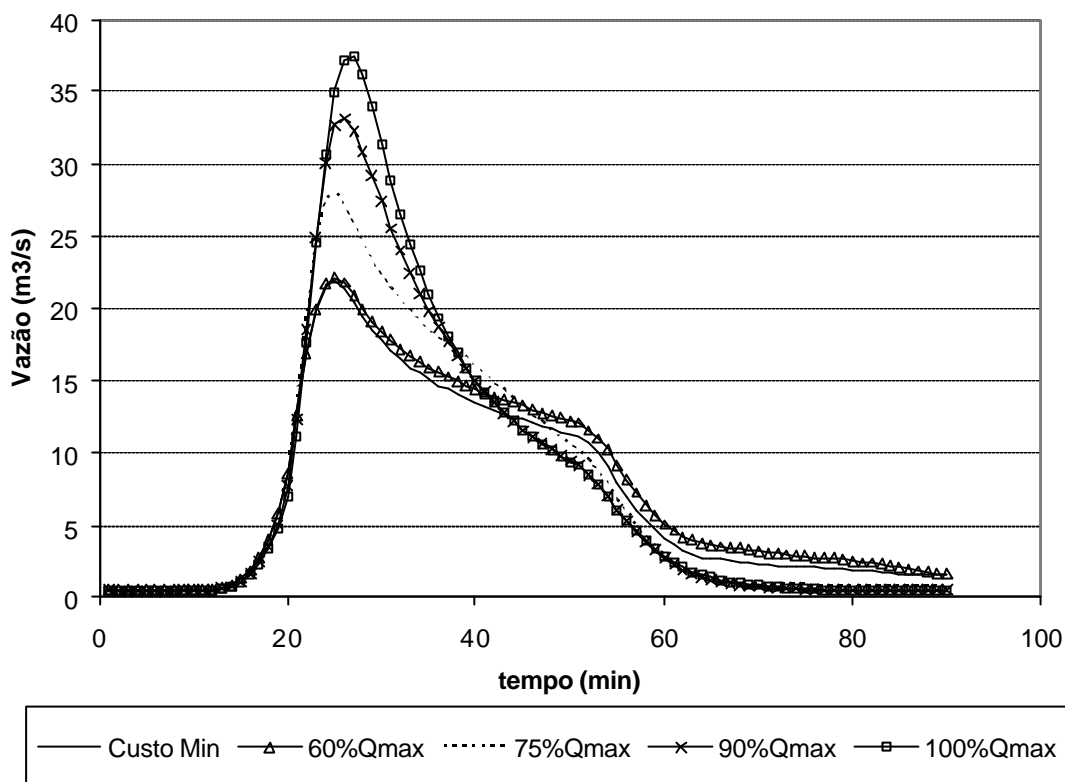


Figura 6.9. Hidrogramas de saída da sub-bacia A para os cenários simulados

Tabela 6.8. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados na sub-bacia A

| ítem | mínimo | 60%Qmax | 75%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|---------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| RSVT01 | 1267,35 | 1232,84 | 1210,81 | 473,55 | 0,00 |
| T01 | - | - | - | 1,00 | 1,20 |
| T02 | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,50 |
| RSVT02 | 3163,58 | 1938,26 | 2881,38 | 1829,28 | 0,00 |
| T03 | 1,50 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,70 |
| T04 | 1,50 x 1,50 | 1,50 x 1,62 | 1,50 x 1,52 | 1,50 x 1,63 | 1,50 x 2,07 |
| T05 | 1,50 x 1,61 | 1,50 x 1,72 | 1,50 x 1,63 | 1,50 x 1,74 | 1,50 x 2,17 |
| RSVT03 | 4451,55 | 4959,51 | 1693,27 | 0,00 | 0,00 |
| T06 | 0,80 x 3,80 | 0,80 x 3,90 | 0,80 x 4,50 | 0,80 x 6,02 | 0,80 x 7,30 |
| T07 | 1,00 x 3,37 | 1,00 x 3,43 | 1,00 x 3,95 | 1,00 x 4,96 | 1,00 x 5,84 |
| RSVT04 | 1405,64 | 1416,87 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T08 | - | - | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| T09 | 1,20 | 1,20 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| T10 | 1,50 | 1,50 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 |
| Qsaída | 21,89 | 22,23 | 28,02 | 33,18 | 37,54 |
| Custo | R\$ 6 581 337,00 | R\$ 6 633 392,00 | R\$ 6 857 982,00 | R\$ 7 355 801,00 | R\$ 8 174 257,00 |

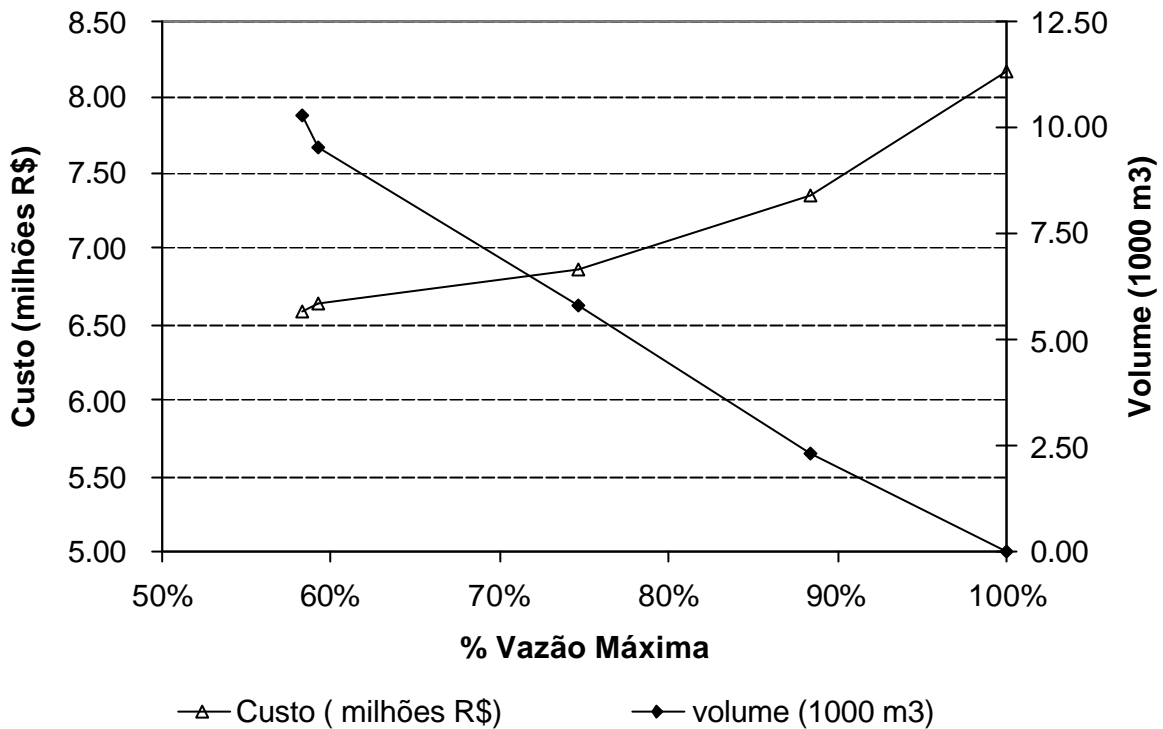


Figura 6.10. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da sub-bacia A do arroio da Areia

Sub-bacia B

Para esta bacia foi selecionado apenas um local, onde será implantado um grande loteamento particular com a previsão de uma área de parque a ser doada ao Município, onde será previsto o reservatório, conforme mostra a Figura 6.11 . Foi considerada uma área disponível de 4290,0 m² com uma profundidade máxima de 2,0 m, para um reservatório aberto, sem custo de desapropriação.

Assim como para a sub-bacia A, a função objetivo para a sub-bacia B do arroio da Areia foi composta a partir das seguintes funções de custo:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1 . A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30%;
- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 apenas para reservatórios abertos, considerando também a taxa de incidência de rocha em 30%;

- Função de custo unitário de desapropriações e penalização: neste caso não houve a necessidade de custos de desapropriações ou penalização;

Utilizando o procedimento explicitado nas bacias anteriores, foram obtidos os limites de busca para as variáveis no reservatório: *área do descarregador de fundo e vazão de by-pass*. A Tabela 6.9 apresenta os limites de variação de cada variável considerados para o processo de otimização. O Anexo 2A apresenta as curvas finais para o reservatório simulado.

A Figura 6.12 mostra a evolução do modelo de otimização, convergindo para o valor mínimo de custo de implantação. Observa-se que com cerca de 13.000 avaliações da F.O. o ponto buscado é atingido, estabilizando daí em diante, isto representa aproximadamente 400 iterações do modelo, totalizando 2 minutos e 23 segundos de processamento.

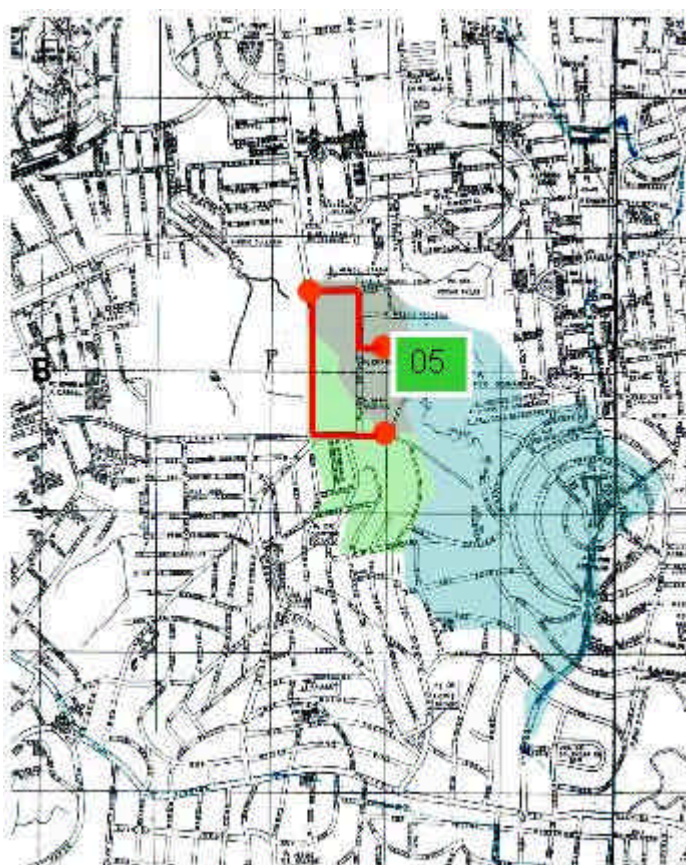


Figura 6.11. Possíveis locais para implantação de reservatórios de amortecimento sub-bacia B

Tabela 6.9. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia B

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Parque Alemanha | 0,00 | 4,00 | 3,00 | 14,00 |

A Figura 6.13 e a Tabela 6.10 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. A solução obtida forneceu uma vazão de saída de 10,80 m³/s, correspondendo a cerca de 53,8% da vazão máxima de saída com os trechos ampliados.

O volume de armazenamento obtido pelo processo de otimização corresponde a 81% do volume máximo disponível. Houve um acréscimo médio na capacidade condutora do sistema de 97%, contrapondo-se aos 181% necessários para o caso de ampliação do sistema sem amortecimento. O custo do reservatório proposto corresponde a 21,9% do custo total da solução escolhida pelo modelo, apesar de terem sido considerados apenas dois trechos de macrodrenagem.

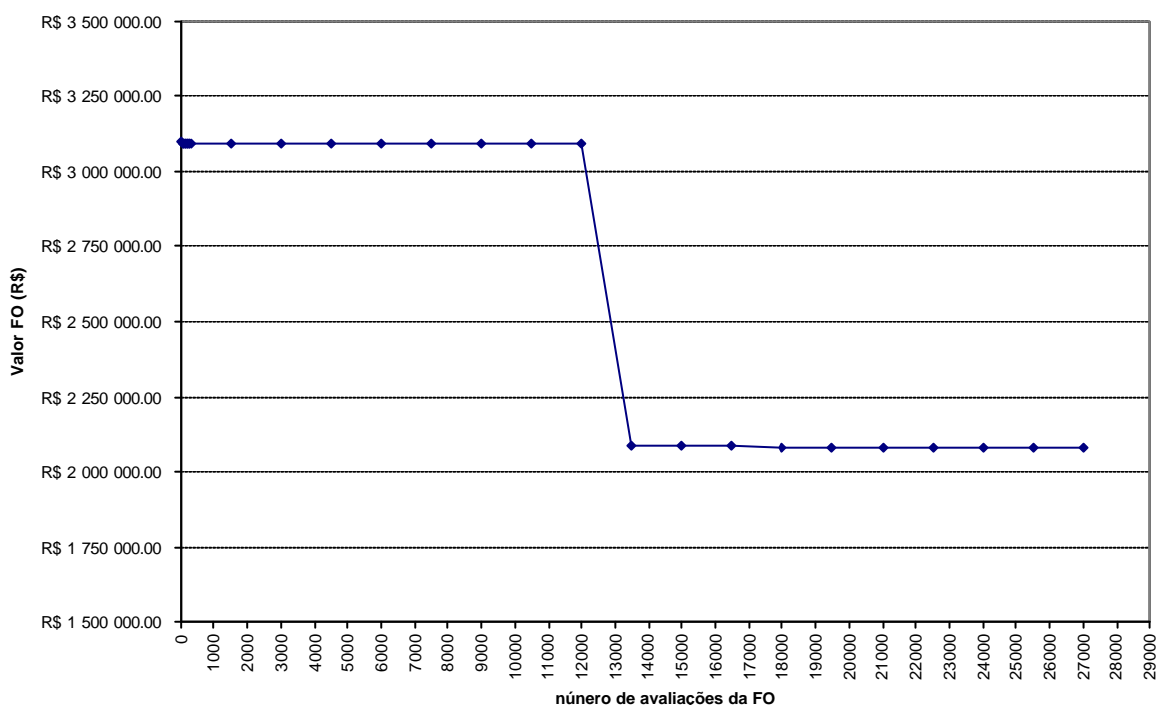


Figura 6.12. Evolução do processo de otimização na bacia B do arroio da Areia

Foram analisadas as soluções ótimas para a obtenção de abatimentos graduais da vazão máxima de saída. Assim foram obtidos os custos mínimos para vazões de saída correspondentes a 60%, 75% e 90% de $Q_{\text{máx}}$. A Figura 6.14 mostra os hidrogramas de saída da bacia para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.11 mostra as dimensões de redes e volumes dos reservatórios para cada cenário mínimo de vazão de saída da bacia.

A Figura 6.15 mostra curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia.

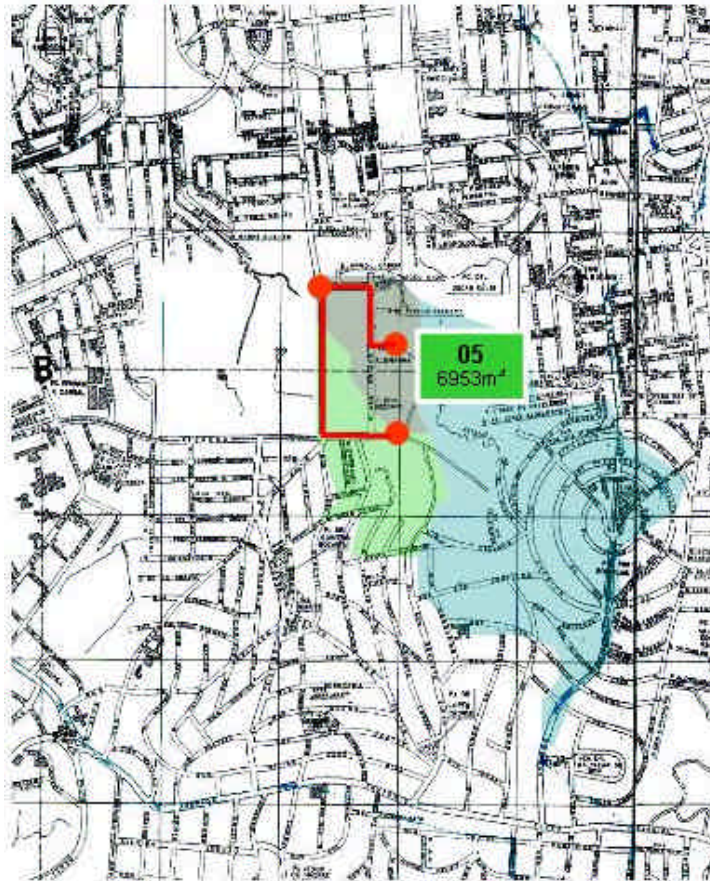


Figura 6.13. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia B

Tabela 6.10. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|-----------------|--|--|
| 01 | Parque Alemanha | 0,103 | 3,401 |

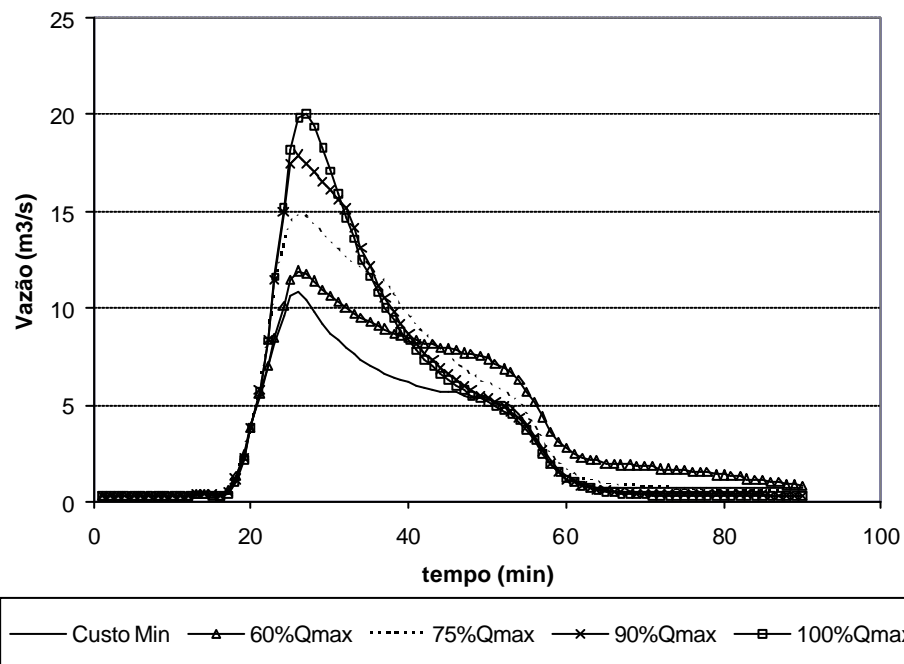


Figura 6.14. Hidrogramas de saída da sub-bacia B para os cenários simulados

Tabela 6.11. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia B

| ítems | mínimo | 60%Qmax | 75%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|--------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| T12 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| RSVT05 | 6953,42 | 4613,31 | 2172,39 | 633,32 | 0,00 |
| T13 | - | 1,50 x 1,37 | 1,50 x 1,73 | 1,50 x 2,05 | 1,50 x 2,34 |
| Qsaída | 10,8 | 11,94 | 14,88 | 17,86 | 20,04 |
| Custo | R\$ 2 078 284,00 | R\$ 3 094 423,00 | R\$ 3 111 231,00 | R\$ 3 162 921,00 | R\$ 3 138 965,00 |

Para a sub-bacia B, observa-se pouca variação nos custos de implantação da solução até reduções da ordem de 40% na vazão de saída da bacia, refletindo o elevado custo de redimensionamento do trecho T13, se comparado com o custo total. Após este ponto ocorre a queda rápida do valor total, pois o reservatório implantado permite a manutenção do trecho T13 em suas condições atuais, sem redimensioná-lo.

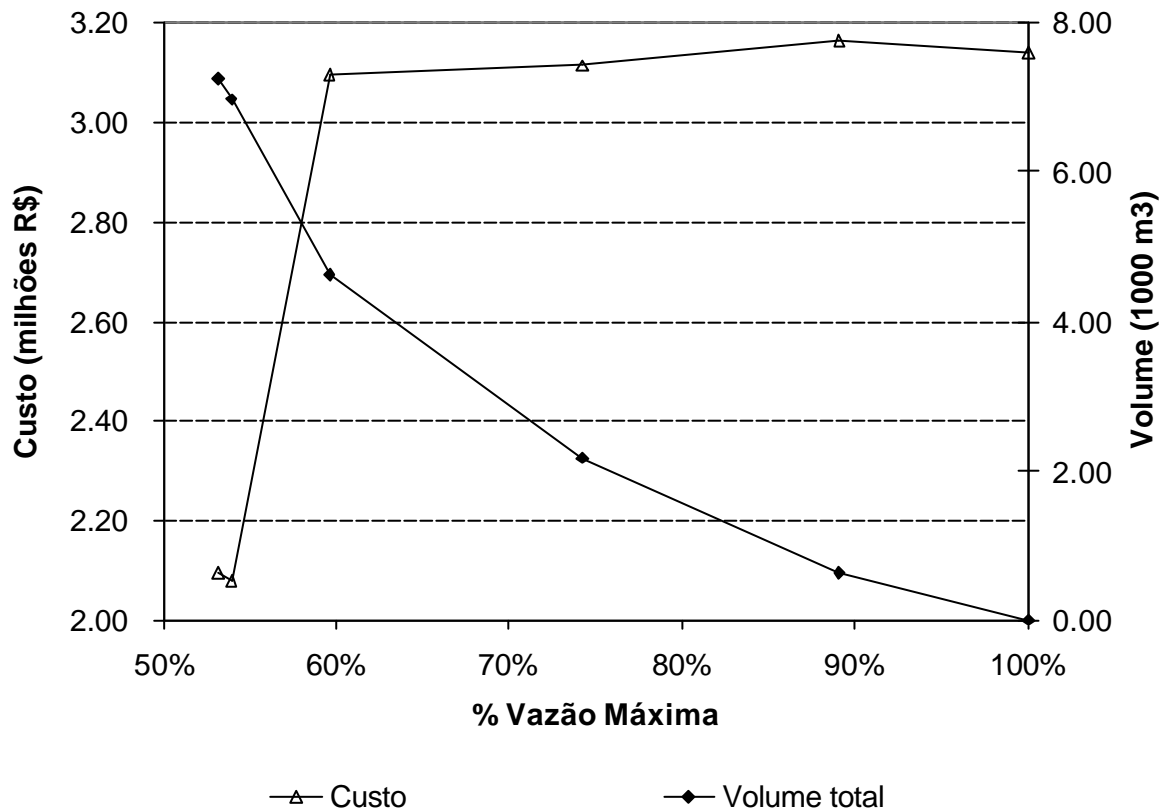


Figura 6.15. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia B do arroio da Areia

A solução final selecionada para a sub-bacia B determina a reservação de 6953,42 m³ em um reservatório e a ampliação de um dos trechos do sistema de macrodrenagem, a um custo final de R\$ 2.078.284,00. Considerando as características da bacia para o cenário de análise (Tabela 5.5) temos o seguinte:

- área impermeável individual : 39,50 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 23.080,63 / ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 154,29 / habitante
- volume específico do controle: 51,1 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 15.281,50 / ha
- custo individual do controle: R\$ 102,15 / habitante

Os números apresentados mostram que a solução otimizada pelo modelo tem custo 33,8% menor que o da ampliação do sistema, sem a consideração dos custos resultantes de obras em trechos que recebam a vazão desta bacia.

Sub-bacia C

Este cenário previu a determinação de locais passíveis de implantação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais. Para esta bacia foi selecionado apenas um local, em uma praça conforme mostra a Figura 6.16. Foi considerada uma área disponível de 3906,0 m², com uma profundidade máxima de 3,0 m, para um reservatório aberto, sem custo de desapropriação.

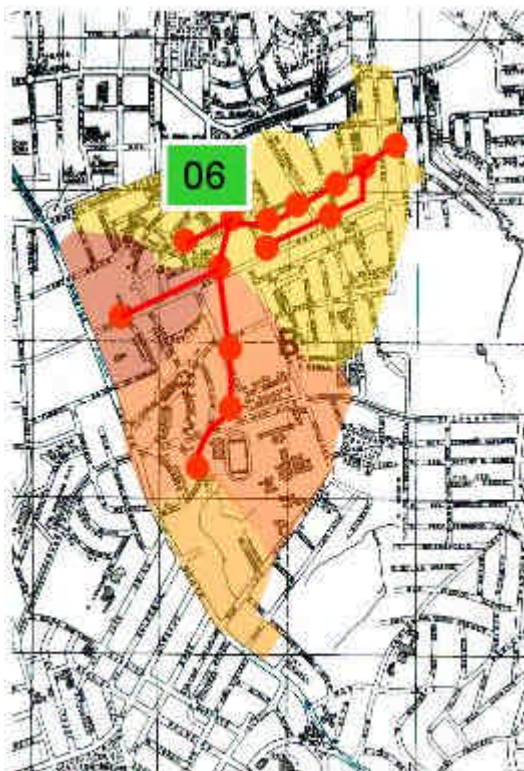


Figura 6.16. Possível local para implantação de reservatório de amortecimento na sub-bacia C

A função objetivo considerou os custos de implantação do reservatório e os custos de ampliação das redes de macrodrenagem:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das Figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1. A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30%;
- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 apenas para reservatórios abertos, considerando neste caso uma taxa média de 70% de incidência rochosa, face a praça situar-se em ponto elevado com afloramentos rochosos verificados.

Não houve a consideração de custos de desapropriação ou penalizações para esta bacia.

Os valores limites para as variáveis de busca foram determinados segundo o procedimento já apresentado no item 6.1, referente à bacia do arroio do Moinho. Neste caso foram consideradas duas variáveis de otimização, conforme mostra a Tabela 6.12.

Tabela 6.12. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia C

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|-------------------------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Praça Leonar- do Macedônia | 0,00 | 4,00 | 4,90 | 20,00 |

Executado o modelo de otimização, a Figura 6.17 mostra a evolução do seu processo. Observa-se que com cerca de 1250 avaliações da F.O. o ponto buscado é atingido, estabilizando daí em diante. A conclusão deste processamento consumiu 2 minutos e 44 segundos. Assim como nas bacias anteriores, foram realizadas cinco rodadas completas do modelo para verificação do ótimo global. O Anexo 2 mostra as curvas finais utilizadas na simulação.

A Figura 6.18 e a Tabela 6.13 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. O modelo forneceu como cenário ótimo, a utilização de parte do volume disponível do reservatório, resultando em uma vazão de saída de 19,72 m³/s.

Para esta bacia no cenário de análise, a solução escolhida previu a utilização de 33,6% do volume total disponível. Foi detectado um aumento médio de 188% na capacidade condutora de vazões do sistema, contra 202% para o caso de ampliação total do sistema sem detenções. Estes números refletem o pouco efeito da implantação do reservatório na manutenção das redes existentes, visto que o local disponível encontra-se muito a jusante na bacia, exigindo a ampliação de quase todo o sistema de forma a conduzir toda a água até o reservatório. O custo de implantação do reservatório contribuiu com 45,4% do custo total da obra. Este valor

elevado deve-se às condições desfavoráveis para a implantação deste dispositivo nesta bacia, principalmente com relação à alta incidência rochosa no local disponível.

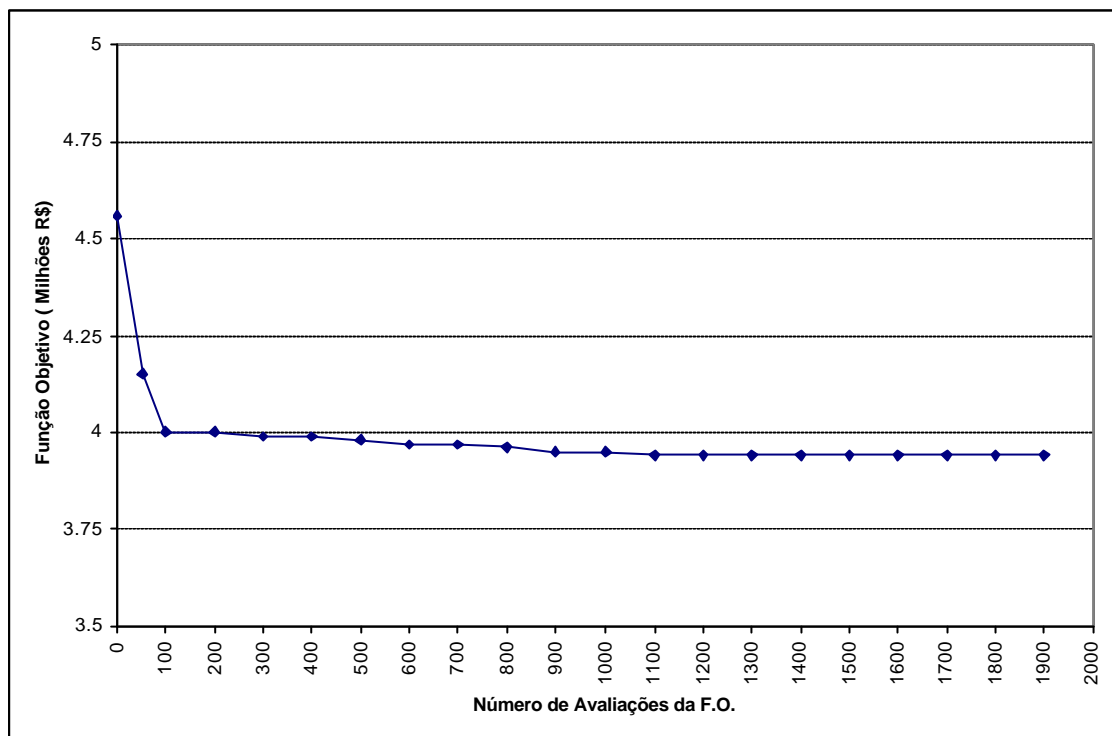


Figura 6.17. Evolução do processo de otimização na bacia C do arroio da Areia

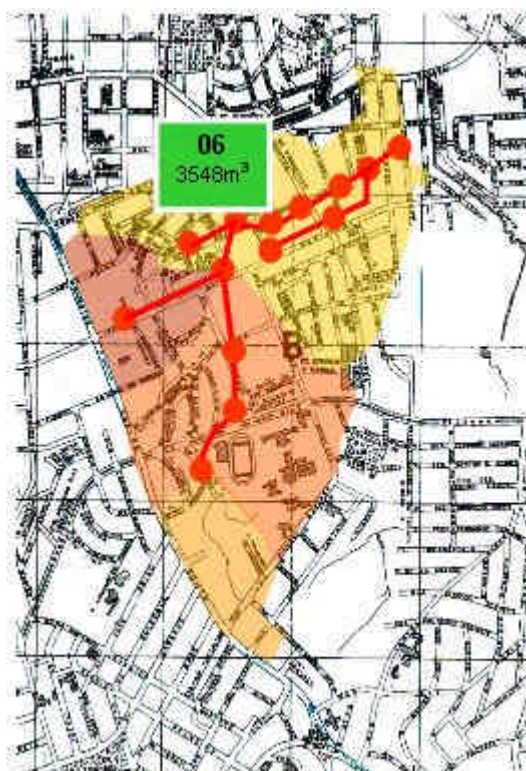


Figura 6.18. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia C

Tabela 6.13. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global para a sub-bacia C

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|-----------------------------|--|--|
| 06 | Praça Leonardo Macedônia | 0,208 | 10,048 |

Foram obtidos os custos mínimos para vazões de saída correspondentes a 60%, 75% e 90% de $Q_{máx}$, pois a solução de custo mínimo global representou uma vazão de saída da ordem de 74% de $Q_{máx}$. Para esta bacia a solução escolhida apresentou valor de F.O. praticamente coincidente com o valor correspondente à ampliação de todo o sistema sem a utilização de reservatório. Isto se explica, novamente, pelo elevado custo do reservatório a ser implantado, devido à incidência de rocha. Em uma análise individual da bacia, sem a consideração de seus efeitos à jusante, pode se utilizar qualquer das soluções, no entanto com a abordagem da bacia do Areia como um todo a escolha pode ser alterada.

A Figura 6.19 mostra os hidrogramas de saída da bacia para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.14 mostra as dimensões de redes e volumes dos reservatórios para cada cenário mínimo de vazão de saída da bacia.

A Figura 6.20 mostra as curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia. Observa-se para esta bacia que a solução de mínimo custo não representa a de maior abatimento na vazão de saída, e que a solução de maior abatimento de vazão é cerca de 9,1% mais cara que a solução de ampliação total das redes de macrodrenagem.

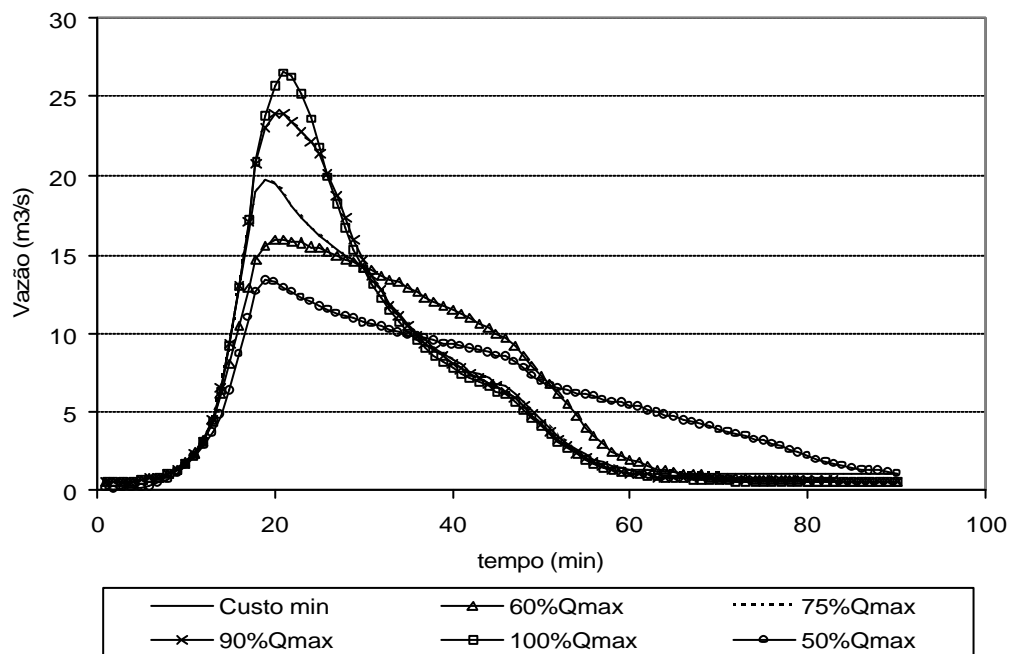


Figura 6.19. Hidrogramas de saída da bacia C do arroio da Areia para os cenários simulados

Tabela 6.14. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia C

| Itens | mínimo | 50%Qmax | 60%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|--------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| T16 | - | - | - | - | - |
| T17 | 1,50 x 2,59 | 1,50 x 2,59 | 1,50 x 2,59 | 1,50 x 2,59 | 1,50 x 2,59 |
| T18 | - | - | - | - | - |
| T19 | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 | 1,20 |
| T20 | 1,50 x 1,95 | 1,50 x 1,95 | 1,50 x 1,95 | 1,50 x 1,95 | 1,50 x 1,95 |
| T21 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| RSVT06 | 3547,91 | 8703,62 | 5338,01 | 787,95 | 0,00 |
| T22 | - | - | - | 1,10 x 2,76 | 1,10 x 3,22 |
| T23 | - | - | - | - | 2,00 x 2,24 |
| T24 | - | - | - | 1,80 x 2,62 | 1,80 x 3,00 |
| T25 | - | - | - | - | 2,00 x 2,61 |
| T26 | 1,50 x 1,33 | 1,50 x 1,33 | 1,50 x 1,33 | 1,50 x 1,33 | 1,50 x 1,33 |
| T27 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| T28 | - | - | - | - | - |
| Qsaída | 19,72 | 13,27 | 15,93 | 23,90 | 26,55 |
| Custo | R\$ 3 942 076,00 | R\$ 4 468 295,00 | R\$ 4 124 783,00 | R\$ 4 806 112,00 | R\$ 4 093 837,00 |

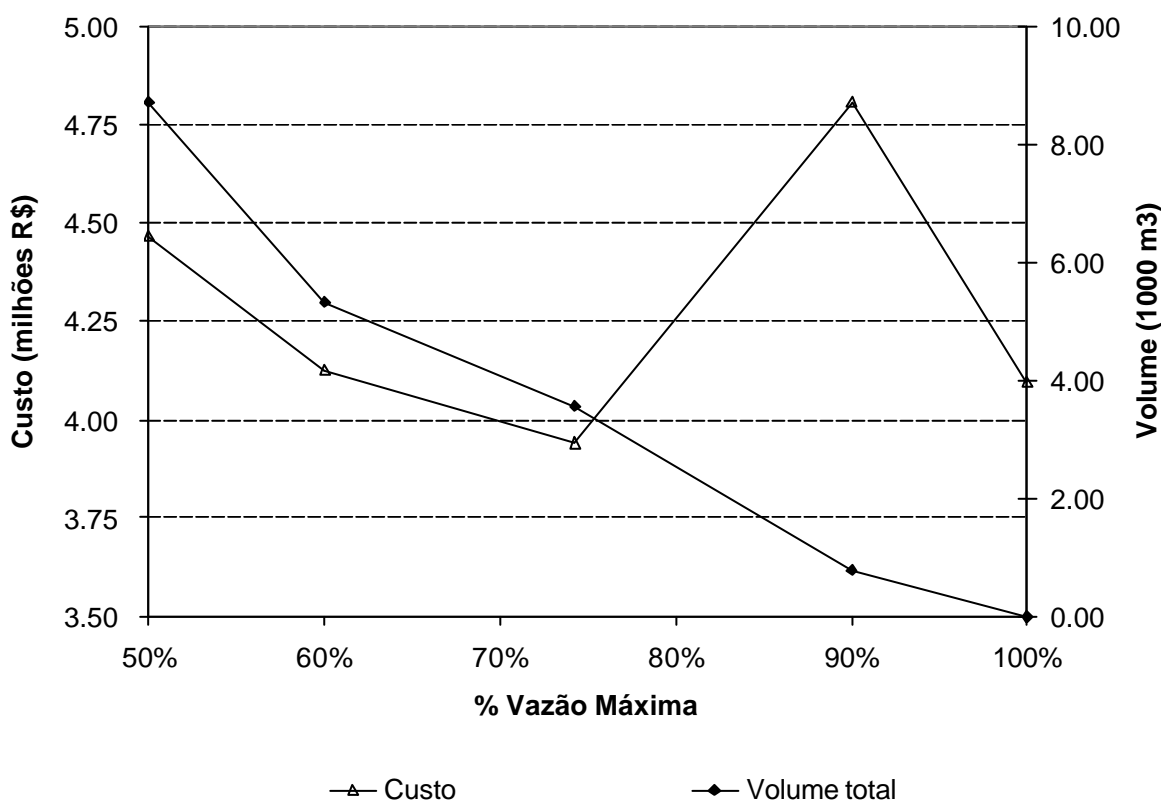


Figura 6.20. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia C do arroio da Areia

A sub-bacia C tem como solução final um volume total de armazenamento de 3547,91 m³ em um reservatório e a ampliação de grande parte dos trechos de macrodrenagem, a um custo final de R\$ 3.942.076,00. Considerando as características da bacia para o cenário de análise (Tabela 5.7) temos o seguinte:

- área impermeável individual : 35,34 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 26.009,13/ ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 143,35 / habitante
- volume específico do controle: 22,56 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 25.044,96 / ha
- custo individual do controle: R\$ 138,03 / habitante

A solução otimizada pelo modelo apresenta um custo de implantação apenas 3,71% abaixo do custo de ampliação total do sistema. Vale ressaltar que o custo de ampliação do sistema, sem medidas de controle, não consideram os encargos resultantes de obras em trechos que venham a receber vazões ampliadas desta bacia.

Sub-bacia D

Foram selecionados seis locais passíveis de implantação de reservatórios de amortecimento, sendo cinco em praças e um em terreno particular com parcela de doação ao Município quando da aprovação de um loteamento, conforme mostra a Figura 6.21 e a Tabela 6.15.

A partir da determinação do cenário de busca da solução foram consideradas as restrições e os itens que comporiam a função objetivo a ser minimizada. Neste caso foram computados os custos de implantação dos reservatórios e os custos de ampliação das redes de macrodrenagem:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1 . A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30%;
- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 apenas para reservatórios abertos, considerando uma incidência média de rocha de 30%.

Não houve a consideração de custos de desapropriação ou penalizações para esta bacia.

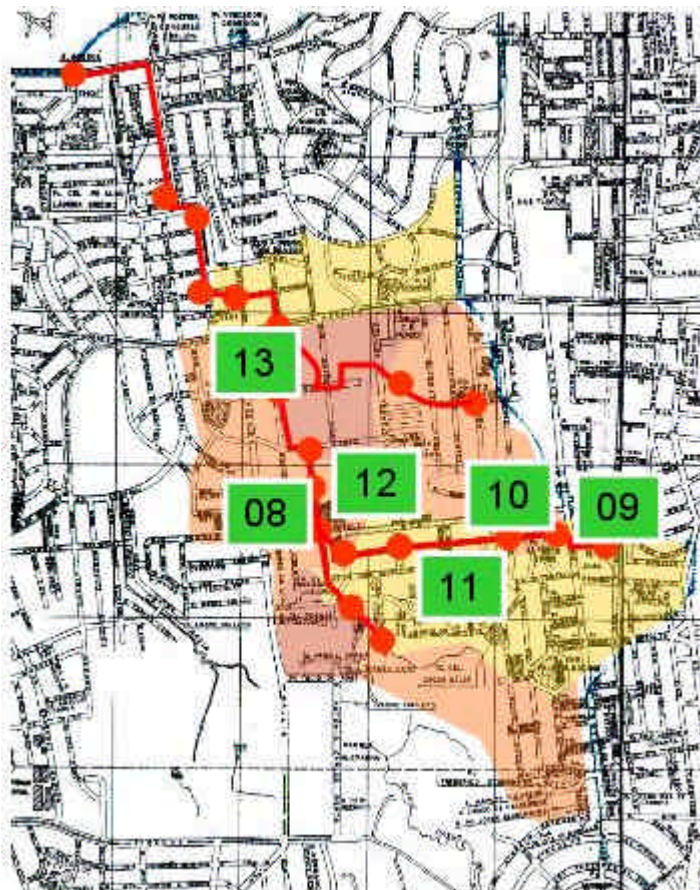


Figura 6.21. Locais para implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia D

Tabela 6.15. Características dos locais com possibilidade de implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia D do arroio do Areia

| Local | Descrição | Área disponível (m ²) | Profundidade máxima (m) | Tipo de reservatório | Custo de Desapropriação (R\$ / m ²) |
|-------|--------------------------|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|---|
| 01 | Praça Dr. Gastão Santos | 1600,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |
| 02 | Praça John Kennedy | 500,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |
| 03 | Praça Alfredo Sehbe | 1200,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |
| 04 | Praça Fortunato Pimentel | 2600,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |
| 05 | Praça Irani Bertelli | 8460,0 | 1,5 | aberto | 0,00 |
| 06 | Loteamento rua Grécia | 4260,0 | 1,0 | aberto | 0,00 |

Utilizando a metodologia já descrita em itens anteriores, foram obtidos os limites de busca das variáveis em cada possível reservatório. O Anexo A2 apresenta as curvas altura-volume-vazão finais para cada reservatório simulado. A Tabela 6.16 apresenta os limites de variação de cada variável considerados para o processo de otimização.

Tabela 6.16. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia D

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|------------------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Pr. Dr. Gastão Santos | 0,00 | 3,00 | 2,40 | 8,00 |
| 02 | Praça John Kennedy | 0,00 | 2,00 | 1,50 | 6,00 |
| 03 | Praça Alfredo Sehbe | 0,00 | 2,00 | 2,00 | 7,00 |
| 04 | Pr. Fortunato Pimentel | 0,00 | 3,00 | 2,40 | 8,00 |
| 05 | Praça Irani Bertelli | 0,00 | 7,00 | 6,70 | 23,00 |
| 06 | Loteamento rua Grécia | 0,00 | 15,00 | 11,80 | 40,00 |

A Figura 6.22 mostra a evolução do modelo de otimização, convergindo para o valor mínimo de custo de implantação. Observa-se que com cerca de 73000 avaliações da função objetivo o ponto ótimo é atingido, estabilizando daí em diante. O processamento computacional durou 3 horas 4 minutos e 36 segundos neste procedimento, dado o maior número de reservatórios a simular e a grande quantidade de trechos a redimensionar.

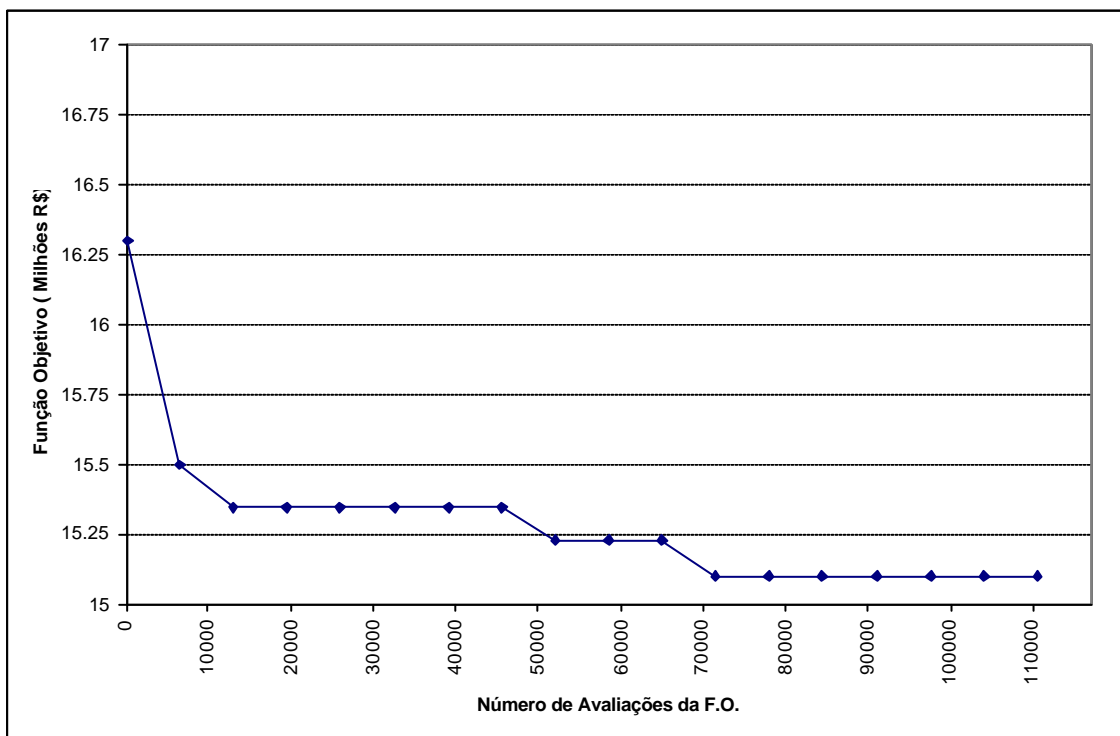


Figura 6.22. Evolução do processo de otimização na bacia D do arroio da Areia

A Figura 6.23 e a Tabela 6.17 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. O modelo eliminou a necessidade de utilização de três locais pré-escolhidos através do uso de valores de “by-pass” que permitiram toda a passagem

dos hidrogramas de entrada, restando três reservatórios a serem implantados. Esta escolha se justifica através do pouco efeito que a construção destes reservatórios teria na redução das ampliações das redes e galerias, seja pelo seu pouco volume disponível ou pelo seu posicionamento dentro da bacia não ser o mais eficiente.

Os reservatórios números 12 e 13, tiveram 98,3% de seu volume disponível utilizado contra 42% do reservatório número 11. A ampliação média da capacidade condutora do sistema foi de 234% para esta solução. Considerando a ampliação de todo o sistema sem detenções, este aumento é de 410%. Estes dados refletem a insuficiência hidráulica crítica existente nesta sub-bacia. O custo de implantação dos reservatórios de retenção corresponde a apenas 7,29% do custo total da solução proposta. Isso se justifica pela grande quantidade de redes de macrodrenagem existentes nesta bacia, e que necessitam de ampliação ainda que se apliquem as medidas de armazenamento dos volumes pluviais.

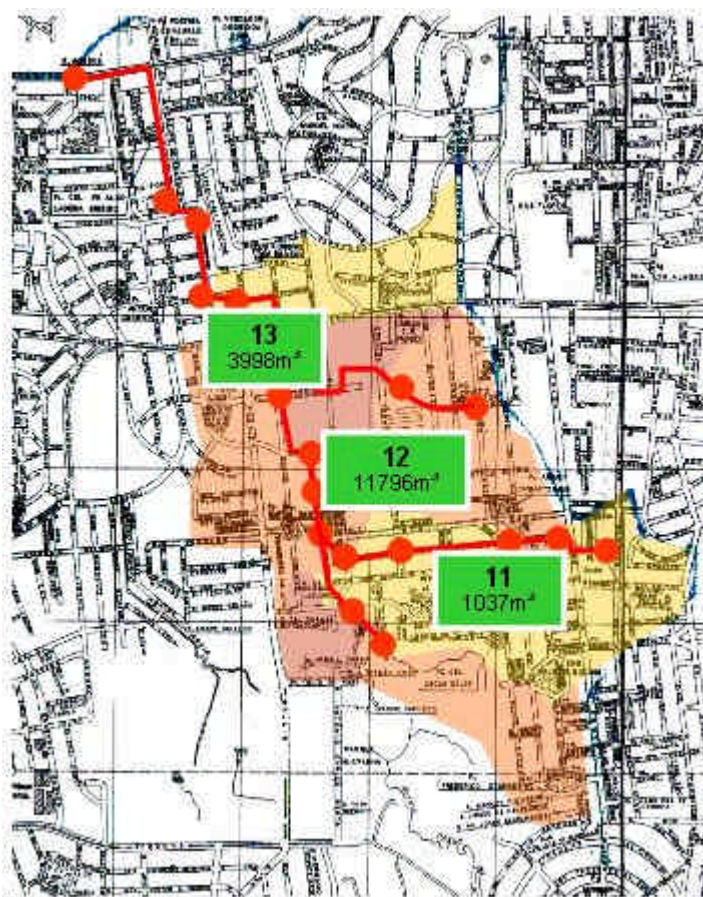


Figura 6.23. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia D

Tabela 6.17. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global para a sub-bacia D

| Local | Descrição | Area do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de "by-pass" (m ³ /s) |
|-------|------------------------|--|--|
| 01 | Pr. Dr. Gastão Santos | 1,515 | 7,938 |
| 02 | Praça John Kennedy | 0,836 | 5,756 |
| 03 | Praça Alfredo Sehbe | 0,871 | 6,777 |
| 04 | Pr. Fortunato Pimentel | 0,049 | 2,723 |
| 05 | Praça Irani Bertelli | 0,008 | 6,705 |
| 06 | Loteamento rua Grécia | 0,322 | 15,302 |

Os abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia foram analisados tiveram os custos otimizados. Assim foram obtidos os custos mínimos para vazões de saída correspondentes a 60%, 75% e 90% de $Q_{máx}$, pois a solução de custo mínimo global representou uma vazão de saída da ordem de 51% de $Q_{máx}$. A Figura 6.24 mostra os hidrogramas de saída da bacia D para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.18 mostra as dimensões de redes e volumes dos reservatórios para cada cenário mínimo de vazão de saída da bacia.

A Figura 6.25 mostra as curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia.

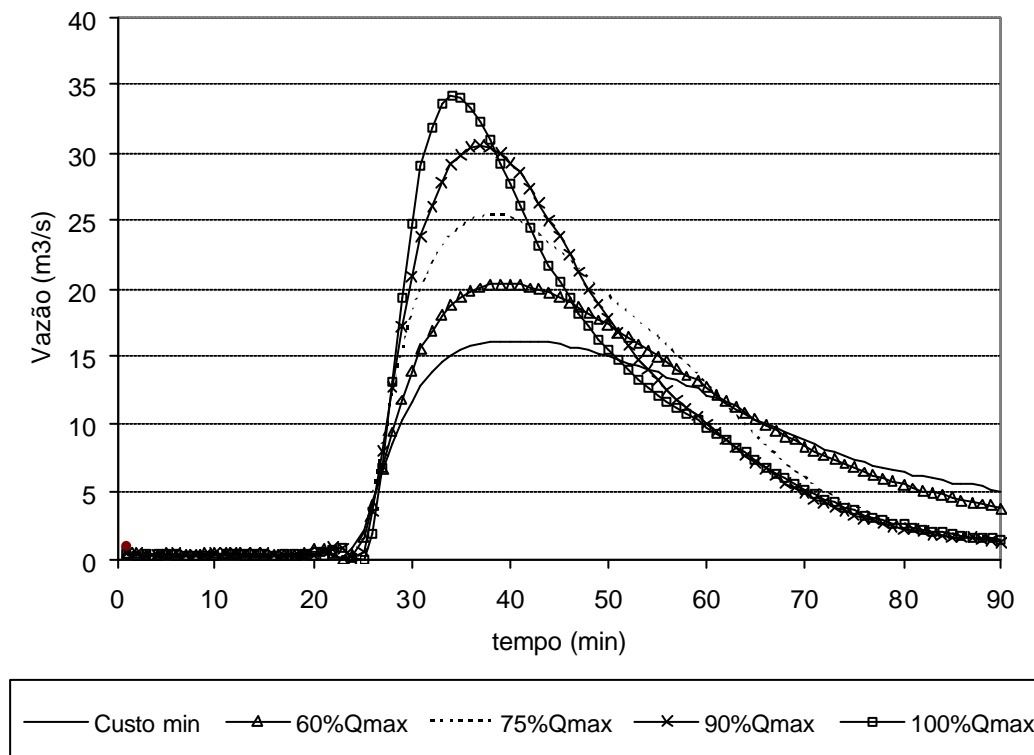


Figura 6.24. Hidrogramas de saída da sub-bacia D para os cenários simulados

Os custos envolvidos na solução para esta bacia foram superiores aos demais, dado seu alto grau de criticidade da macrodrenagem e à elevada metragem de redes existentes. Os valores de custos para as porcentagens de vazão de saída acompanharam as quantidades de volume de amortecimento necessárias para tais abatimentos, conforme mostra a Figura 6.25.

A solução final proposta contempla um volume total de armazenamento de 16830,74 m³ em três reservatórios e a ampliação de grande parte dos trechos de macrodrenagem, a um custo final de R\$ 15.098.050,00. Considerando as características da bacia para o cenário de análise (Tabela 5.9) temos o seguinte:

- área impermeável individual : 32,06 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 92.754,91/ ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 437,84 / habitante
- volume específico do controle: 80,22 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 71.964,01 / ha
- custo individual do controle: R\$ 339,70 / habitante

Tabela 6.18. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia D

| itens | mínimo | 60%Qmax | 75%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|---------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| T37 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| T38 | 1,50 x 1,51 | 1,50 x 1,51 | 1,50 x 1,51 | 1,50 x 1,51 | 1,50 x 1,51 |
| RSVT08 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1222,03 | 0,00 |
| RSVT09 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T39 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| RSVT10 | 0,00 | 80,39 | 22,96 | 0,00 | 0,00 |
| T40 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| RSVT11 | 1036,82 | 1041,47 | 1018,03 | 815,28 | 0,00 |
| T41 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 |
| T42 | 1,00 x 9,13 | 1,00 x 9,13 | 1,00 x 9,15 | 1,00 x 9,36 | 1,00 x 11,17 |
| T43 | 1,00 x 3,20 | 1,00 x 3,20 | 1,00 x 3,20 | 1,00 x 3,25 | 1,00 x 3,64 |
| RSVT12 | 11796,33 | 9885,55 | 4985,22 | 0,00 | 0,00 |
| T44 | 1,50 x 1,49 | 1,50 x 1,66 | 1,50 x 2,12 | 1,50 x 2,81 | 1,50 x 3,29 |
| T45 | 1,50 x 1,99 | 1,50 x 2,12 | 1,50 x 2,64 | 1,50 x 3,43 | 1,50 x 3,99 |
| T46 | - | - | 1,55 x 2,66 | 1,55 x 3,41 | 1,55 x 3,92 |
| T47 | 1,40 x 3,22 | 1,40 x 3,42 | 1,40 x 4,18 | 1,40 x 5,36 | 1,40 x 6,20 |
| T48 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,30 |
| T49 | 1,50 x 2,44 | 1,50 x 2,44 | 1,50 x 2,44 | 1,50 x 2,44 | 1,50 x 2,44 |
| RSVT13 | 3997,59 | 1979,38 | 1363,42 | 1541,34 | 0,00 |
| T50/51-1 | 1,20 x 3,02 | 1,20 x 3,70 | 1,20 x 4,49 | 1,20 x 5,33 | 1,20 x 6,62 |
| T50/51-2 | 1,20 x 4,00 | 1,20 x 4,94 | 1,20 x 6,01 | 1,20 x 7,17 | 1,20 x 8,97 |
| T50/51-3 | 1,20 x 6,92 | 1,20 x 7,34 | 1,20 x 8,16 | 1,20 x 9,11 | 1,20 x 10,25 |
| T52 | - | 1,70 x 3,22 | 1,70 x 3,81 | 1,70 x 4,42 | 1,70 x 5,23 |
| T53 | 1,70 x 3,83 | 1,70 x 4,56 | 1,70 x 5,44 | 1,70 x 6,36 | 1,70 x 7,56 |
| T54 | - | - | - | 1,70 x 3,34 | 1,70 x 3,84 |
| T55 | 1,70 x 3,78 | 1,70 x 4,52 | 1,70 x 5,39 | 1,70 x 6,31 | 1,70 x 7,26 |
| Qsaída | 17,55 | 20,34 | 25,41 | 30,58 | 34,22 |
| Custo | R\$ 15 098 050,00 | R\$ 15 537 200,00 | R\$ 16 668 490,00 | R\$ 18 032 130,00 | R\$ 19 459 980,00 |

A solução de ampliação de todo o sistema de drenagem sem alternativas de detenção apresenta custos da ordem de 29% maiores que os custos da solução proposta. Vale ressaltar que o custo de ampliação do sistema, sem medidas de controle, não consideram os encargos resultantes de obras em trechos que venham a receber vazões ampliadas desta bacia.

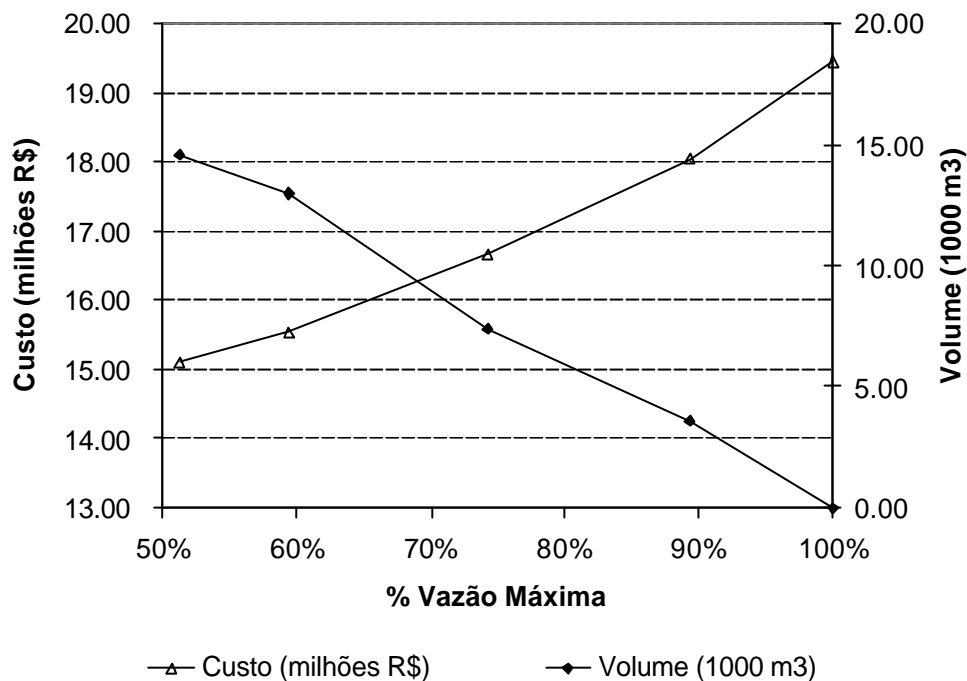


Figura 6.25. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia D do arroio da Areia

Sub-bacia E

O cenário de alternativas para a sub-bacia E previu a determinação de locais passíveis de implantação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais. Para esta bacia existia a disponibilidade apenas de parte da área do Country Club de Golfe, correspondendo a 8930,0 m², com desnível de 3 metros e sem custo de desapropriação, pois o reservatório seria mantido pelo clube como um lago, parte integrante da pista de golfe, conforme mostra a Figura 6.26.

A função objetivo para esta bacia foi composta a partir das seguintes funções de custo:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das Figuras 4.4 e 4.5 e a Tabela 4.1. A incidência média de rocha para esta bacia foi de 30%;

- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 para reservatórios abertos, considerando também a taxa de incidência de rocha em 30%;
- Função de custo unitário de desapropriações: a jusante do Country Club existem muitas construções regularizadas junto ao curso d'água. Desta forma foi considerado um custo unitário (por m^2) constante de R\$ 250,00 para desapropriação de áreas construídas nestes trechos, computados quando do extravasamento da calha principal, conforme descrito no item 4.2.
- Função de penalização: neste caso não houve utilização de penalizações.

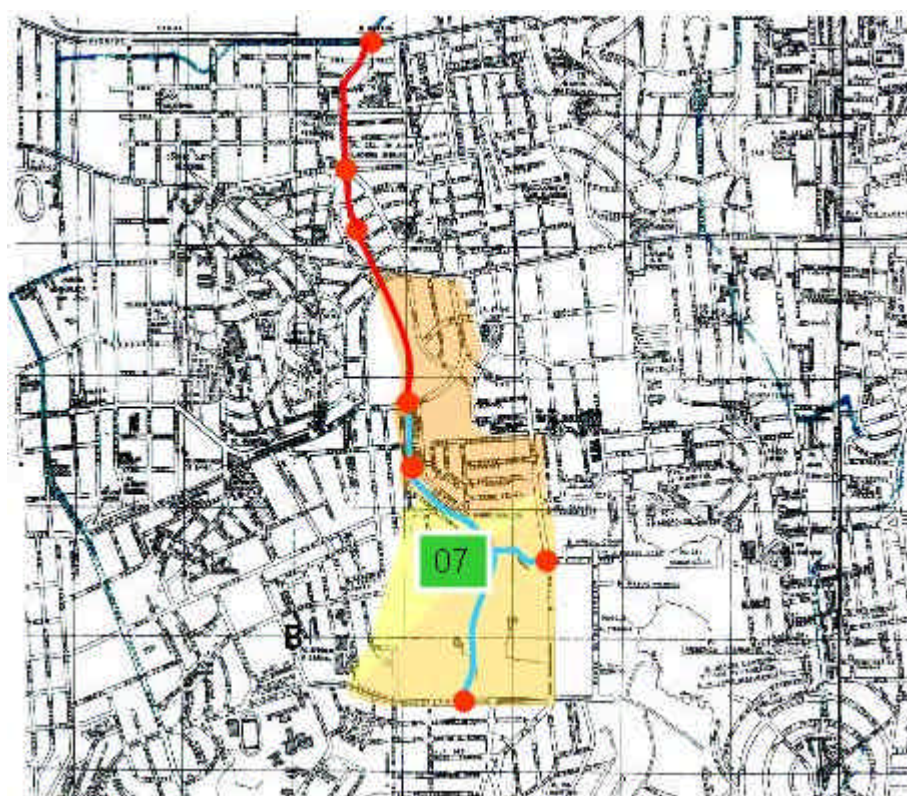


Figura 6.26. Local para implantação de reservatório de amortecimento na sub-bacia E

Utilizando o procedimento de determinação dos limites de variação para as variáveis a otimizar, foram fixados os intervalos de busca nos quais o modelo atuará. Neste caso existem duas variáveis de busca apenas. A Tabela 6.19 apresenta os limites de variação de cada variável considerados para o processo de otimização. As curvas finais utilizadas na simulação do reservatório estão apresentadas no Anexo A2.

O modelo de otimização foi executado nesta bacia para buscar a solução que eliminasse os pontos de alagamento existentes com um mínimo custo global de implantação. Neste caso, foram considerados como hidrogramas de entrada na sub-bacia E, os hidrogramas de saída de cada sub-bacia do Areia com os seus cenários otimizados de solução com detenções. A Figura

6.27 mostra a evolução do modelo de otimização, convergindo para o valor mínimo de custo de implantação. Observa-se que com cerca de 5100 avaliações da F.O. o ponto ótimo é atingido, estabilizando daí em diante. O desenvolvimento desta etapa consumiu 2 minutos e 49 segundos de processamento.

Tabela 6.19. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia E

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|----------------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Área no Country Club | 0,00 | 11,00 | 0,00 | 51,00 |

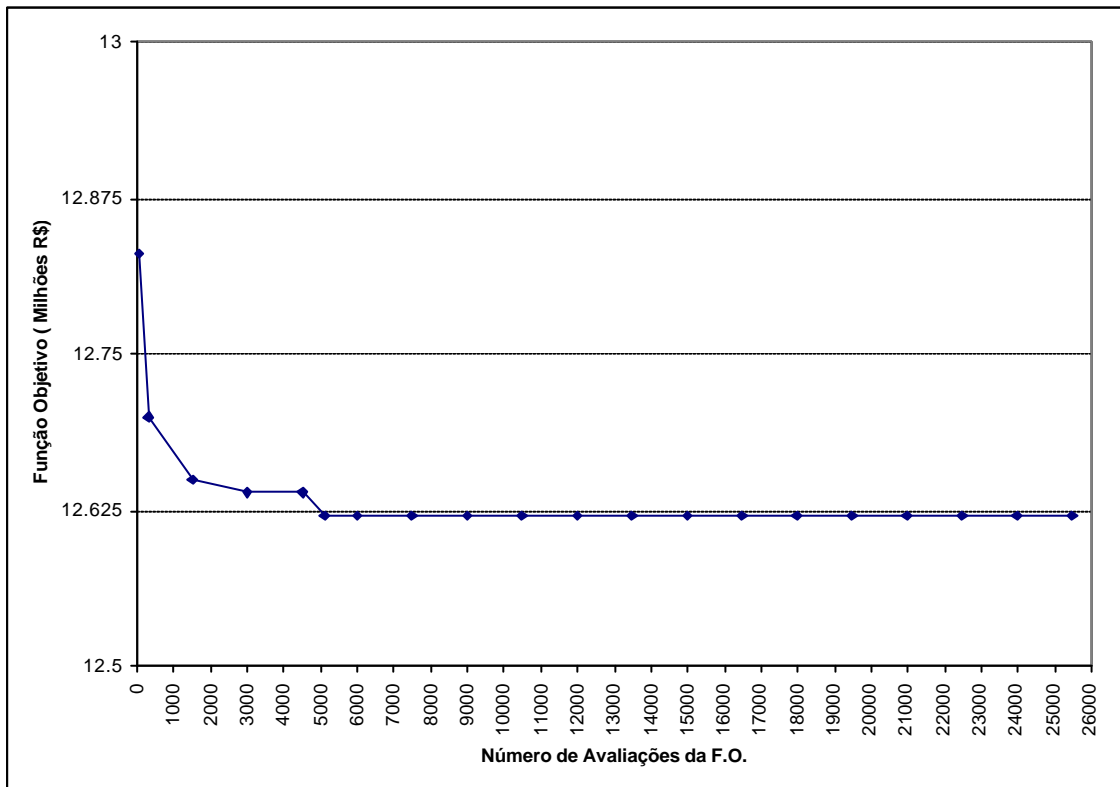


Figura 6.27. Evolução do processo de otimização na bacia E do arroio da Areia

A Figura 6.28 e a Tabela 6.20 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. Como pode ser observado, o modelo buscou o uso máximo do volume disponível, com tendência de valor “zero” para a vazão de “by-pass”.

O reservatório dimensionado para a solução final utilizou 91% do volume disponível para armazenamento, sendo que o custo de implantação desta estrutura correspondeu a 10,7 % do custo total da solução. A capacidade de condução do sistema de macrodrenagem registrou um aumento de 41% para a solução selecionada. Para o caso de ampliação de todo sistema,

recebendo os hidrogramas ampliados das sub-bacias contribuintes a ampliação seria de 205%. Isso reflete o impacto do uso dos reservatórios nas bacias contribuintes e na sub-bacia E.

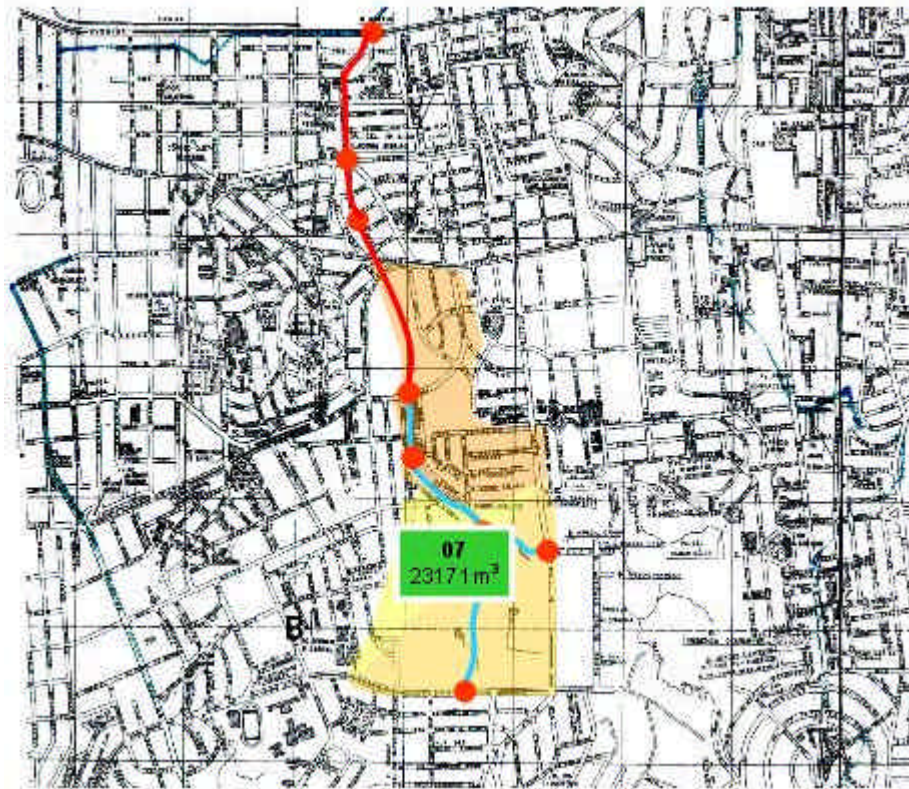


Figura 6.28. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para sub-bacia E

Tabela 6.20. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na sub-bacia E

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|----------------------|---|---|
| 01 | Área no Country Club | 2.824 | 0,009 |

A Figura 6.29 mostra os hidrogramas de saída da bacia E para o cenário otimizado e ampliado. A Tabela 6.21 mostra as dimensões de redes, volumes dos reservatórios e os custos totais para cada cenário de vazão de saída da bacia. Devido a esta bacia ter os hidrogramas diretamente dependentes das demais sub-bacias, não foi realizada a análise de outras soluções ótimas, com valores pré-fixados de vazão máxima de saída.

A sub-bacia E apresenta um comportamento diverso das demais sub-bacias do arroio da Areia, visto que cerca de 54% de sua área pertence ao Country Club de Golfe de Porto Alegre, não havendo portanto previsão de urbanização no Plano Diretor. De qualquer modo são apresentados os números básicos referentes a esta sub-bacia:

- área impermeável individual : 31,42 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 178.234,37/ ha

- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 1.761,54 / habitante
- volume específico do controle: 265,73 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 40.416,89 / ha
- custo individual do controle: R\$ 399,45 / habitante

Os custos apresentados refletem a transferência de vazão das sub-bacias não controladas, mostrando valores bem superiores aos das bacias já apresentadas. Portanto, estes custos não devem ser utilizados como valores de referência, mas apenas têm um caráter comparativo. Os custos unitários para a solução de ampliação total do sistema mostraram-se 341% maiores que os de obras de controle do aumento de vazões, refletindo a ação das medidas de contenção previstas. Uma análise mais completa das questões relativas aos impactos econômicos das transferências de vazão será apresentada no item referente à solução para a bacia do arroio da Areia.

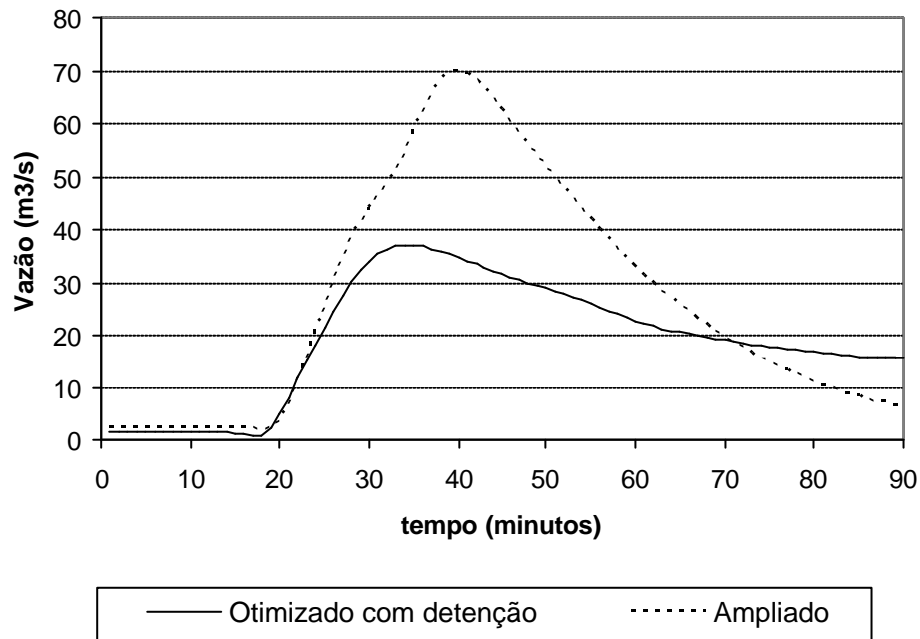


Figura 6.29. Hidrogramas de saída da sub-bacia E para os cenários simulados

Tabela 6.21. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados sub-bacia E

| itens | mínimo | ampliado |
|---------------|-------------------------|--------------------------|
| T11* | 3,08 | 3,08 |
| T14* | 1,53 | 1,53 |
| RSVT07 | 23171,31 | 0,00 |
| T15* | 3,39 | 3,87 |
| T29* | 4,25 | 5,61 |
| T30 | - | 2,00 x 5,97 |
| T32 | - | 2,20 x 8,20 |
| T36 | 2,00 x 5,13 | 2,00 x 8,57 |
| Qsaída | 36,60 | 70,0 |
| Custo | R\$ 3 524 353,00 | R\$ 15 542 036,90 |

* altura de água atingida nos canais

Sub-bacia F

Para esta bacia existia a disponibilidade apenas de uma área no Estádio de Futebol Alim Pedro, correspondendo a 7832,0 m², com desnível de 1 metro e sem custo de desapropriação (Figura 6.30).

A função objetivo para esta bacia foi composta a partir das seguintes funções de custo:

- Função de custo unitário das redes e galerias de macrodrenagem : foram utilizadas as equações ajustadas das Figuras 4.10 e 4.11 e a Tabela 4.1 . A incidência média de rocha para esta bacia foi mantida como 30%;
- Função de custo unitário dos reservatórios: para esta função foram utilizadas as curvas resultantes da Tabela 4.2 para reservatórios abertos, considerando também a taxa de incidência de rocha em 30%;

Neste caso não foram considerados custos de desapropriação ou penalizações.

Utilizando o procedimento de determinação dos limites de variação para as variáveis a otimizar, foram fixados os intervalos de busca das duas variáveis existentes. A tabela 6.22 apresenta os limites de variação de cada variável considerados para o processo de otimização.

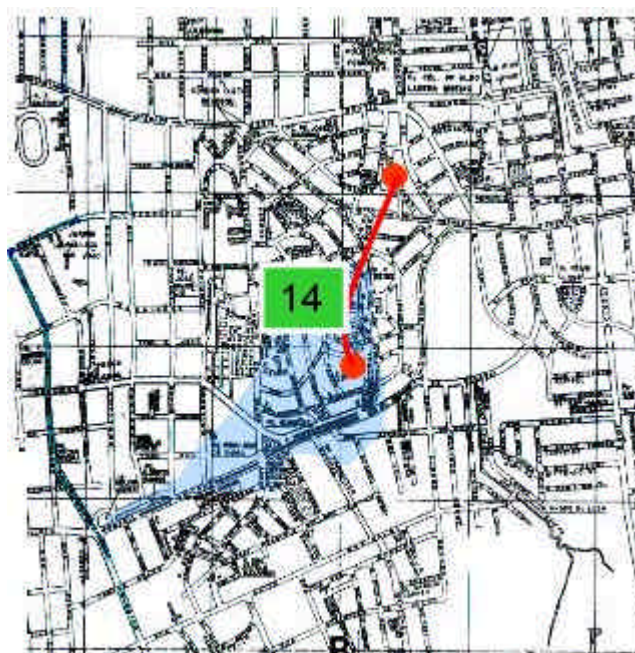


Figura 6.30. Locais para a implantação de reservatórios de amortecimento na sub-bacia F

Tabela 6.22. Valores limites para as variáveis de busca no processo de otimização sub-bacia F

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) | |
|-------|--------------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | | Limite Inferior | Limite Superior | Limite Inferior | Limite Superior |
| 01 | Estádio Alim Pedro | 0,00 | 2,00 | 1,50 | 7,00 |

O modelo de otimização foi executado, a Figura 6.31 mostra a evolução do processo de busca, convergindo para o valor mínimo de custo de implantação. Observa-se que com cerca de 600 avaliações da F.O. o ponto ótimo é atingido tornando-se estável deste ponto até o fim do processo, consumindo cerca de 27 segundos de processamento computacional. A Figura 6.32 mostra a nuvem de pontos avaliados durante o processo, com a concentração maior na convergência das variáveis de custo mínimo.

A Figura 6.33 e a Tabela 6.23 mostram o cenário final escolhido pelo modelo de otimização para o custo mínimo global. Observa-se que o modelo utilizou apenas 7,9% do volume potencial disponível. Isto se explica por que o custo de implantação do reservatório responde por grande parte do custo total da obra, devido a pouca presença de trechos de rede de macro-drenagem nesta sub-bacia.

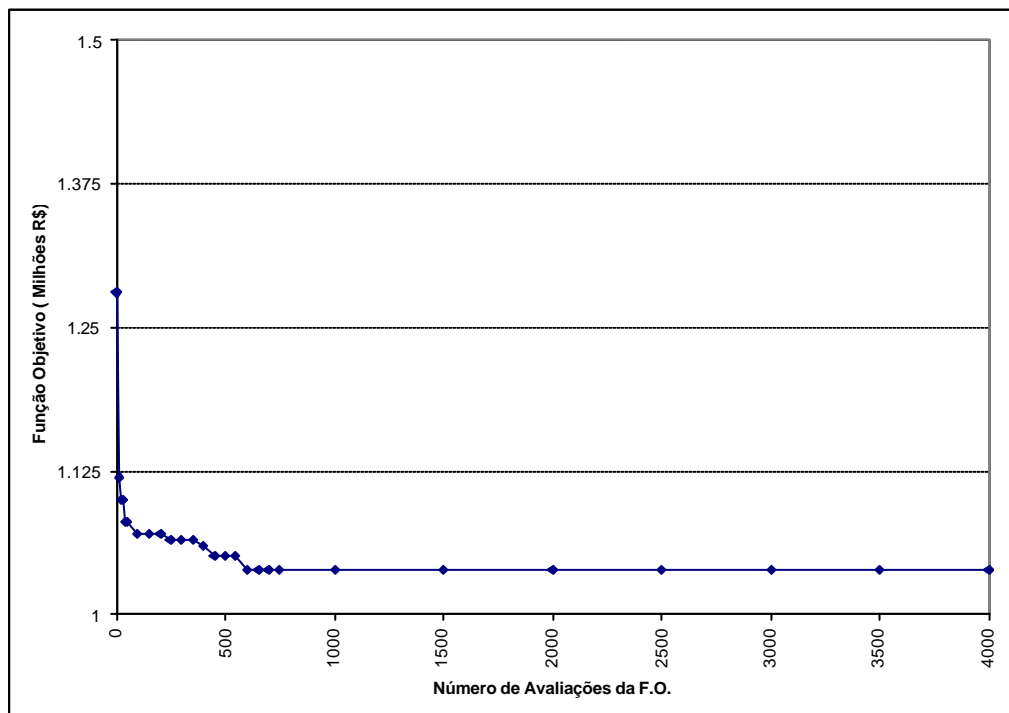


Figura 6.31. Evolução do processo de otimização na bacia F do arroio da Areia

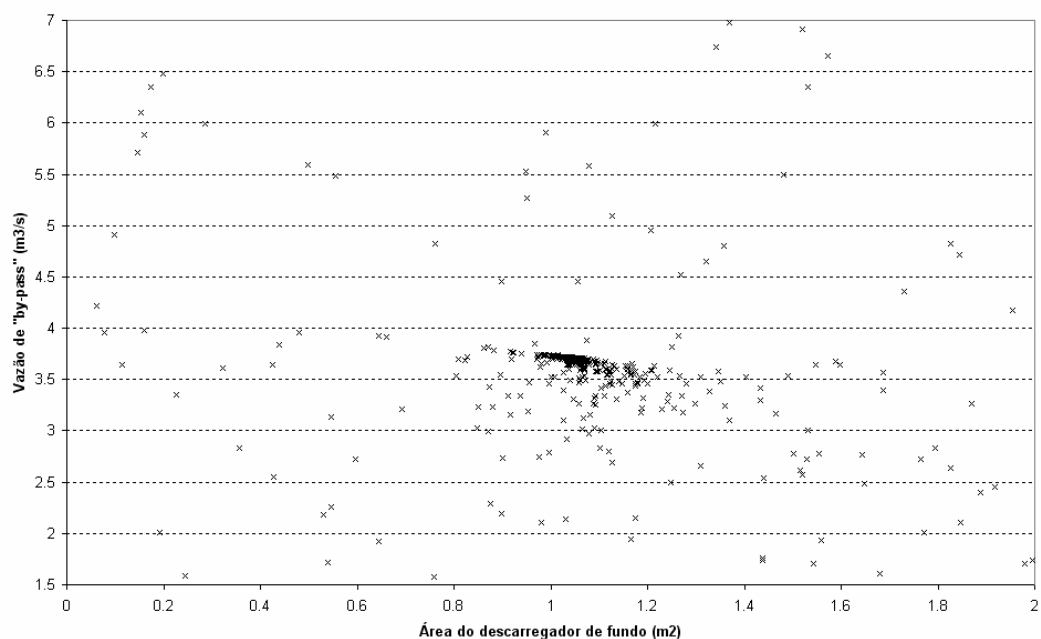


Figura 6.32. Nuvem de pontos avaliados pelo modelo no processo de otimização na bacia F

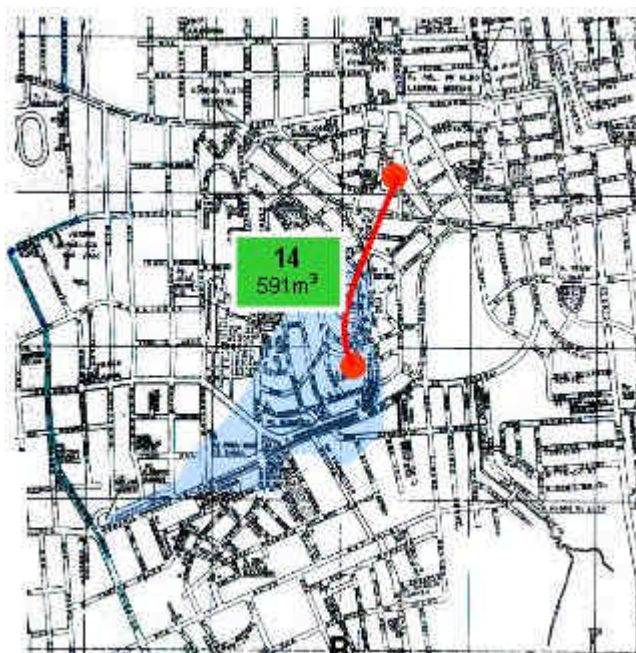


Figura 6.33 – Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a sub-bacia F

Tabela 6.23. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na sub-bacia F

| Local | Descrição | Área do descarregador de fundo (m ²) | Vazão de “by-pass” (m ³ /s) |
|-------|--------------------|---|---|
| 01 | Estádio Alim Pedro | 1,063 | 3,707 |

O sistema de macrodrenagem teve a sua capacidade de condução ampliada em 203% para a solução de custo otimizado, enquanto que, para a solução de ampliação total do sistema sem detenção, o aumento foi de 562%. O valor de ampliação poderia ser menor para a solução com reservatório, no entanto o custo final seria superior ao otimizado.

A solução de menor custo resultou em uma vazão de saída de 7,18 m³/s, que representa cerca de 79% da vazão máxima de saída da bacia. Foram obtidas também as soluções ótimas para abatimentos graduais da vazão máxima de saída. Assim foram obtidos os custos mínimos para vazões de saída correspondentes a 53%, 60%, 75% e 90% de Q_{máx}. A Figura 6.34 mostra os hidrogramas de saída da bacia para cada parcela da vazão máxima escoada. A Tabela 6.24 mostra as dimensões de redes e volumes dos reservatórios para cada cenário mínimo de vazão de saída da bacia.

A Figura 6.35 mostra as curvas de custos de implantação e dos volumes totais dos reservatórios para as soluções ótimas para cada porcentagem de vazão máxima de saída da bacia. Pode ser observado que o custo de ampliação total do sistema é inferior ao custo de abatimento de 90%, por exemplo, ressaltando que esta análise não considera os efeitos a jusante da saída da bacia.

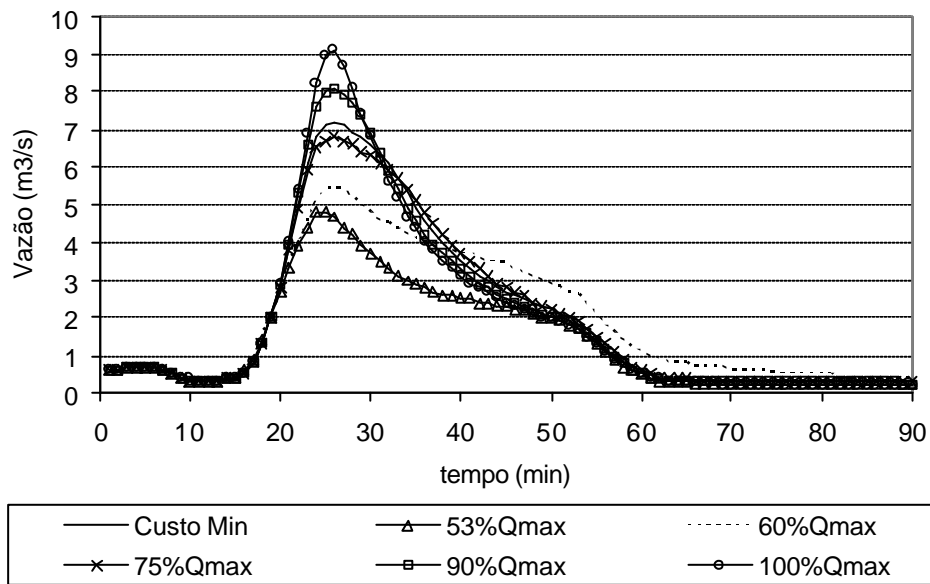


Figura 6.34. Hidrogramas de saída da sub-bacia F para os cenários simulados

Tabela 6.24. Dimensões de trechos e reservatórios para os cenários simulados na sub-bacia F

| itens | mínimo | 53%Qmax | 60%Qmax | 75%Qmax | 90%Qmax | 100%Qmax |
|--------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| RSVT11 | 590,88 | 2894,12 | 1815,42 | 769,06 | 242,93 | 0,00 |
| T31 | 1,50 x 1,48 | 1,50 | 1,50 x 1,30 | 1,50 x 1,41 | 1,50 x 1,62 | 1,50 x 1,78 |
| Qsaída | 7,18 | 4,84 | 5,44 | 6,80 | 8,08 | 9,07 |
| Custo | R\$ 1 039 627,00 | R\$ 1 128 606,00 | R\$ 1 078 318,00 | R\$ 1 043 875,00 | R\$ 1 329 103,00 | R\$ 1 202 124,00 |

A aplicação do reservatório de amortecimento começa a ser eficiente, ou seja apresenta redução de custo a partir de 10% de abatimento da vazão total de saída da bacia, atingindo o custo mínimo com 21% de abatimento e aumentando o custo com abatimentos maiores.

A solução selecionada pelo modelo previu a implantação de um pequeno reservatório (591 m³) e ampliação da macrodrenagem com um custo final de R\$ 1.039.627,00. As seguintes informações resumem os valores básicos obtidos para esta sub-bacia:

- área impermeável individual : 33,65 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 31.886,58/ ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 162,16 / habitante
- volume específico do controle: 15,67 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 27.576,31 / ha
- custo individual do controle: R\$ 140,24 / habitante

A solução de ampliação de todo o sistema de drenagem sem alternativas de retenção apresenta custos cerca de 16% maiores que os custos da solução proposta. Vale ressaltar que o custo de ampliação do sistema, sem medidas de controle, não consideram os encargos resultantes de obras em trechos que venham a receber vazões ampliadas desta bacia. Esta proximidade entre os custos se justifica pela dimensão reduzida da bacia, com poucas redes de macrodrenagem, o que torna o custo de implantação do reservatório importante no balanço econômico final, considerando esta sub-bacia isoladamente.

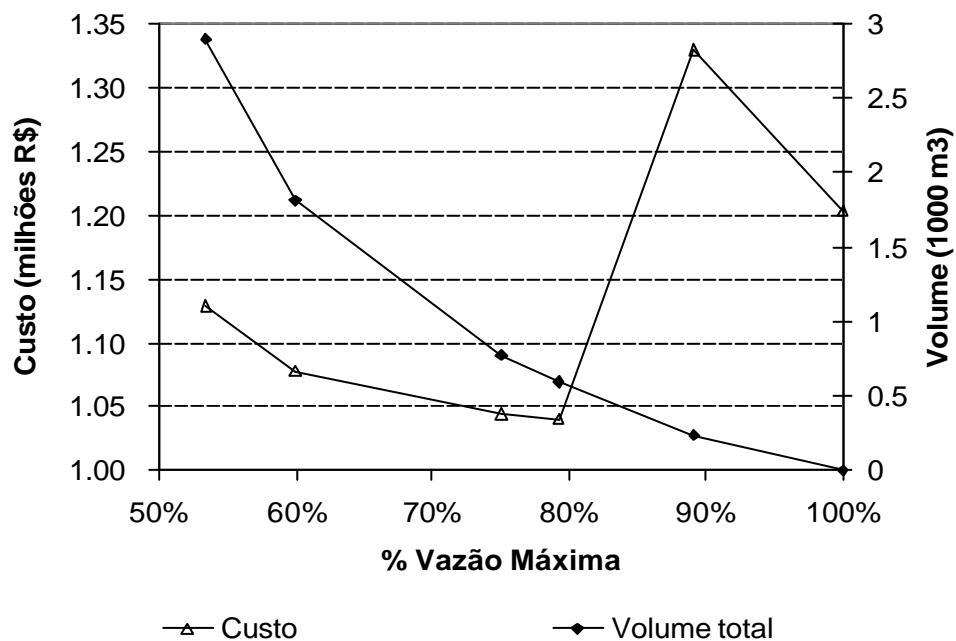


Figura 6.35. Curvas de custos e volumes totais para soluções ótimas com abatimentos graduais da vazão máxima de saída da bacia F do arroio da Areia

Sub-bacia G

Para esta sub-bacia não foi detectada a existência de locais passíveis de uso para reservatórios de detenção, portanto a solução proposta foi a ampliação das redes existentes, não havendo portanto a aplicação do modelo de otimização. A Tabela 6.25 mostra as dimensões dos trechos ampliados e custo total. A Figura 6.35 mostra o hidrograma de saída da solução proposta.

Tabela 6.25 Resultados da ampliação dos trechos sub-bacia G

| ítems | ampliados |
|--------|-------------------------|
| T33 | 1,00 x 2,23 |
| T34 | 0,80 x 1,34 |
| T35 | 1,20 x 3,47 |
| Qsaída | 10,69 |
| Custo | R\$ 8 686 510,00 |

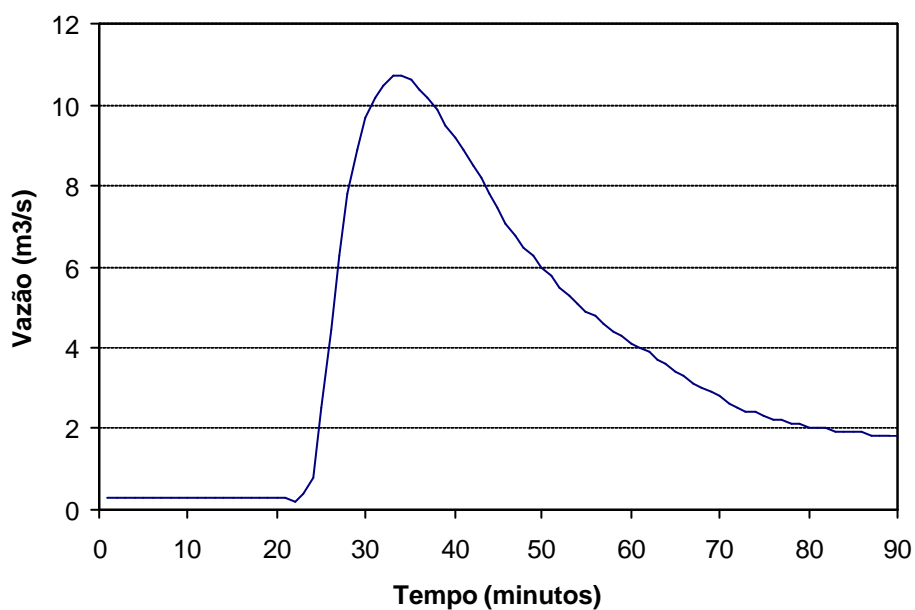


Figura 6.36. Hidrograma de saída da sub-bacia G para a solução de ampliação do sistema

6.2.2. Bacia do arroio da Areia completa

O cenário de alternativas previsto para a bacia do arroio da Areia considerou os locais escolhidos no cenário individual de cada sub-bacia.. A Figura 6.37 mostra a distribuição destas 14 áreas na bacia. As características de cada local encontram-se descritas no item referente à determinação da solução em cada sub-bacia.

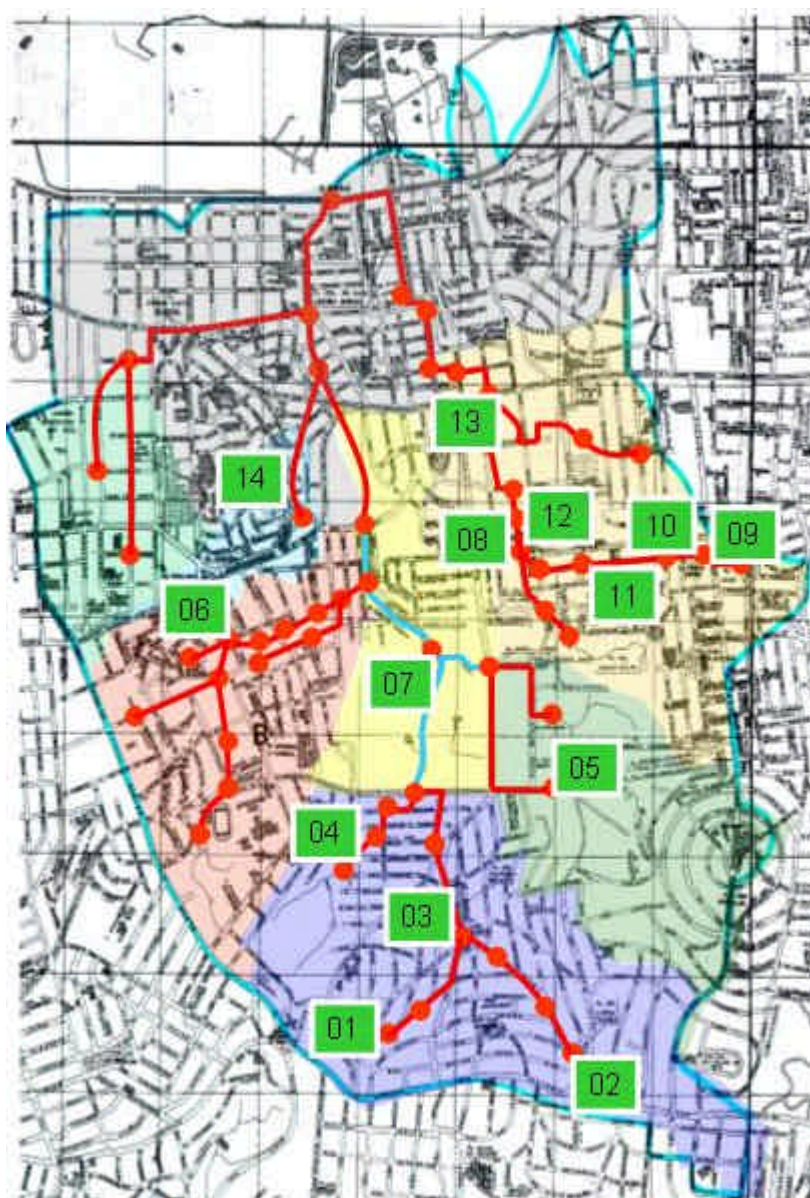


Figura 6.37. Locais passíveis de implantação de reservatórios de retenção na bacia do Areia

Para a composição da função objetivo, foram considerados todos os dados relativos a cada sub-bacia analisada individualmente, desta forma as funções e custo encontram-se descritas, também nos itens anteriores.

Os limites de variação das variáveis procuradas foram mantidos, os valores em cada reservatório para *área do descarregador de fundo* e *vazão de by-pass* estão expressos nas tabelas respectivas de cada sub-bacia. Desta forma o processo de otimização trabalhou com 28 variáveis. O Anexo A2 mostra os valores finais das curvas h-v-q para cada reservatório.

Neste caso o modelo de otimização foi executado para fornecer a solução de mínimo custo considerando toda a bacia do Areia, ou seja, foram simulados 14 reservatórios e 55 trechos, e avaliados os custos de implantação de todo sistema. O processo de otimização apresentou-se bem mais lento, dado o grande número de operações a realizar e uso de memória computacional, resultando em cerca de 253.000 avaliações da função objetivo, com um tempo de processamento de aproximadamente 52 horas e 14 minutos. A Figura 6.38 ilustra o processo evolutivo do modelo na busca do ótimo global, plotando os mínimos intermediários da F.O. em função do número de avaliações executadas pelo modelo.

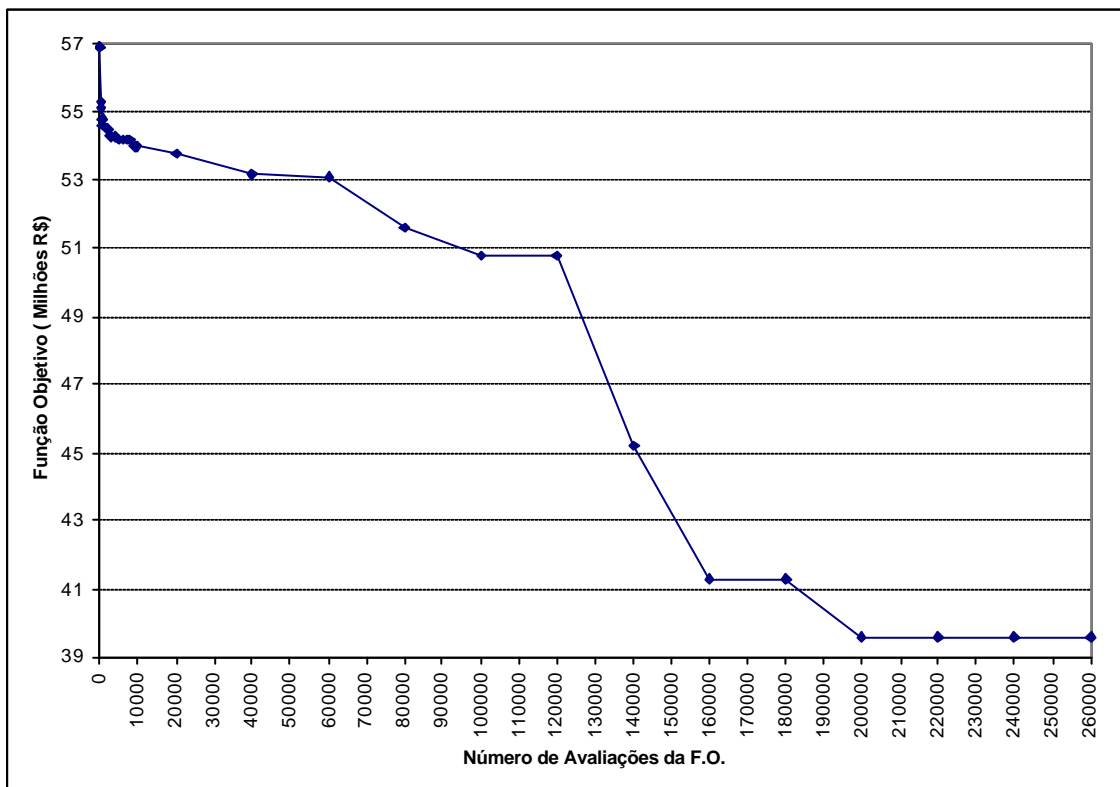


Figura 6.38. Evolução do processo de otimização na bacia do arroio da Areia

Para esta avaliação, o modelo de otimização maximizou o volume dos reservatórios escolhidos e descartou alguns locais para a implantação de reservatórios, conforme mostra a Figura 6.39. A Tabela 6.26 mostra os valores das variáveis obtidos para cada reservatório simulado.

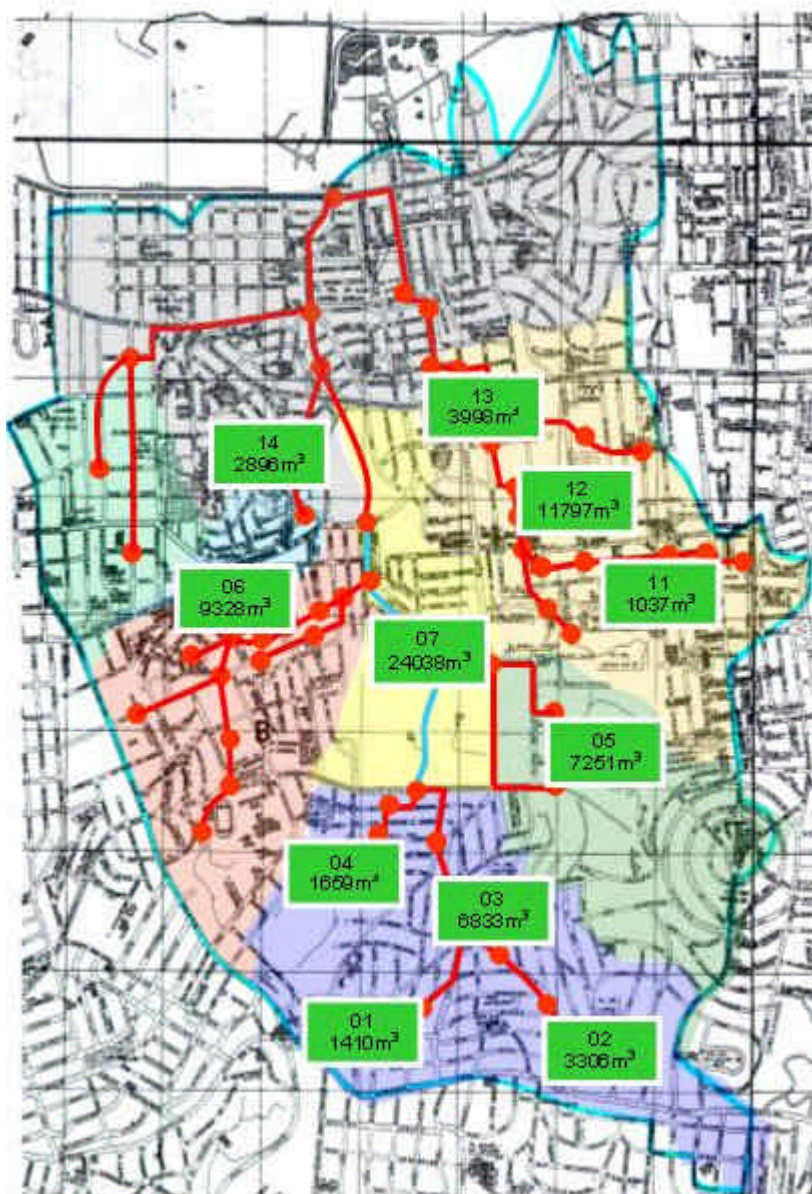


Figura 6.39. Cenário resultante da otimização de mínimo custo para a bacia do arroio da Areia

O modelo buscou a maximização do uso dos volumes disponíveis, utilizando em média 75% do volume disponível para os locais selecionados. A capacidade de condução do escoamento pluvial apresentou aumento médio de 279%, contra 342% registrados para uma solução de ampliação total sem reservatórios. Isso vem confirmar o elevado grau de insuficiência hidráulica existente na bacia do Areia, pois mesmo com todas as medidas de contenção ainda são necessárias grandes ampliações no sistema.

O custo de implantação dos reservatórios correspondeu a 17,7% do custo final da solução escolhida. As áreas a desapropriar junto a canais, responderam por 3,2% do custo total, restando portanto 79,1%, contabilizado como custos de ampliação do sistema condutor.

Tabela 6.26. Valores das variáveis otimizadas para o custo mínimo global na bacia do Areia

| Local | Descrição | Descarregador de fundo (m ²) | Vazão de "by-pass" (m ³ /s) |
|-------|--------------------------|---|---|
| 01 | Praça Luiz Blessman | 0,004 | 1,300 |
| 02 | Praça Lopes Trovão | 0,001 | 2,506 |
| 03 | Praça Quintino Bocaiúva | 0,009 | 5,004 |
| 04 | Praça La Hire Guerra | 0,001 | 1,400 |
| 05 | Parque Alemanha | 0,006 | 3,402 |
| 06 | Praça Leonardo Macedônia | 0,007 | 4,904 |
| 07 | Área no Country Club | 2.450 | 0,001 |
| 11 | Praça Fortunato Pimentel | 0,050 | 2,728 |
| 12 | Praça Irani Bertelli | 0,008 | 6,700 |
| 13 | Loteamento rua Grécia | 0,334 | 15,300 |
| 14 | Estádio Alim Pedro | 0,006 | 1,502 |

A solução final proposta para a bacia do Areia prevê a implantação de 73.552 m³ em volume de reservação, associada a ampliações médias da ordem de 3,7 vezes na capacidade de escoamento do sistema. Estas intervenções resultam em um custo final de R\$ 39.632.464,50. Com base nestas informações e nas características da bacia descritas nos itens referentes às suas sub-bacias temos os seguintes números:

- área impermeável individual : 35,18 m² / habitante
- custo unitário das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 63.471,27/ ha
- custo individual das obras de ampliação (sem detenções): R\$ 364,77 / habitante
- volume específico do controle: 77,42 m³ / ha
- custo unitário do controle: R\$ 41.718,38 / ha
- custo individual do controle: R\$ 239,76 / habitante

6.2.3 Comparação : por sub-bacias x completa

A Figura 6.40 mostra os hidrogramas de saída da bacia do Areia considerando os seguintes cenários de análise: otimizado de forma total, cada bacia individualmente e ampliação do sistema. A Tabela 6.27 mostra os custos obtidos para cada uma das soluções propostas.

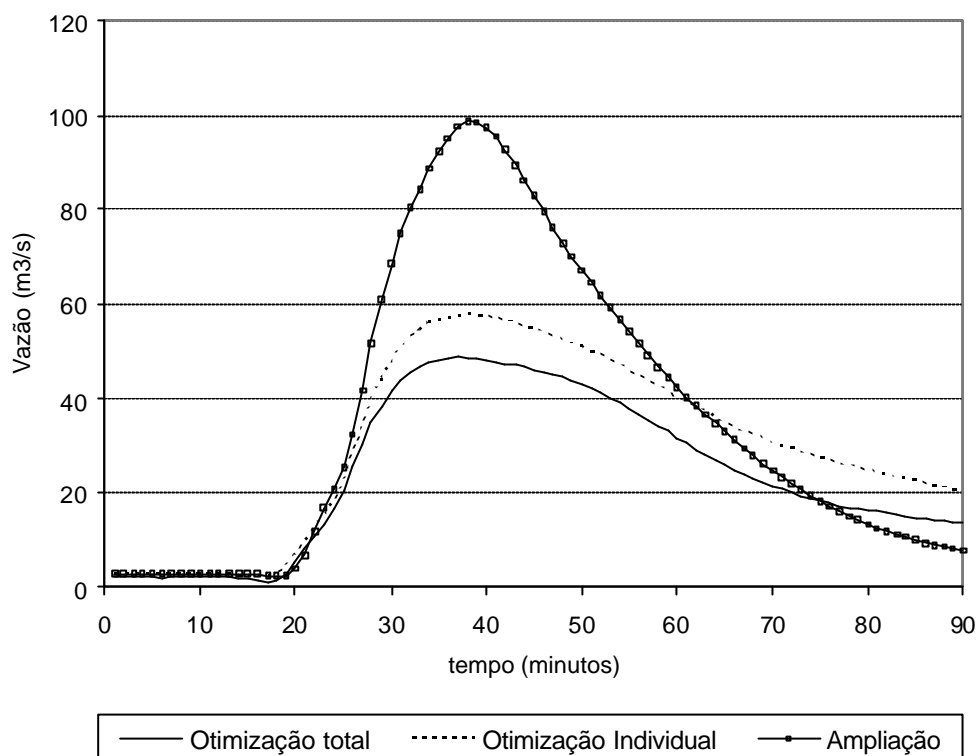


Figura 6.40. Hidrogramas de saída para os cenários de solução propostos na bacia do Areia

Tabela 6.27. Comparação entre os custos das soluções para a bacia do arroio da Areia

| Sub-bacia | Sub-bacias otimizadas individualmente | | | Redes ampliadas | | Bacia otimizada como um todo | | |
|---------------|---------------------------------------|-----------------|--------------|--------------------------|--------------|------------------------------|-----------------|--------------|
| | Custo | volume | Qsai | Custo | Qsai | Custo | volume | Qsai |
| A | R\$ 6 581 337,00 | 10288,02 | 21,90 | R\$ 8 174 257,00 | 37,54 | R\$ 6 628 027,70 | 13207,32 | 21,00 |
| B | R\$ 2 078 284,00 | 6953,42 | 10,80 | R\$ 3 138 965,00 | 20,04 | R\$ 2 093 247,40 | 7251,00 | 10,40 |
| C | R\$ 3 942 076,00 | 3550,24 | 19,71 | R\$ 4 093 837,00 | 26,55 | R\$ 4 532 038,00 | 9328,15 | 15,20 |
| F | R\$ 1 039 627,00 | 590,88 | 7,18 | R\$ 1 202 124,00 | 9,07 | R\$ 1 128 708,40 | 2896,19 | 4,80 |
| D | R\$ 15 098 050,00 | 16830,74 | 17,55 | R\$ 19 459 980,00 | 34,22 | R\$ 15 098 034,00 | 16831,60 | 17,54 |
| G | R\$ 8 686 510,00 | - | 10,70 | R\$ 8 686 510,00 | 10,70 | R\$ 8 686 510,00 | - | 10,70 |
| E | R\$ 3 524 353,00 | 23171,31 | 36,60 | R\$ 15 542 036,90 | 70,00 | R\$ 1 465 899,00 | 24037,55 | 30,1 |
| Totais | R\$ 40 950 237,00 | 61384,61 | 54,09 | R\$ 60 297 709,90 | 98,70 | R\$ 39 632 464,50 | 73551,81 | 48,70 |

Observa-se pelos valores da Tabela 6.27 que o custo final da solução obtida considerando as sub-bacias individualmente é 32,09% menor que o custo de ampliação total do sistema sem detenções. No caso da otimização da bacia completa, este custo reduz-se para 34,27% menor que o custo de ampliação, representado uma diferença de 2,19% entre as duas configurações de otimização. A proximidade dos valores otimizados demonstra que o processo de otimização por sub-bacia pode ser mais eficiente do ponto de vista de tempo computacional.

No entanto não se deve tomar como regra que este procedimento seja válido para qualquer caso, visto que cada bacia apresenta características muito particulares, que podem influenciar nas respostas. A diferença verificada a favor da solução conjunta na bacia do Areia deve-se basicamente à redução de custos na macrodrenagem (conduto forçado) da sub-bacia E (58,4%). Isto ocorreu devido ao fato de que o sistema de macrodrenagem da sub-bacia E recebe contribuição de praticamente todas as sub-bacias, que tiveram suas vazões de saída reduzidas neste cenário de otimização, com o aumento verificado de todos os volumes de reservação. Esta redução compensou o aumento de custos verificado em algumas destas sub-bacias com o aumento dos volumes armazenados como por exemplo, na sub-bacia C, com 15,0% de acréscimo, ou ainda na sub-bacia F, com 8,6% .

A solução obtida com a otimização completa da bacia do Areia forneceu um volume total de armazenamento 19,8% maior que a solução resultante da otimização por sub-bacia. Analisando as sub-bacias individualmente verificam-se aumentos bastante significativos de volumes para os reservatórios, como na sub-bacia F, com 390,1% de acréscimo de volume e na sub-bacia C com 162,7%.

A escolha da solução final resultante da otimização completa representa uma redução de cerca de R\$ 1,3 milhões em relação à solução por sub-bacias, que poderia ser empregado na obtenção de dados através de redes de monitoramento, por exemplo, reduzindo o grau de incerteza envolvido com o processo de obtenção das soluções.

7. VERIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES

Na etapa de verificação, o cenário final escolhido no processo de otimização é submetido à simulação com um modelo hidrodinâmico, com forma de verificar a existência de algum comportamento do escoamento não considerado pelo modelo inicialmente utilizado e analisar o funcionamento do sistema frente a eventos de riscos superiores ao de projeto.

Como descrito no item 4.4 foi utilizado o módulo EXTRAN do modelo SWMM (USEPA, 1969 APUD William et al., 1999) para esta etapa.

A representação dos reservatórios no sistema se dá através de condições de contorno internas, considerando armazenamento nos nós correspondentes controlados por equações de orifício e vertedor. Para as situações em que haja volume de escoamento superficial que não consiga entrar no sistema, por este encontrar-se pressurizado, o volume excedente é acumulado no nó correspondente.

O cenário otimizado para as duas macrobacias foi simulado para as mesmas condições de projeto, ou seja, precipitações de 10 anos de período de retorno e ocupação futura, além de submetê-lo a precipitações de recorrência 25, 50 e 100 anos.

7.1. Bacia do Moinho

A bacia do arroio do Moinho teve a sua configuração de redes e sub-bacias inserida no modelo SWMM através de sua interface gráfica, considerando os mesmos parâmetros resultantes do processo de otimização, como número e volume dos reservatórios e dimensões das redes, por exemplo. A Figura 7.1 mostra os hidrogramas resultantes da simulação com o modelo hidrodinâmico à saída da bacia, plotados juntamente com os resultantes do modelo I-PHS1 para os cenários otimizado e de ampliação total sem reservatórios. Este último está aqui apresentado apenas para efeito comparativo, visto que a verificação deve se dar sobre a solução otimizada. Como pode ser observado, não há diferenças consideráveis entre os resultados, com valores muito próximos de vazões de pico volumes totais escoados para os dois cenários simulados. Os valores resultantes apresentaram diferenças de 4,62% para vazão de pico e 7,34% para volume total escoado para o cenário de ampliação e de 1,19% e 1,48% para o cenário otimizado com reservatórios. Estes valores demonstram a possibilidade de uso do modelo não-completo para esta bacia com bastante precisão.

O sistema foi então submetido a hidrogramas de projeto de recorrências superiores a 10 anos através de simulações com o modelo hidrodinâmico. A Figura 7.2 mostra os hidrogramas resultantes na saída da bacia. Percebe-se claramente o efeito de abatimento nos picos dos hi-

drogramas de recorrências superiores a 10 anos devido ao armazenamento ocorrido nas ruas, por conta dos volumes que não conseguem entrar no sistema rapidamente.

A grande maioria dos trechos de rede apresentou-se insuficiente para a condução das vazões de riscos superiores, pois estão dimensionados para uma recorrência de 10 anos. A Tabela 7.1 mostra os trechos com armazenamento temporário das águas devido à insuficiência hidráulica.

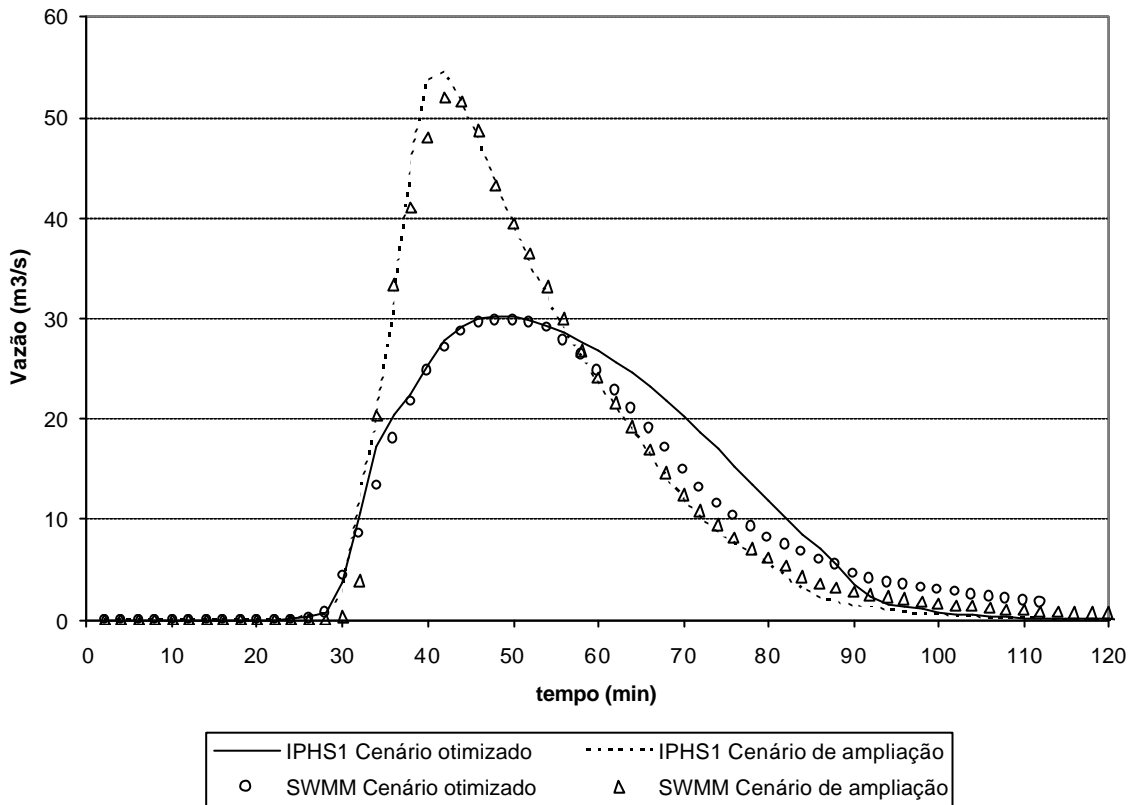


Figura 7.1. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho – modelos IPHS1 e hidrodinâmico (SWMM)

Alguns trechos não apresentam insuficiência devido ao controle executado pelos trechos de montante, ou seja, a água permanece retida nos nós e trechos anteriores. Observa-se que o trecho T06 apresenta a maior retenção de volume que não entra no sistema, devido principalmente ao fato de situar-se imediatamente à jusante de um dos reservatórios implantados.

Os reservatórios apresentaram um comportamento bom para os cenários simulados, com lâminas vertentes variando para $Tr = 100$ anos entre 0,54 m e 0,75 m. A tabela 7.2 mostra os valores de altura de lâmina sobre os vertedores de segurança dos reservatórios.

A partir dos mapas topográficos na escala 1:1000, foram estimadas as manchas de inundação na bacia do Moinho para $Tr=100$ anos. A Figura 7.3 mostra as manchas obtidas considerando os volumes excedentes e a tendência de deslocamento da água pelas vias ou de acúmulo em pontos baixos. Existe risco elevado para as habitações situadas próximas ao leito do

arroio, devido ao extravasamento de sua calha resultante principalmente do estrangulamento de sua saída pela galeria.

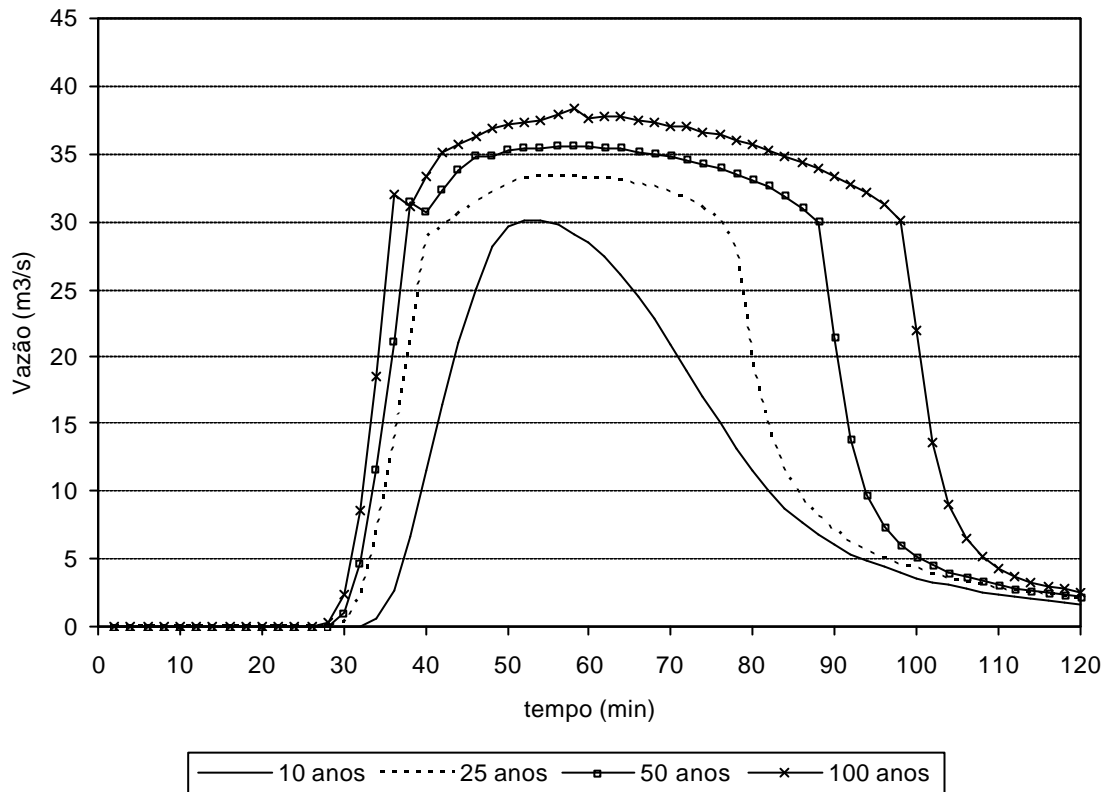


Figura 7.2. Hidrogramas de saída da bacia do Moinho para precipitações de 10, 25, 50 e 100 anos de período de retorno.

Tabela 7.1. Volume armazenados (m^3) nas vias públicas para trechos da bacia do Moinho

| Trechos | Período de retorno da precipitação | | |
|---------|------------------------------------|---------|----------|
| | 25 anos | 50 anos | 100 anos |
| T05 | - | 66 | 642 |
| T06 | 536 | 2099 | 4306 |
| T07 | - | 212 | 683 |
| T10 | 36 | 154 | 397 |
| T11 | 124 | 380 | 453 |
| T13 | - | - | 182 |

Tabela 7.2. Lâminas d'água nos vertedores de segurança dos reservatórios - bacia do Moinho

| Reservatórios | Período de retorno da precipitação | | |
|---------------|------------------------------------|---------|----------|
| | 25 anos | 50 anos | 100 anos |
| RSVT01 | 0.23 | 0.45 | 0.65 |
| RSVT02 | 0.24 | 0.44 | 0.63 |
| RSVT03 | 0.23 | 0.40 | 0.54 |
| RSVT04 | 0.07 | 0.36 | 0.61 |

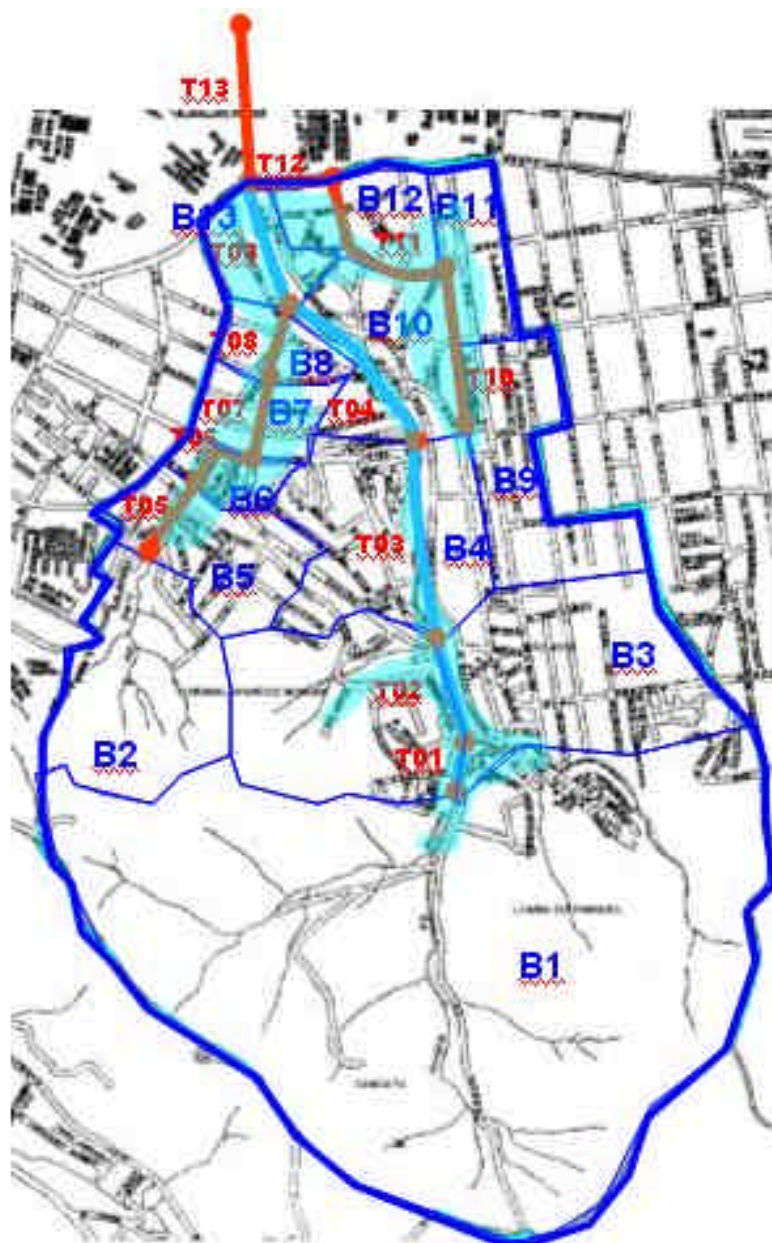


Figura 7.3. Manchas de inundação estimadas para a bacia do Moinho – $T_r = 100$ anos

7.2. Bacia do arroio da Areia

Conforme descrito para a bacia do arroio do Moinho foi realizada a verificação da solução otimizada da bacia do arroio da Areia, considerando o resultado do processo de otimização do seu sistema completo. A Figura 7.4 mostra a comparação entre os hidrogramas obtidos à saída bacia para os dois modelos de simulação utilizados.

Os resultados das simulações com os dois modelos mostraram-se próximos, com valores de erro de 1,13% para a vazão de pico e 8,12% para o volume escoado no caso do cenário de ampliação do sistema sem reservatórios e de 1,21% e 0,47% para o cenário otimizado com

reservatórios. Assim como para a bacia do Moinho, o uso de um modelo simplificado de propagação na bacia do Areia considerada possibilita a análise com um mínimo erro.

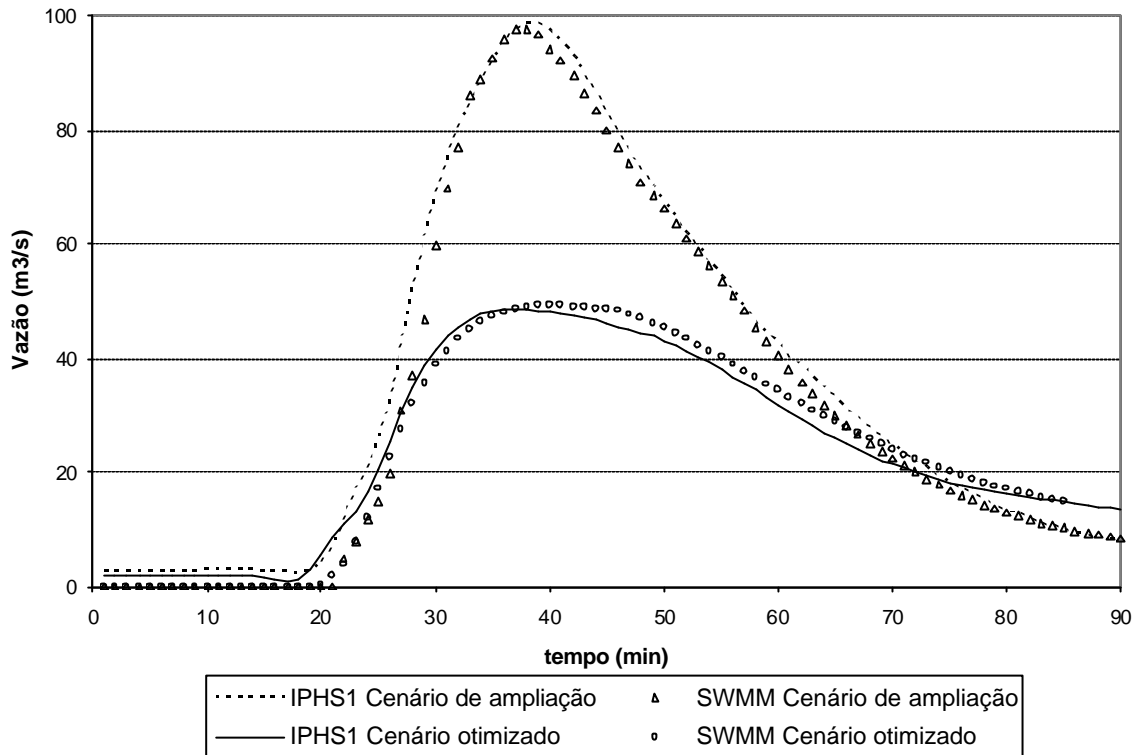


Figura 7.4. Hidrogramas de saída da bacia do Areia – modelos IPHS1 e hidrodinâmico (SWMM)

O comportamento do sistema otimizado foi avaliado para eventos de precipitação de riscos superiores ao de projeto. A Figura 7.5 mostra os hidrogramas obtidos para as simulações realizadas à saída da bacia do Areia.

A Tabela 7.3 mostra os valores de volumes armazenados nos respectivos trechos simulados. Como pode ser observado, os trechos com maiores áreas contribuintes provocaram maiores armazenamentos, principalmente aqueles sem reservatórios de detenção a montante. Alguns trechos não apresentaram insuficiência devido à retenção do escoamento em trechos à montante.

O comportamento dos reservatórios de amortecimento foi analisado através das lâminas d'água que ocorreram sobre os seus vertedores de segurança. A tabela 7.4 mostra os valores obtidos para cada reservatório simulado. As lâminas sobre os vertedores variaram entre 0,06m e 0,71m, o que indica um funcionamento seguro para estas estruturas.

A Figura 7.6 mostra a estimativa da mancha de inundação para o cenário otimizado da bacia do Areia considerando um $Tr = 100$ anos. Esta delimitação foi realizada a partir dos valores de volumes acumulados gerados pelo modelo e topografia das sub-bacias. Boa parte do volume excedente é reservado na área do Country Club (sub-bacia E), devido às grandes declividades das ruas na sub-bacia A e B, deslocando seus volumes armazenados para este

ponto mais baixo. Já as sub-bacias situadas a jusante do Country Club direcionam parte de suas águas excedentes pelas vias para as área drenada pela Casa de Bombas Silvio Brum.

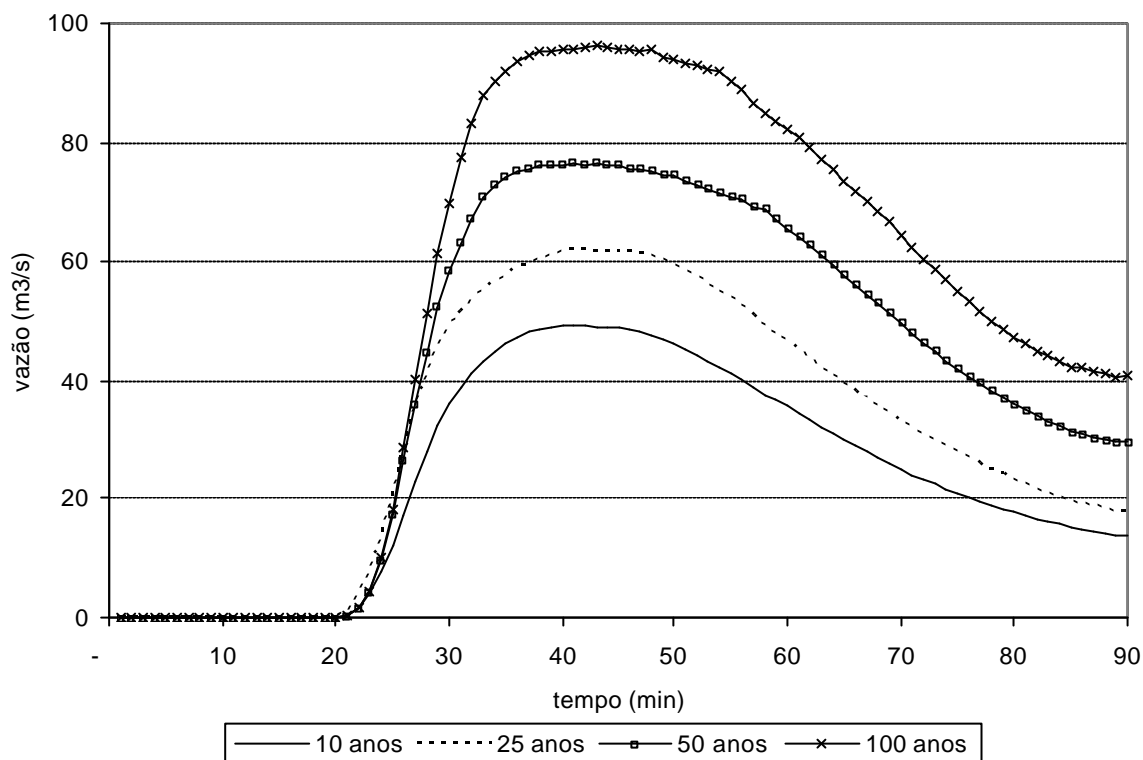


Figura 7.5. Hidrogramas de saída da bacia do Areia para precipitações de 10, 25, 50 e 100 anos de período de retorno.

Tabela 7.3. Volume armazenados (m^3) nas vias públicas para trechos da bacia do Areia

| Trechos | Período de retorno da precipitação | | |
|---------|------------------------------------|---------|----------|
| | 25 anos | 50 anos | 100 anos |
| T07 | 4 | 15 | 25 |
| T03 | 364 | 792 | 1426 |
| T48 | 17 | 39 | 87 |
| T12 | 36 | 888 | 2000 |
| T13 | - | 27 | 66 |
| T08 | - | 49 | 182 |
| T17 | 26 | 79 | 186 |
| T19 | - | 16 | 48 |
| T21 | - | 12 | 34 |
| T26 | - | 9 | 21 |
| T37 | 47 | 121 | 268 |
| T39 | - | 9 | 23 |
| T31 | 12 | 25 | 64 |
| T33 | 29 | 75 | 179 |
| T34 | - | 12 | 26 |

Tabela 7.4. Lâminas d'água (m) nos vertedores de segurança dos reservatórios-bacia do Areia

| Reservatórios | Período de retorno da precipitação | | |
|---------------|------------------------------------|---------|----------|
| | 25 anos | 50 anos | 100 anos |
| RSVT01 | 0.25 | 0.51 | 0.59 |
| RSVT02 | 0.30 | 0.43 | 0.55 |
| RSVT03 | 0.29 | 0.42 | 0.71 |
| RSVT04 | 0.06 | 0.15 | 0.24 |
| RSVT05 | 0.27 | 0.54 | 0.70 |
| RSVT06 | 0.22 | 0.41 | 0.57 |
| RSVT07 | 0.06 | 0.16 | 0.21 |
| RSVT11 | 0.19 | 0.34 | 0.47 |
| RSVT12 | 0.15 | 0.3 | 0.41 |
| RSVT13 | 0.10 | 0.22 | 0.38 |
| RSVT14 | 0.15 | 0.26 | 0.38 |

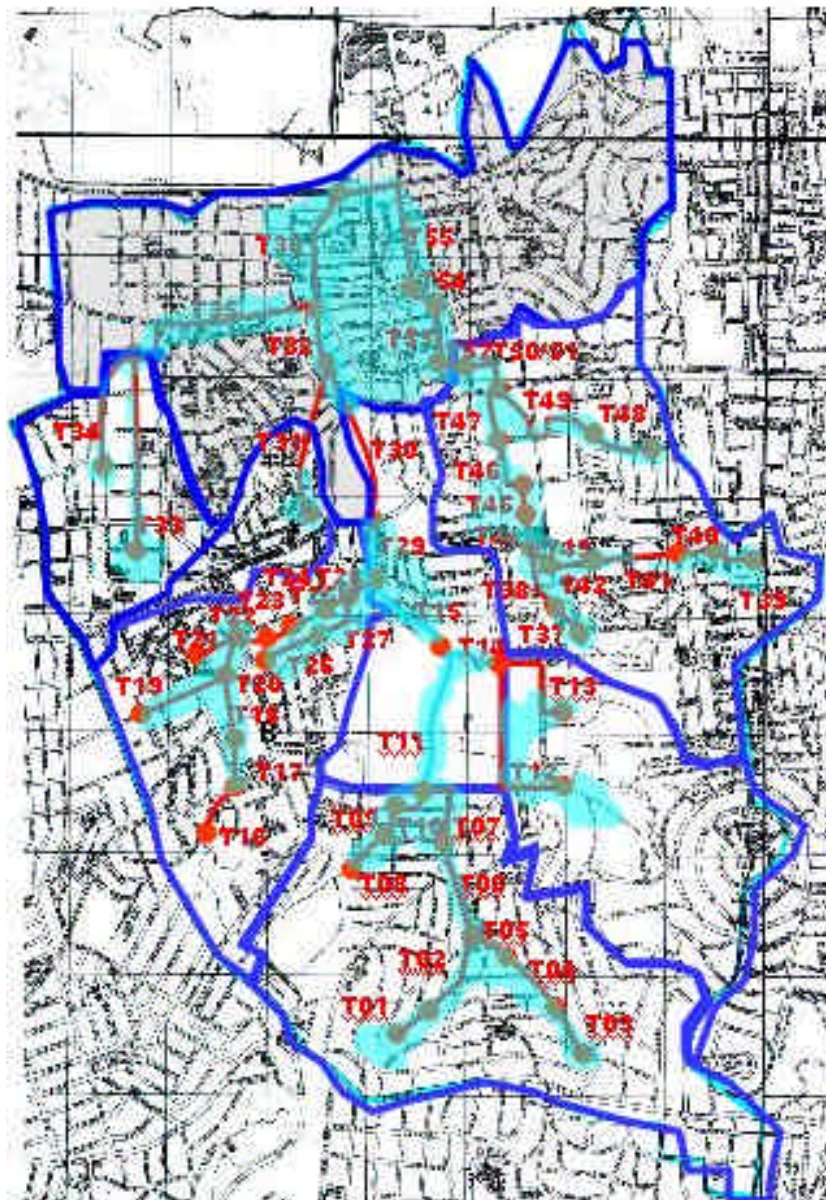


Figura 7.6. Manchas de inundação estimadas para a bacia do Areia – Tr = 100 anos

8. INCERTEZAS NOS PARÂMETROS

Os resultados de modelos hidrológicos envolvem a consideração de incertezas, tais como: (a) variações aleatórias e erros de aquisição das variáveis de entrada e saída; (b) limitações da estrutura dos modelos para representar o comportamento do sistema; (c) incertezas na estimativa dos parâmetros do modelo (Tucci,1998).

As incertezas estão diretamente relacionadas à dificuldade de representação do processo “real” através de modelos matemáticos, seja pela estrutura do modelo ou pela determinação dos valores dos parâmetros. Neste capítulo serão abordados aspectos de análise de incerteza relacionada aos valores dos parâmetros utilizados, visto que foram escolhidos modelos e algoritmos bastante difundidos e estudados no que diz respeito à suas incertezas intrínsecas.

Para esta análise foram aceitas as seguintes suposições: (a) os erros são estatisticamente independentes do modelo e estão distribuídos uniformemente; (b) os erros são estatisticamente independentes entre si; (c) os erros têm média zero, desvio padrão s e distribuição normal (Draper e Smith,1981 apud Tucci, 1998).

Em estudo realizado por Alasia (2003) o autor realizou a análise de incertezas para diversos parâmetros do modelo IPHS1 na bacia do arroio da Areia, de onde se verificou a preponderância do parâmetro CN do método do Soil Conservation Service como o mais sensível. Desta forma esta análise se resumirá à avaliação das incertezas envolvidas com a determinação do parâmetro CN. Deve-se lembrar que existem outros parâmetros que geram incertezas nos resultados, como a distribuição temporal da chuva, o tempo de concentração, o coeficiente de rugosidade de Manning e os parâmetros K e N do método de Clark, por exemplo, no entanto uma análise mais profunda destas incertezas não constitui o objetivo principal deste estudo.

A avaliação do grau de incerteza envolvido com o parâmetro CN iniciou-se pela determinação de seu valor limite superior, adotado como 99, face a dificuldade encontrar-se valores superiores nas bacias urbanizadas brasileiras. As análises realizadas em porcentagens referem-se ao valor de referência, adotado como a vazão de saída e o custo final da solução otimizada.

A estimativa da distribuição normal dos erros na determinação do CN considerou média igual a zero ($\mu = 0$) e que um erro de 10% do valor de CN representa uma probabilidade de 95% de ocorrer. Foram realizadas 2.000 simulações com variações do valor do CN segundo o erro pseudoaleatório gerado pela biblioteca MSLIB do compilador FORTRAN. Esta simulação foi realizada considerando uma variação uniforme do erro sobre todas as sub-bacias. Este

é um fato de difícil ocorrência na realidade, no entanto permite a avaliação a que o estudo se propõe.

As simulações consideraram o cenário final otimizado com reservatórios de detenção para avaliação das incertezas e sensibilidade dos resultados à variação de CN.

Os resultados obtidos mostraram para a bacia do arroio do Moinho que uma variação de cerca de 5% no valor do CN promove um abatimento de 21,4% no valor de vazão de saída ou um aumento de 106,3% neste valor. Isto representa uma queda de 16,2% e um acréscimo de 55,6% no custo final da solução implementada respectivamente. Esta variação pode ser explicada pelo uso otimizado dos volumes disponíveis de alguns reservatórios, que promove o seu extravasamento com qualquer pequeno aumento do escoamento, transferindo para as redes de jusante o custo com ampliação da capacidade condutora.

Observando a variação nos resultados para erros de 1% nos valores do parâmetro, que situaram-se em -4,2% e 9,1% para a vazão de saída e -3,3% e 33,3% para o custo final, verifica-se a influência dos reservatórios nos resultados, com uso de algum volume ainda disponível, abatendo as ampliações dos valores finais e uma sensibilidade maior do custo que da vazão. Isto se deve ao uso de padrões nas dimensões das redes, o que gera saltos de custos com pequenos aumentos na vazão.

Os limites de variação ($\mu \pm 1,96s$) para a distribuição normal dos erros foram de -41% e 87% para a vazão de saída do sistema e de -40% e 102% para o custo final.

Para a bacia do arroio da Areia, foram executadas também, 2000 avaliações, mostrando uma variação de -26,1% e +113,7% nos valores de vazão de saída e -28,3% e +59,3% para os custos finais relativos a erros de 5% no valor do CN em todas as sub-bacias. Considerando um erro de $\pm 1\%$ nos valores de CN, têm-se variações de -5,1% e +12,6% nas vazões e -4,6% e +46,8% nos custos finais. A elevação dos percentuais com relação à bacia do Moinho se deve principalmente à baixa capacidade ociosa observada nos reservatórios da bacia do arroio da Areia e ao grau de insuficiência hidráulica muito elevado em algumas de suas sub-bacias como a “D”, por exemplo.

Os limites de variação para a bacia do arroio da Areia foram de -45% e 92% para as vazões de saída e de -36% e 111% para os custos.

Os desvios obtidos representam aumentos de valores investidos da ordem de R\$ 1,9 milhões para erros de 1% no parâmetro CN na bacia do arroio do Moinho e R\$ 18,5 milhões na bacia do Areia. Estes valores possibilitariam a montagem e manutenção de redes hidrológicas de monitoramento durante anos nestas bacias, permitindo a obtenção de dados confiáveis como forma de calibração de modelos e verificação dos parâmetros, reduzindo o grau de incerteza envolvido nos processos.

9. ELEMENTOS DE AUXÍLIO AO PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA

O planejamento da drenagem urbana não é uma tarefa fácil, principalmente no Brasil, visto que na maioria das vezes os planejadores são obrigados a lidar com soluções para casos de ocupação já consolidada, uma vez que o processo de controle do escoamento na fonte ainda encontra-se em estágio embrionário, existindo um passivo de décadas de urbanização e impermeabilização das cidades brasileiras sem a consideração de seus impactos na drenagem.

Neste capítulo busca-se apresentar funções e números que permitam estimativas da ordem de grandeza dos valores envolvidos no processo de solução dos problemas de drenagem urbana, tanto para um cenário de planejamento integrado, ou seja implementação de uma superfície urbanizada concomitantemente ao sistema de drenagem controlado, ao que se denomina pré-controle do escoamento, quanto para um cenário de urbanização consolidada, denominado pós-controle do escoamento pluvial urbano.

9.1 Pré-Controle do escoamento na drenagem urbana

A condição de controle do escoamento associado ao planejamento da urbanização se verifica atualmente em algumas cidades brasileiras, como Porto Alegre, São Paulo, Caxias do Sul e Novo Hamburgo. Isto se dá, principalmente através da exigência da manutenção das condições de pré-urbanização nos lotes a serem ocupados, sejam estes imóveis de pequena dimensão, como lotes de edifícios ou casas, ou imóveis maiores, como loteamentos. Considerando a implantação dos loteamentos, para a geração de um espaço urbano atualmente inexistente, alguns custos são comuns para os sistemas de drenagem, tais como:

- Custos de implantação de sistema de coleta dos efluentes pluviais dos lotes e vias: constituído por redes de drenagem, bocas-de-lobo e poços de visita;
- Custos de implantação do sistema de amortecimento das vazões pluviais à condição de pré-urbanização: este sistema se refere, na maioria dos casos, a uma bacia de amortecimento do tipo aberta gramada, juntamente com estruturas de entrada e saída.

Logicamente os custos de implantação do sistema de redes são inferiores (dependendo do posicionamento da bacia de amortecimento e do sistema receptor do efluente) aos custos de implantação do sistema sem o controle, devido à redução nos diâmetros e à eliminação de trechos de emissários finais do sistema.

Assim foram elaborados valores unitários médios para estes custos, conforme mostram os itens seguintes.

Sistema de condução do escoamento

Considerando as informações disponíveis no Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, foram estipulados os seguintes dados:

- Para loteamentos com o uso do controle por bacia de amortecimento os diâmetros das redes têm um valor médio estimado de 0,39m. Este valor representa a conjugação de valores de diâmetros usualmente aplicados no município, que variam de 0,30m a 1,50m; obtido através da observação de amostras de projetos de drenagem aprovados. Para efeito de estimativa, considera-se o valor padronizado de 0,40m;
- O custo por metro de implantação de redes com este diâmetro, considerando uma profundidade média de 1,0m e uma taxa de incidência de rocha de 30% (valores médios em Porto Alegre) é de R\$ 316,00;
- A incidência média de redes por unidade de área em Porto Alegre encontra-se em torno de 187 m / ha.
- Isto permite a obtenção do valor de R\$ 59.092,00 / ha para a estimativa do custo de implantação do sistema de condução na condição de pré-controle.

Sistema de amortecimento das vazões

A determinação dos custos de implantação dos sistemas de amortecimento faz uso das funções de custo para reservatórios abertos gramados apresentadas no Capítulo 4 considerando o seguinte:

- O volume unitário médio para os loteamentos implantados no pré-controle em Porto Alegre é de 200,0 m³ / ha;
- O custo de implantação relacionado com uma incidência média de rocha de 30% é de aproximadamente R\$ 73,00 / m³;
- Isto permite a estimativa do custo unitário médio de implantação do sistema de amortecimento das vazões na condição de pré-controle em R\$ 14.600,00 / ha.

Com base nos dois valores estimados, pode-se afirmar que o custo médio unitário do sistema de drenagem para a urbanização pré-controlada encontra-se em torno de R\$ 73.692,00 / ha em Porto Alegre.

9.2 Pós-controle do escoamento na drenagem urbana

Os custos envolvidos com o controle realizado pós-urbanização foram obtidos a partir dos resultados otimizados para as bacias do arroio do Moinho e da Areia, conforme mostra o capítulo 6.

A partir da compilação dos custos obtidos para cada bacia e sub-bacia estudada, obteve-se o custo médio de R\$ 31.650,00 / ha para a ampliação do sistema de macrodrenagem existente e amortecimento das vazões pluviais. Este valor não pode ser comparado diretamente com o respectivo na condição de pré-controle, pois aquele considera a implantação de todo o sistema de drenagem, e não apenas da macrodrenagem. Desta forma considerou-se que a microdrenagem necessita também de obras de ampliação. Considerando um diâmetro médio de 0,50m e uma taxa média de 120 m/ha para microdrenagem, e ainda que 60% das redes existentes necessitem ampliação (estimativa próxima da realidade do município) obtém-se um custo adicional de R\$ 28.224,00 / ha.

Deve ser acrescido a estes valores, o custo unitário de implantação do sistema condutor sem medidas de amortecimento, que para Porto Alegre, seguindo as mesmas considerações do item anterior, tem um diâmetro médio de 0,73m, obtido através de amostragem nos cadastros de redes pluviais de áreas sem problemas conhecidos de alagamentos. Considera-se como valor padrão o diâmetro de 0,80m, que apresenta um custo médio de implantação de R\$ 161.661,50/ha. No entanto este investimento, acrescido dos gastos com manutenção executados no período, necessitam ser depreciados devido à perda de valor monetário das redes implantadas há, em média, 15 anos.

Os custos de manutenção em Porto Alegre encontram-se em torno de 5% do valor total investido. Esta porcentagem foi obtida a partir dos números dos últimos 12 anos de gestão no município, com relação ao sistema existente até hoje. Assim o custo médio de manutenção da drenagem no período de 15 anos gira em torno de R\$ 8.084,00 / ha.

Desta forma , considerando uma taxa média de depreciação de 12% ao ano, tem-se que o custo médio de implantação e manutenção por hectare torna-se R\$ 31.011,70.

Assim o custo médio unitário para implementação de obras de drenagem no cenário de pós-controle em Porto Alegre está em torno de R\$ 90.885,70 / ha.

Estes valores médios estimados informam que o custo de implantação da solução no cenário pós-controle, é cerca de 23,3% superior ao custo do pré-controle por unidade de área. Vale ressaltar que para o cenário de pós-controle os custos não representam obras para o retorno à condição de pré-urbanização no escoamento, como no pré-controle, mas apenas soluções otimizadas para a eliminação dos problemas de alagamentos. Também deve ser lembrado que para o cenário de pós-urbanização não estão sendo considerados os custos relativos ao desgaste político de grandes obras em áreas densamente urbanizadas, custos indiretos com desvios de trânsito e tempo gasto e custos de desapropriações de áreas superiores às utilizadas no estudo de casos.

9.3 Funções de apoio à decisão

Os resultados obtidos a partir do processo de otimização das soluções para as bacias selecionadas permitiram a montagem de funções de apoio à decisão, resultantes de ajustes de curvas aos valores finais de custos plotados em função de parâmetros de cada bacia. Estas funções têm por objetivo permitir estimativas rápidas de valores de investimentos necessários para obras de drenagem em bacias urbanas, como ferramenta de auxílio à elaboração de pré-projetos. Deve-se considerar a particularidade das bacias analisadas e utilizar as funções apresentadas com cautela, buscando o maior número de informações possível sobre a bacia a estudar. Os números utilizados nos ajustes podem ser visualizados no Anexo A2.

Áreas para amortecimento e áreas totais das bacias

A relação entre as áreas totais utilizadas para amortecimento e a superfície total das bacias é mostrada na Figura 9.1. Vale ressaltar que estas áreas foram determinadas pelas condições particulares de disponibilidade de cada bacia, conforme mostrado no Capítulo 6.

Segundo os valores obtidos, a área total para implantação de reservatórios teve um valor médio de 0,70% da área total da bacia com desvio padrão de 0,65%.

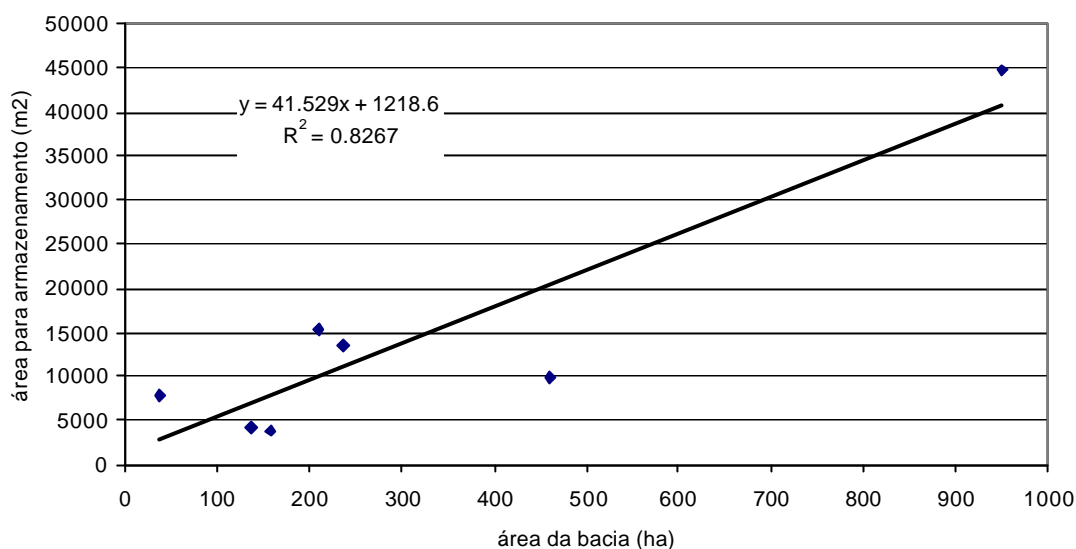


Figura 9.1. Relação entre área utilizada para reservatórios de detenção e área total da bacia.

Volume total de armazenamento e área total da bacia

A função ajustada para os pontos plotados que relacionam os volumes totais de armazenamento nos reservatórios e as áreas totais das bacias é mostrada na Figura 9.2. Estes volumes representam os valores obtidos no processo de otimização de cada bacia e sub-bacia individualmente.

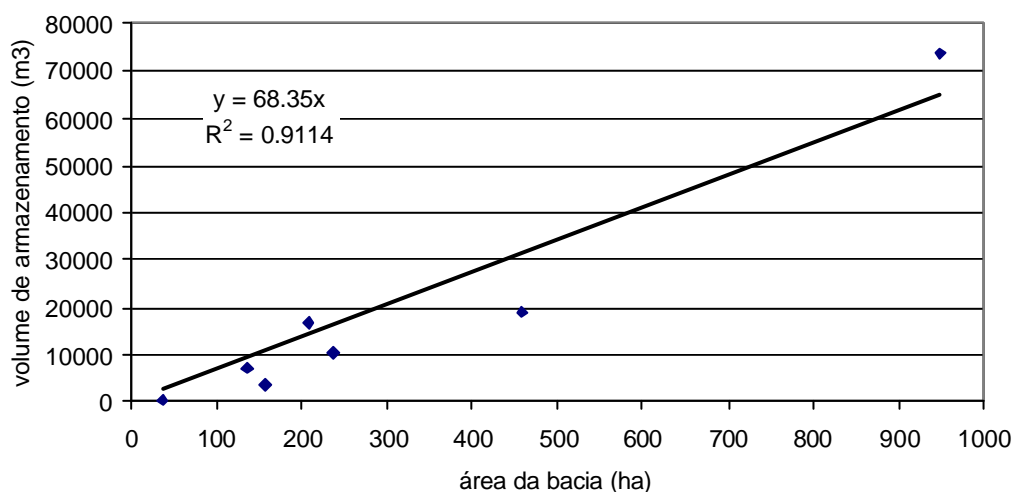


Figura 9.2. Relação entre volume total de reservação e área total da bacia.

Os resultados apresentaram um valor médio de $47,35 \text{ m}^3/\text{ha}$, com desvio padrão de $24,74 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Volume total de armazenamento e área impermeável média da bacia

A Figura 9.3 mostra a função ajustada aos pontos plotados de volume de armazenamento obtido e área impermeável média da bacia. Estes volumes representam os valores obtidos no processo de otimização de cada bacia e sub-bacia individualmente. O valor médio, neste caso foi de $77,25 \text{ m}^3/\text{ha}$ impermeável, com um desvio padrão de $38,55 \text{ m}^3/\text{ha}$ impermeável.

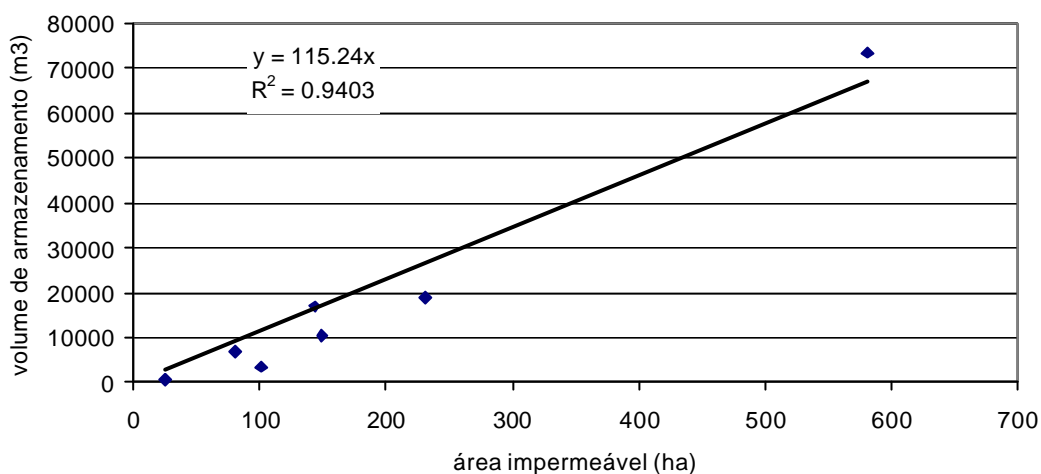


Figura 9.3. Relação entre volume total de reservação e área impermeável média da bacia.

Volume total de armazenamento e população da bacia

A partir dos dados populacionais existentes foram plotados para cada bacia os pontos referentes aos volumes totais de reservatórios de amortecimento utilizados e a população prevista. A Figura 9.4 mostra a função ajustada a estes pontos. O valor médio obtido para estes valores foi de $0,28 \text{ m}^3/\text{hab}$ com desvio padrão de $0,14 \text{ m}^3/\text{hab}$.

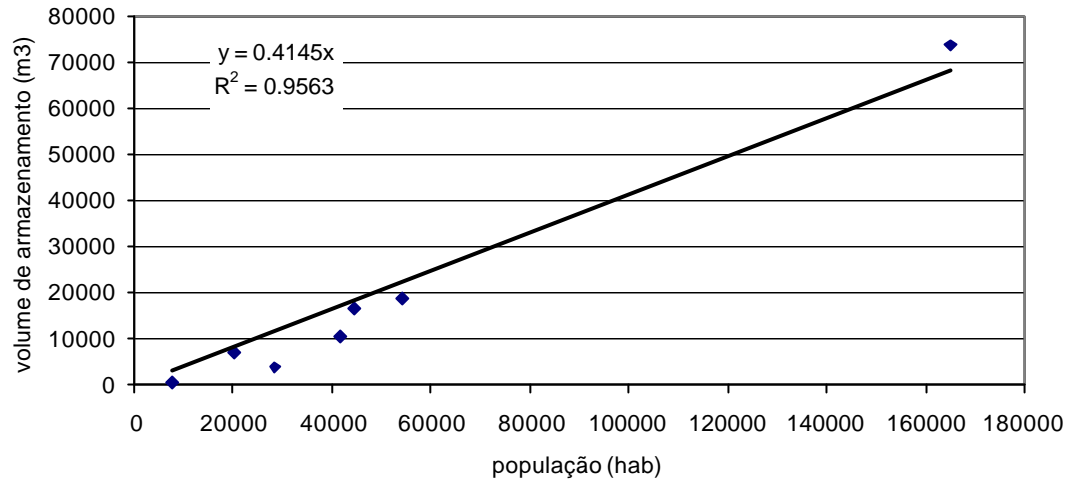


Figura 9.4. Relação entre volume total de reservação e número de habitantes da bacia.

Custo total de implantação e área total da bacia

A Figura 9.5 mostra a curva ajustada aos pontos plotados que relacionam o custo final das soluções otimizadas para cada bacia e sub-bacia e as suas áreas totais. O custo médio obtido foi de R\$ 31.651,15 / ha , com desvio padrão de R\$ 20.200,37 / ha.

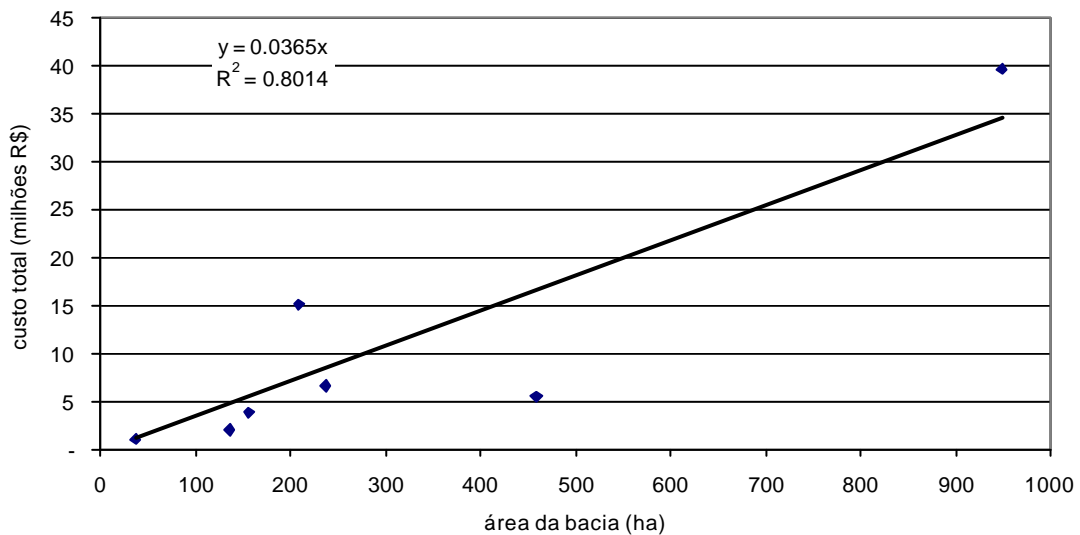


Figura 9.5. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e área total da bacia.

Custo total de implantação e área impermeável da bacia

De posse das informações referentes a áreas impermeáveis de cada sub-bacia em seu cenário de análise, foi ajustada uma função que relaciona estes valores ao custo total de implantação da solução otimizada, conforme pode ser observado na Figura 9.6. O valor médio calculado para esta relação foi de R\$ 49.864,32 / ha impermeável , com desvio padrão de R\$ 28.653,39 / ha impermeável.

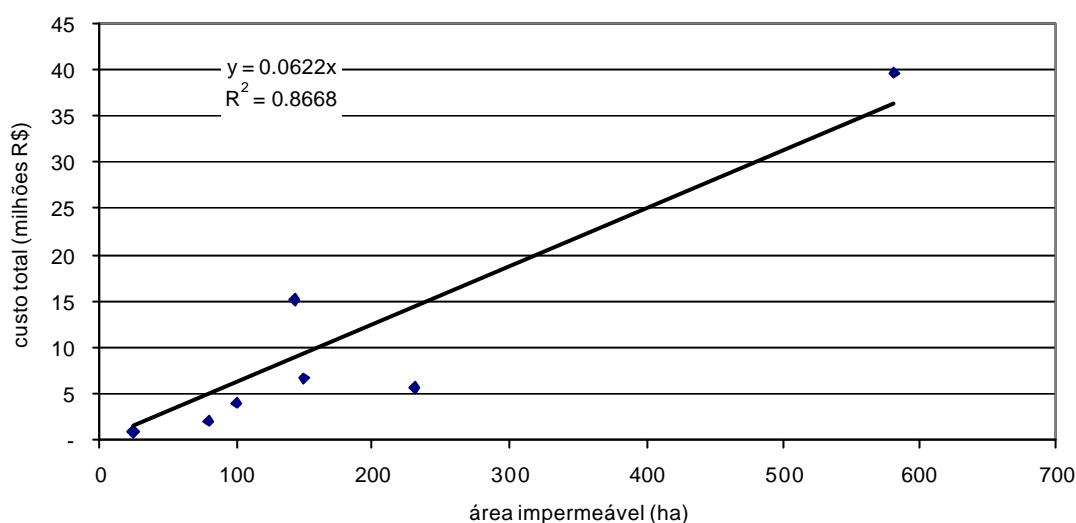


Figura 9.6. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e área impermeável média da bacia.

Custo total de implantação e população da bacia

A Figura 9.7. mostra o ajuste da função aos pontos plotados que relacionam o custo total de implantação da solução otimizada e a população total prevista nas bacias. O valor médio calculado para esta relação foi de R\$ 174,63 / habitante, com desvio padrão de R\$ 86,16 / habitante.

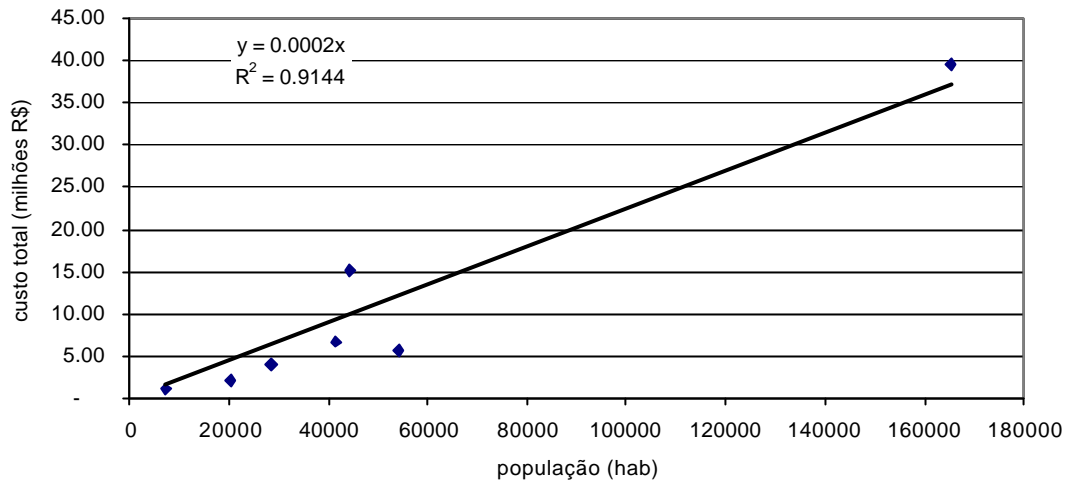


Figura 9.7. Relação entre custo total de implantação da solução para drenagem e número de habitantes da bacia

Custo total de implantação como função da área total e da população da bacia

Buscando melhorar as correlações obtidas nos ajustes anteriores, foi ajustada através de regressão linear múltipla uma função que relacionasse o custo total de implantação da solução para cada bacia com a área da bacia e com a população do cenário de estudo. A função é apresentada na equação (31). Este ajuste forneceu um coeficiente de correlação (R^2) de 0,979.

$$CT = 0,536 \cdot POP - 5,233 \cdot AREA \quad (31)$$

onde: CT é o custo total em milhões de reais; AREA é a área total da bacia em km^2 e POP é a população da bacia em milhares de habitantes.

9.4 Planejamento em Porto Alegre

Partindo dos valores médios obtidos para os cenários de pré e pós-controle foi realizada uma aplicação ao município de Porto Alegre como forma de análise do planejamento executado e futuro em um horizonte de 20 anos, através da comparação dos custos envolvidos. Vale ressaltar que este item representa uma aplicação simples dos parâmetros obtidos, e que a extensão destes valores a outros locais deve ser feita com bastante cautela. Para a aplicação dos valores médios obtidos aceitou-se a suposição de que todas as bacias tenham sistemas de drenagem semelhantes e que permitam a aplicação das medidas de controle estabelecidas no estudo.

A análise realizada utilizou a divisão do município em macrobacias hidrográficas, bem como informações referentes a áreas totais, população atual e índices de crescimento populacional disponíveis em duas publicações: Atlas Ambiental de Porto Alegre (Menegat, 2001) e Plano Diretor de Esgotos Sanitários de Porto Alegre (DMAE, 1996).

A cidade de Porto Alegre encontra-se subdividida em 27 bacias hidrográficas (Figura 9.8) com taxas de urbanização variáveis e maior concentração urbana na sua porção centro-norte. A Tabela 9.1 mostra as principais características de cada bacia utilizadas nesta análise.

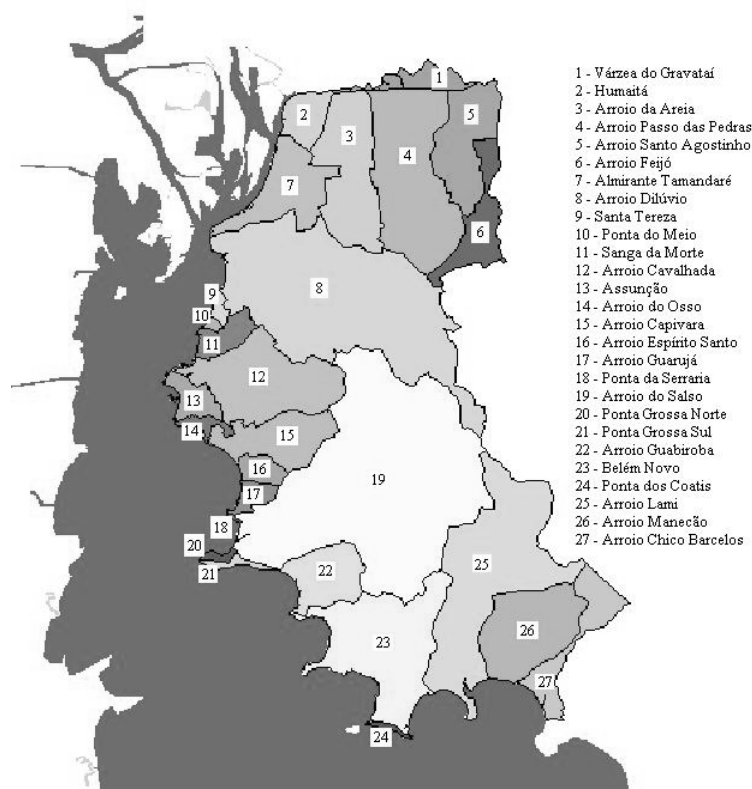


Figura 9.8. Principais bacias hidrográficas no município de Porto Alegre (DMAE,1996)

Inicialmente determinou-se qual parcela das áreas totais de cada bacia encontra-se atualmente urbanizada. Este procedimento fez-se necessário para evitar distorções exageradas nos resultados devido à consideração das áreas totais das bacias. Para isto foi utilizada a relação da Figura 5.4 auxiliada pela análise de imagens de satélite atualizadas. Desta forma foram obtidas as áreas urbanizadas atualmente existentes. Para a determinação das áreas urbanizadas futuras, por simplificação, considerou-se que estas cresceriam na mesma proporção que a população, o que é razoável. A Tabela 9.2 mostra os resultados destas operações. A coluna à direita nesta tabela representa a diferença entre as duas primeiras colunas, ou seja, as áreas a serem ainda urbanizadas. Observa-se pelos resultados que há uma grande variabilidade entre as projeções de crescimento urbano nas bacias, no entanto verifica-se um aumento de 25,1% nas áreas impermeáveis totais, projetando para o ano 2023.

Tabela 9.1. Dados básicos por sub-bacia para o município de Porto Alegre

| Sub-bacias | Área (km ²) | População (hab) | População (2023) * |
|-----------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------|
| 1 – Várzea do Gravataí | 4,90 | 216 | 266 |
| 2 – Humaitá | 5,43 | 30511 | 39936 |
| 3 – Arroio da Areia | 20,85 | 96149 | 105743 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 32,54 | 202345 | 250295 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 14,77 | 109395 | 166740 |
| 6 – Arroio Feijó | 9,80 | 53284 | 86363 |
| 7 – Almirante Tamandaré | 13,86 | 124283 | 131358 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 69,55 | 519068 | 608503 |
| 9 – Santa Teresa | 1,06 | 3505 | 4342 |
| 10 – Ponta do Melo | 0,40 | 2252 | 2667 |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 4,39 | 42598 | 51772 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 23,61 | 127870 | 155101 |
| 13 – Assunção | 4,11 | 23799 | 27800 |
| 14 – Morro do Osso | 1,94 | 2527 | 3017 |
| 15 – Arroio Capivara | 12,48 | 41057 | 54831 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 2,81 | 10272 | 14113 |
| 17 – Arroio Guarujá | 2,50 | 12363 | 18997 |
| 18 – Ponta da Serraria | 0,10 | 1668 | 2590 |
| 19 – Arroio do Salso | 92,94 | 84282 | 124577 |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 0,71 | 115 | 171 |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 1,23 | 347 | 516 |
| 22 – Arroio Guabiroba | 10,40 | 6814 | 10725 |
| 23 – Belém Novo | 30,22 | 12539 | 19491 |
| 24 – Ponta dos Coatis | 0,59 | 38 | 62 |
| 25 – Arroio Lami | 39,57 | 5396 | 7559 |
| 26 – Arroio Manecão | 19,62 | 2082 | 2470 |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 9,89 | 563 | 748 |
| Total | 430,27 | 1515338 | 1890752 |

* Taxas de crescimento obtidas de DMAE (1996)

9.4.1. Análise de Planejamento “Atual”

Na análise da situação atual do sistema de drenagem comparou-se o cenário de pós-controle, ou seja, o que fazer a partir deste momento para solucionar os problemas de drenagem em Porto Alegre, com o cenário de pré-controle, fazendo a suposição (ilusória) de que

este tipo de controle na fonte tenha sido aplicado no município desde o início da existência do sistema de drenagem.

Tabela 9.2. Áreas urbanizadas atual e futura nas bacias de Porto Alegre

| Sub-bacias | Área total (ha) | Área urbani- zada atual (ha) | Área urbani- zada futura (ha) | Área a ser urbanizada (ha) |
|-----------------------------|--------------------|------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1 – Várzea do Gravataí | 490 | 2,2 | 2,7 | 0,5 |
| 2 – Humaitá | 543 | 153,2 | 200,5 | 47,3 |
| 3 – Arroio da Areia | 2085 | 1459,0 | 1604,6 | 145,6 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 3254 | 1001,9 | 1239,4 | 237,4 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 1477 | 526,8 | 803,0 | 276,2 |
| 6 – Arroio Feijó | 980 | 268,7 | 435,5 | 166,8 |
| 7 – Almirante Tamandaré | 1386 | 1386,0 | 1464,9 | 78,9 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 6955 | 5564,0 | 6522,7 | 958,7 |
| 9 – Santa Teresa | 106 | 18,6 | 23,0 | 4,4 |
| 10 – Ponta do Melo | 40 | 11,3 | 13,4 | 2,1 |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 439 | 194,1 | 235,9 | 41,8 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 2361 | 1180,0 | 1431,3 | 251,3 |
| 13 – Assunção | 411 | 119,0 | 139,0 | 20,0 |
| 14 – Morro do Osso | 194 | 14,2 | 16,9 | 2,8 |
| 15 – Arroio Capivara | 1248 | 624,0 | 833,3 | 209,3 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 281 | 54,0 | 74,2 | 20,2 |
| 17 – Arroio Guarujá | 250 | 63,1 | 96,9 | 33,8 |
| 18 – Ponta da Serraria | 10 | 6,3 | 9,8 | 3,5 |
| 19 – Arroio do Salso | 9294 | 2788,0 | 4120,9 | 1332,9 |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 71 | 0,8 | 1,2 | 0,4 |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 123 | 2,2 | 3,2 | 1,1 |
| 22 – Arroio Guabiroba | 1040 | 39,8 | 62,6 | 22,8 |
| 23 – Belém Novo | 3022 | 75,8 | 117,9 | 42,0 |
| 24 – Ponta dos Coatis | 59 | 0,3 | 0,5 | 0,2 |
| 25 – Arroio Lami | 3957 | 38,2 | 53,5 | 15,3 |
| 26 – Arroio Manecão | 1962 | 15,6 | 18,5 | 2,9 |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 989 | 5,2 | 6,9 | 1,7 |
| Total | 43027 | 15612,3 | 19532,3 | 3920,0 |

Cenário de Pós-Controle

Deve-se lembrar que existe um passivo nesta análise representado pelos custos de implantação e manutenção do sistema durante o período de utilização, que neste caso foi em média 15 anos, conforme citado no item 9.2. Considerando os valores específicos médios obtidos, foram determinados os custos, conforme mostra a Tabela 9.3.

Como pode ser observado o total de investimentos nas bacias, considerando o passivo existente ultrapassa 1,4 bilhões de reais. Se a análise realizada considerar apenas os investimentos necessários atualmente para macrodrenagem tem-se o valor de R\$ 494,13 milhões.

Foi determinado também o custo para solucionar os problemas de drenagem no município com obras na micro e macrodrenagem, segundo os critérios citados no item 9.2. Este custo supera 934 milhões de reais. Apenas de forma ilustrativa, foi inserida a última coluna na Tabela 9.3, onde é apresentado o custo estimado para obras de macrodrenagem nas bacias hidrográficas com problemas críticos de drenagem. Verifica-se que seriam necessários cerca de R\$ 366 milhões de investimento para obras de solução destes alagamentos no município atualmente.

Cenário de Pré-Controle

Conforme descrito anteriormente este cenário supõe o uso do controle na fonte, através de medidas de contenção concentrada das águas pluviais, desde o início da implantação do sistema de drenagem no município. Esta consideração não se verifica na realidade, no entanto permite uma comparação entre os valores dos dois cenários. Deve-se lembrar que os custos obtidos neste caso representam valores de implantação e manutenção depreciados no período considerado.

Utilizando os valores médios obtidos no item 9.1 foram determinados os custos do pré-controle atuais para cada bacia. A Tabela 9.4 mostra os resultados depreciados a uma taxa de 12% ao ano. Os valores mostram que, se considerada a hipótese de que o controle na fonte através de reservatórios de detenção abertos fosse aplicado no município desde a implantação de seu sistema de drenagem o investimento em valores atuais seria cerca de R\$ 221 milhões com a eliminação dos problemas de alagamentos.

Tabela 9.3. Custos no cenário de Pós-controle para a análise atual

| Sub-bacias | Custo Total (R\$) | Custo Total ¹ (macro) (R\$) | Custo Total ¹ (macro+micro) (R\$) | Custo Total ^{1,2} (macro) (R\$) |
|-----------------------------|-------------------------|--|--|--|
| 1 – Várzea do Gravataí | 200 392,12 | 69 784,47 | 132 015,02 | |
| 2 – Humaitá | 13 923 513,84 | 4 848 718,92 | 9 172 581,25 | 4 848 718,92 |
| 3 – Arroio da Areia | 132 602 236,30 | 46 177 350,00 | 87 356 166,00 | 46 177 350,00 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 91 062 337,65 | 31 711 512,22 | 59 990 365,97 | 31 711 512,22 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 47 879 940,13 | 16 673 691,30 | 31 542 514,78 | |
| 6 – Arroio Feijó | 24 418 553,02 | 8 503 507,19 | 16 086 539,94 | |
| 7 – Almirante Tamandaré | 125 967 580,20 | 43 866 900,00 | 82 985 364,00 | 43 866 900,00 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 505 688 034,80 | 176 100 600,00 | 333 138 936,00 | 176 100 600,00 |
| 9 – Santa Teresa | 1 688 569,59 | 588 026,80 | 1 112 401,80 | |
| 10 – Ponta do Melo | 1 027 423,98 | 357 789,72 | 676 849,97 | |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 17 640 965,75 | 6 143 282,89 | 11 621 577,25 | 6 143 282,89 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 107 245 126,00 | 37 347 000,00 | 70 651 320,00 | 37 347 000,00 |
| 13 – Assunção | 10 817 400,36 | 3 767 047,20 | 7 126 324,92 | |
| 14 – Morro do Osso | 1 289 750,93 | 449 142,35 | 849 666,64 | |
| 15 – Arroio Capivara | 56 712 676,80 | 19 749 600,00 | 37 361 376,00 | 19 749 600,00 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 4 907 334,05 | 1 708 928,06 | 3 232 870,73 | |
| 17 – Arroio Guarujá | 5 730 594,52 | 1 995 619,95 | 3 775 221,14 | |
| 18 – Ponta da Serraria | 573 095,92 | 199 574,70 | 377 546,14 | |
| 19 – Arroio do Salso | 253 389 331,60 | 88 240 200,00 | 166 928 712,00 | |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 71 487,79 | 24 894,88 | 47 094,98 | |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 198 440,63 | 69 104,89 | 130 729,41 | |
| 22 – Arroio Guabiroba | 3 617 344,40 | 1 259 702,57 | 2 383 046,82 | |
| 23 – Belém Novo | 6 891 355,55 | 2 399 842,91 | 4 539 911,36 | |
| 24 – Ponta dos Coatis | 30 222,47 | 10 524,66 | 19 910,07 | |
| 25 – Arroio Lami | 3 471 240,31 | 1 208 823,35 | 2 286 795,86 | |
| 26 – Arroio Manecão | 1 420 355,11 | 494 623,90 | 935 706,52 | |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 469 025,79 | 163 333,36 | 308 986,46 | |
| Total | 1 418 934 329,60 | 494 129 126,28 | 934 770 531,02 | 365 944 964,04 |

¹ Custos sem a consideração do passivo

² Custos para as bacias com principais problemas de drenagem

Tabela 9.4. Custos no cenário de Pré-controle para a análise atual

| Sub-bacias | Custo Total (R\$) |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1 – Várzea do Gravataí | 31 169,11 |
| 2 – Humaitá | 2 165 671,58 |
| 3 – Arroio da Areia | 20 625 030,26 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 14 163 889,85 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 7 447 274,21 |
| 6 – Arroio Feijó | 3 798 076,18 |
| 7 – Almirante Tamandaré | 19 593 071,92 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 78 655 016,01 |
| 9 – Santa Teresa | 262 641,11 |
| 10 – Ponta do Melo | 159 806,13 |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 2 743 886,25 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 16 680 970,32 |
| 13 – Assunção | 1 682 544,85 |
| 14 – Morro do Osso | 200 608,62 |
| 15 – Arroio Capivara | 8 821 123,29 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 763 289,64 |
| 17 – Arroio Guarujá | 891 340,06 |
| 18 – Ponta da Serraria | 89 139,68 |
| 19 – Arroio do Salso | 39 412 326,50 |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 11 119,25 |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 30 865,57 |
| 22 – Arroio Guabiroba | 562 643,89 |
| 23 – Belém Novo | 1 071 885,52 |
| 24 – Ponta dos Coatis | 4 700,82 |
| 25 – Arroio Lami | 539 918,77 |
| 26 – Arroio Manecão | 220 922,87 |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 72 952,55 |
| Total | 220 701 884,81 |

Para a análise atual, verifica-se que a aplicação do pré-controle é cerca de 6,4 vezes mais barata que a solução no cenário de pós-controle. Ressalta-se ainda que o cenário de pré-controle prevê a manutenção das condições de pré-urbanização, sendo mais conservador com relação às vazões à jusante que o cenário de pós-controle. Considerando apenas o custo para obras de macrodrenagem nas bacias mais críticas, ainda tem-se uma superação de mais de 145 milhões de reais com relação ao cenário de pré-controle.

9.4.2. Análise de Planejamento Futuro

Assim como na análise de planejamento “atual”, neste item foi realizada a comparação entre os cenários de pós e pré-controle. Os valores de investimentos foram calculados com base nos parâmetros determinados nos itens 9.1 e 9.2, e transformados para valores futuros de investimentos no final do período de projeção (20 anos). Para esta análise foi utilizada apenas a porção de cada bacia ainda a ser urbanizada, não se considerando o passivo existente até a atualidade. Esta escolha possibilita uma “previsão” do futuro da drenagem do município de acordo com medidas de controle iniciadas na atualidade na densificação, supondo que a solução para os problemas atuais seja obtida em breve.

Cenário de Pós-Controle

No cenário de pós-controle supõe-se que com a urbanização haverá a implantação de um sistema de drenagem do tipo convencional, com necessidade de manutenção e que apresentará problemas, solicitando a aplicação de medidas de controle tardias. Utilizando os valores médios específicos de custos de implantação de sistemas convencionais (sem detenções), manutenção e de controle pós-urbanização foram obtidos os custos futuros expressos em valores atuais, conforme mostra a Tabela 9.5.

O valor atual de investimentos nestas bacias resultou em aproximadamente R\$ 789,5 milhões. Esses valores refletem o elevado custo das obras de drenagem, e confirmam a importância da tomada de decisão correta quanto ao uso dos recursos monetários disponíveis.

Cenário de Pré-Controle

O cenário de pré-controle pressupõe a aplicação de reservatórios de retenção nos novos empreendimentos que se iniciem a partir do período atual, com a implementação do sistema de drenagem convencional de forma conjunta e os custos de manutenção para o mesmo período de tempo futuro. A Tabela 9.6 mostra os valores obtidos.

Tabela 9.5. Custos no cenário de Pós-controle para a análise futura (2023)

| Sub-bacias | Custo Total (R\$) |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1 – Várzea do Gravataí | 103 490,54 |
| 2 – Humaitá | 9 530 301,67 |
| 3 – Arroio da Areia | 29 319 896,74 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 47 817 344,80 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 55 616 083,61 |
| 6 – Arroio Feijó | 33 591 296,96 |
| 7 – Almirante Tamandaré | 15 889 507,38 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 193 070 985,03 |
| 9 – Santa Teresa | 893 092,81 |
| 10 – Ponta do Melo | 419 941,73 |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 8 418 856,16 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 50 609 435,36 |
| 13 – Assunção | 4 029 877,64 |
| 14 – Morro do Osso | 554 117,59 |
| 15 – Arroio Capivara | 42 160 979,94 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 4 066 023,92 |
| 17 – Arroio Guarujá | 6 813 649,68 |
| 18 – Ponta da Serraria | 702 138,87 |
| 19 – Arroio do Salso | 268 447 654,72 |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 76 518,07 |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 214 196,70 |
| 22 – Arroio Guabiroba | 4 600 974,59 |
| 23 – Belém Novo | 8 466 277,62 |
| 24 – Ponta dos Coatis | 41 660,24 |
| 25 – Arroio Lami | 3 084 001,72 |
| 26 – Arroio Manecão | 586 464,39 |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 340 766,92 |
| Total | 789 465 535,38 |

Considerando valores atuais de investimentos, resulta em cerca de R\$ 303,3 milhões.

A análise de investimentos futuros resultou portanto em que a aplicação do pré-controle representará uma economia de mais de R\$ 486 milhões, descartando o uso do pós-controle. Estes números ilustram bem a necessidade de escolha do pré-controle como medida preventiva dos problemas de drenagem futuros, planejando a ocupação do solo urbano considerando o impacto da impermeabilização e canalizações nos cursos d'água urbanos.

Tabela 9.6. Custos no cenário de Pré-controle para a análise futura (2003)

| Sub-bacias | Custo Total (R\$) |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1 – Várzea do Gravataí | 39 761,48 |
| 2 – Humaitá | 3 661 579,96 |
| 3 – Arroio da Areia | 11 264 821,42 |
| 4 – Arroio Passo das Pedras | 18 371 614,83 |
| 5 – Arroio Santo Agostinho | 21 367 921,43 |
| 6 – Arroio Feijó | 12 905 910,44 |
| 7 – Almirante Tamandaré | 6 104 812,19 |
| 8 – Arroio Dilúvio | 74 178 643,49 |
| 9 – Santa Teresa | 343 129,83 |
| 10 – Ponta do Melo | 161 343,29 |
| 11 – Arroio Sanga da Morte | 3 234 558,16 |
| 12 – Arroio Cavalhada | 19 444 347,18 |
| 13 – Assunção | 1 548 295,08 |
| 14 – Morro do Osso | 212 894,19 |
| 15 – Arroio Capivara | 16 198 416,87 |
| 16 – Arroio Espírito Santo | 1 562 182,63 |
| 17 – Arroio Guarujá | 2 617 831,42 |
| 18 – Ponta da Serraria | 269 764,56 |
| 19 – Arroio do Salso | 103 138 661,01 |
| 20 – Ponta Grossa Norte | 29 398,55 |
| 21 – Ponta Grossa Sul | 82 295,23 |
| 22 – Arroio Guabiroba | 1 767 712,81 |
| 23 – Belém Novo | 3 252 777,67 |
| 24 – Ponta dos Coatis | 16 006,03 |
| 25 – Arroio Lami | 1 184 885,78 |
| 26 – Arroio Manecão | 225 321,96 |
| 27 – Arroio Chico Barcelos | 130 924,01 |
| Total | 303 315 811,49 |

10. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A aplicação de uma técnica de otimização associada a uma base de dados e a um conjunto de modelos hidrológico-hidráulicos mostrou-se extremamente útil e bastante eficaz no suporte à decisão em projetos de controle do escoamento pluvial urbano para as duas bacias estudadas.

A metodologia proposta não abrange todos os aspectos envolvidos em um projeto de solução para problemas de drenagem urbana, como por exemplo empecilhos às soluções propostas resultantes de interferências com outros sistemas e serviços urbanos, detalhes construtivos importantes nas estruturas que podem incrementar muito os custos, custos indiretos e impactos ambientais. No entanto, o estudo mostrou a potencialidade de aplicação real deste tipo de ferramenta com a abordagem metodológica proposta na avaliação e auxílio à tomada de decisão de projetistas e gerenciadores da drenagem urbana em bacias brasileiras.

O estudo buscou validar a hipótese de aplicabilidade da metodologia a bacias urbanas brasileiras através de dois estudos de caso em Porto Alegre: bacias do arroio do Moinho e Areia. Os resultados obtidos mostraram que com a disponibilidade de informações básicas para o desenvolvimento de um projeto de drenagem convencional, é possível, através da aplicação da metodologia apresentada, a geração de cenários diversos de soluções para um mesmo problema de drenagem, com a determinação precisa daquela de menor custo em um tempo muito curto.

A metodologia mostrou-se eficiente independentemente da escala de trabalho da bacia analisada, pois foram consideradas as sub-bacias do Areia individualmente, que apresentavam área média de 1,7 Km², a bacia do Moinho, com 4,6 Km² e a bacia do Areia (conduto forçado) com 9,5 Km².

Os resultados obtidos no estudo devem sempre incluir a consideração das características particulares das bacias escolhidas, como por exemplo, intensa ocupação urbana com taxas de impermeabilização médias atuais da ordem de 40% e futuras em torno de 61%; desníveis elevados e redes com graus de insuficiência médios de 3 a 10. Portanto a transferência destes resultados para outras bacias deve ser realizada com bastante cautela.

A montagem dos cenários de alternativas encontrou sempre uma grande dificuldade: a escassez ou ausência de áreas livres particulares para a implantação de reservatórios de amortecimento de vazões. Isto provoca a tendência à escolha de áreas públicas com uso já consolidado, como praças e parques, que se situam na grande maioria das vezes nos pontos mais baixos das bacias contribuintes, coincidindo com os caminhos preferenciais das redes principais.

Isso ocorre porque quando da aprovação do loteamento junto aos órgãos municipais as áreas de doação são geralmente aquelas de menor valor imobiliário.

A determinação das funções de custos componentes da função objetivo considerou características pré-definidas para os reservatórios de detenção e parâmetros locais como tipo de solo, incidência rochosa média, dimensões padrão para redes de drenagem e custos regionais de desapropriações. Este é mais um fator de cuidado para a simples transferência de informações, sugerindo a realização de estudos em outras bacias com outros parâmetros característicos de regiões diferentes.

Neste estudo não foram considerados os custos de manutenção dos sistemas de drenagem por serem tratados como porcentagens do valor de implantação, sem variação de valor relativo entre os dispositivos estudados. Devido à escassez de informações locais, principalmente no que se refere à manutenção de reservatórios de amortecimento ainda não é possível obter um valor de custo anual com precisão superior a consideração desta porcentagem utilizada. No entanto, sugere-se como tarefa futura uma análise mais detalhada do funcionamento deste tipo de dispositivo ao longo do tempo, com avaliações de quantidades de sedimentos e lixo, frequência da necessidade de limpeza e tipos de equipamentos mais adequados para os serviços. Espera-se que com o início do processo de implantação destas estruturas este monitoramento possa ser realizado.

No processo de otimização das soluções, foram consideradas como variáveis de busca a área do descarregador de fundo dos reservatórios e a vazão de “by-pass”, com limites de variação determinados segundo critérios pré-estabelecidos pela metodologia proposta. Por exemplo, o valor mínimo de vazão de “by-pass” (para os reservatórios off-line) correspondeu à vazão máxima de chegada ao nó com o reservatório para uma precipitação de projeto com recorrência de 6 meses. Este valor prevê a utilização média da bacia de detenção de duas vezes ao ano. No entanto foi observado pelos resultados, que isto limitou a utilização do volume disponível em alguns reservatórios. Portanto sugere-se a análise de outros critérios para o valor mínimo de vazão de “by-pass”, como por exemplo, redução de seu valor com a separação da porção do reservatório que apresentará uma frequência maior de inundação.

Os resultados obtidos para as bacias analisadas mostraram a eficiência econômica da aplicação do controle através dos reservatórios de amortecimento, com custos de implantação de 16 a 38% menores que os custos da ampliação total dos sistemas de drenagem, excetuando as bacias C (cerca de 4%) e E (cerca de 340%), que apresentaram comportamentos divergentes devido a restrições locais e influências de outras bacias.

A análise comparativa entre a bacia do Areia otimizada por sub-bacias independentes e otimizada como um todo, mostrou que a consideração do sistema de drenagem completo atingiu uma solução ótima com custo de implantação 2,19% mais baixo que a abordagem separada. Isto foi observado devido ao elevado custo de ampliação dos trechos de conduto forçado que recebem as sub-bacias, promovendo um uso maior do volume disponível nos reservatórios (aumento de 19,8%), que sendo obras mais baratas, reduziram o custo. Este resultado mostra a importância da consideração dos efeitos gerados à jusante na determinação dos custos finais, pois esta economia gerada (cerca de R\$ 1,3 milhões) possibilitaria muitos anos de monitoramento nesta bacia reduzindo as incertezas envolvidas nos resultados dos modelos e garantindo maior firmeza nas decisões a serem tomadas.

A verificação realizada com a utilização do modelo hidrodinâmico mostrou que as simulações realizadas dentro do processo de otimização refletiram bem o comportamento hidráulico do sistema, apresentando erros da ordem de 1,20 e 1,50% para valor de vazão de pico e volume do hidrograma de saída da bacia do Moinho. Para a bacia do Areia os erros foram ainda menores, cerca de 1,20% e 0,50% para os valores de vazão de pico e volume do hidrograma de saída da bacia para o cenário otimizado. No entanto sugere-se para futuras avaliações, a utilização de um modelo hidrodinâmico com Fenda de Preissman, como forma de possibilitar a análise do aumento de capacidade das redes sob pressão, o que não foi realizado neste estudo. Isto provavelmente indica que existe uma folga no dimensionamento realizado pelo modelo utilizado no estudo.

A análise de incertezas para os resultados dos modelos de simulação se restringiu à avaliação do parâmetro Curve Number (CN) do método do SCS, por tratar-se do parâmetro ao qual o modelo apresenta maior sensibilidade nas respostas. A análise realizada mostrou que alterações da ordem de 5% no valor deste parâmetro podem provocar erros aproximados na vazão de saída da bacia do Moinho de -21% a +106% e no custo final da solução otimizada de -16% a + 56% aproximadamente. Para a bacia do Areia esta alteração no CN provoca variações na vazão de saída de -26% a +114% e de -28% a +59% aproximadamente, considerando como valores médios os valores resultantes do processo de otimização. Erros da ordem de 1% no CN para a bacia do Moinho chegam a representar alterações de valores da ordem de R\$ 1,9 milhões e de R\$ 18,5 milhões para a bacia do Areia. Estes valores possibilitariam a montagem e manutenção de redes hidrológicas de monitoramento durante anos nestas bacias, permitindo a obtenção de dados confiáveis como forma de calibração de modelos e verificação dos parâmetros, reduzindo o grau de incerteza envolvido nos processos.

Deve-se ressaltar que o conhecimento das incertezas envolvidas no processo permite ao usuário e decisor quantificar a dimensão do erro que pode estar cometendo, bem como prever

mecanismos que possam atenuar ou minimizar os efeitos destes erros. Assim os elevados valores de incerteza obtidos não invalidam os resultados apresentados, uma vez que permitem ao usuário a sua aplicação dentro de limites de aceitação razoáveis, respeitadas as particularidades das bacias estudadas.

A partir dos resultados obtidos no estudo foram ajustadas funções lineares que permitam a estimativa preliminar, em um cenário de planejamento da drenagem de bacias urbanas, dos volumes de retenção necessários e custos envolvidos com a solução. Estes ajustes apresentaram coeficientes de correlação entre 0,82 e 0,98. Juntamente com estas funções foram informados os valores médios e os desvios-padrão relacionados aos dados obtidos. Estes desvios mostraram-se elevados (cerca de 50% do valor médio) e deve-se principalmente às “individualidades” de cada bacia analisada.

Um trabalho de amostragem foi realizado buscando a obtenção de valores médios para custos de implantação e manutenção de sistemas de drenagem convencionais e controlados. Estas amostras foram realizadas em cadastros e projetos de drenagem do Departamento de Esgotos Pluviais do Município de Porto Alegre. Estes valores foram utilizados para a montagem de cenários atuais de controle pós-urbanização e de pré-urbanização com custos específicos por hectare. Determinados estes custos específicos, foi realizada uma aplicação a todo o município de Porto Alegre, visando analisar os impactos econômicos em duas situações:

1. Supondo a utilização do pré-controle desde o início da implantação do sistema de drenagem nas bacias da cidade em comparação com o pós-controle que hoje é aplicado;
2. Supondo a utilização do pré-controle deste ano em diante nas áreas ainda a serem urbanizadas em comparação com os custos envolvidos na realização de um pós-controle (sem pré-controle a partir deste ano) daqui a 20 anos (2023).

Os resultados mostraram para a situação 1 que o custo de aplicação do pré-controle resultaria em 6,4 vezes menos investimentos que o custo do pós-controle (aplicado atualmente), com a eliminação dos problemas de drenagem e garantia de vazões bem inferiores, pois exige o controle à vazão de pré-ocupação. Para a situação 2, o custo do pré-controle resultaria em uma economia de mais de R\$ 486 milhões se comparada com a escolha do pós-controle em um cenário de análise de 20 anos. Estes números vêm reforçar a certeza da necessidade urgente de implementação das medidas de controle na fonte, através de projetos integrados com o planejamento do uso e ocupação do solo urbano.

Deve-se considerar que existe um erro implícito na transferência das informações das bacias estudadas (Moinho e Areia) para todas as bacias da cidade, uma vez que se supõe que a solução para os problemas de drenagem sejam do mesmo tipo para todas as bacias, o que não necessariamente é a realidade, pois em alguns casos os sistemas de drenagem são bastante

diferentes. No entanto, uma análise mais aprofundada poderia permitir uma abordagem melhor a cada bacia, a partir de novos estudos de caso com sistemas de drenagem diversos.

Uma outra análise que pode ser realizada é relacionar os custos das soluções otimizadas para os problemas de drenagem por unidade domiciliar e os valores pagos de Imposto Predial Territorial Urbano por cada unidade. Este estudo embasaria a avaliação de uma possível recuperação de investimentos em drenagem urbana através da consideração das áreas impermeáveis de cada habitação na composição do imposto.

O sistema implementado não previu a análise multi-objetivo no processo de otimização. Uma sugestão para estudos futuros seria a consideração de outros objetivos finais para soluções ótimas, além dos custos de implantação, tais como custos de implementação da melhoria da qualidade da água pluvial, através da adição de um módulo de simulação da qualidade do escoamento pluvial ao sistema existente, composto por modelos de qualidade da água em redes e reservatórios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLASIA, D. G. 2002. Impacto das incertezas no custo de uma rede de macrodrenagem. **Dissertação de Mestrado**. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS.

ARNOLD, U., ORLOB, G.T. 1989. Decision Support for Estuarine Water Quality Management. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 115, No. 6, July, 1989. ASCE. p. 775-792.

ARUMUGAM, N., MOHAN, S. 1997. Integrated Decision Support System for Tank Irrigation System Operation. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 123, No. 5, September/October, 1997. ASCE. p. 266-273.

BEMFICA, D.C. **Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre**. 1999. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 1999.

BRAGA, B. P. F. 1987. Técnicas de Otimização e Simulação Aplicadas em Sistemas de Recursos Hídricos. In: BARTH, F. T., POMPEU, C. T., FILL, H. D., TUCCI, C. E. M., KELMAN, J., BRAGA, B. P. F. **Modelos para o Gerenciamento de Recursos Hídricos**. São Paulo. Nobel/ABRH. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

BOUCHART, F.J.C., GOULTER, I.C. 1998. Is Rational Decision Making Appropriate for Management of Irrigation Reservoirs? **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 124, No. 6, November/December, 1998. ASCE. p. 301-309.

CÂMARA, A.S., CARDOSO DA SILVA, M., RODRIGUES, A.C., REMÉDIO, J.M., CASTRO, P.P., SOARES DE OLIVEIRA, M.J., FERNANDES, T.F. 1990. Decision Support System for Estuarine Water-Quality Management. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 116, No. 3, May/June, 1990. ASCE. p. 417-432.

CAMPANA, N. A., TUCCI, C.E.M. 1994. Estimativa da área impermeável em macro-bacias urbanas. **Revista Brasileira de Engenharia**, Vol. 12, N. 2, (Dez 1994), p. 79-94.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L.W. 1994. **Hidrologia Aplicada**. McGraw Hill Interamericana S.A. Santa Fé da Bogotá, Colômbia.

CIENIAWSKI, S. E., EHEART, J.W., RANJITHAN, S. 1995. Using genetic algorithms to solve a multiobjective groundwater monitoring problem. **Water Resources Research**. Vol. 31, No. 2. pp. 399-409.

CLEVELAND, W.S., MCGILL, R. 1985. Graphical Perception and Graphical Methods for Analyzing Scientific Data. **Science** 229:828-833.

COSGRIFF, G.O. 1985. Interactive Computer Modelling, Monitoring, and Control of Melbourne's Water Supply System. **Water Resources Research**. Vol. 21, No. 2, February, 1985. p. 95-102.

CURTIS, D.C., GREECHAN, H. 1982. Real Time Floods Forecasts and Warnings for Westchester County, New York. In: **Proceedings** of ASCE Conference on Emerging Computer Techniques in Stormwater and Flood Management. Niagara-On-The-Lake, Ontario, Canada. p. 67-78.

CRDSS. 2004. **Colorado River Decision Support System: A Overview**. Disponível em: <<http://cdss.state.co.us/overview/bigoverview/crdsscov.asp#Colo. river mgmt issues>>. Acesso em: 23 mar. 2004.

DAVIS, J.R., NANNINGA, P.M., BIGGINS, J., LAUT, P. 1991. Prototype Decision Support System for Analyzing Impact of Catchment Policies. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 117, No. 4, July, 1991. ASCE. p. 399-414.

DANDY, G. C., SIMPSON, A. R., MURPHY, L. J. 1996. An improved genetic algorithm for pipe network optimization. **Water Resources Research**. N.32, vol 2. pp 449-458.

DINESH, N. & DANDY, G.C. 2003. A decision support system for municipal wastewater reclamation and reuse. **Water Supply**. Vol. 3, No. 3, pp 1-8. IWA Publishing.

DINIZ, L. S. 1999. Calibragem de Modelos Hidrológicos. Em: GALVÃO, C. O. , VALENÇA, M. J. S. (org.) . 1999. **Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais**. Porto Alegre. Ed. Universidade/ABRH/UFRGS.

DMAE. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Departamento Municipal de Água e Esgotos. 1996. **Plano Diretor de Esgotos Sanitários**. Porto Alegre, RS.

DUAN, Q., SOROOSHIAN, S., GUPTA, V. 1992. Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models. **Water Resources Research**, Vol. 28, No. 4. pp 1015-1031. April, 1992.

DUAN, Q., SOROOSHIAN, S., GUPTA, V. 1994. Optimal use of the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models. **Journal of Hydrology**, Vol. 158, pp. 265-284. January, 1994.

FEDRA, K. 1995. Decision support for natural resources management: Models, GIS and expert systems. **AI Applications**. Disponível em:<<http://docs/papers/boulder.html>>. Acesso em: 25 mai. 2000.

FEDRA, K., WEIGKRICHT, E., WINKELBAUER, L. 1992. Decision Support and Information Systems for regional Development Planning. In: **Problems of Economic Transition: Regional Development in Central and Eastern Europe**. Avebury Aldershot, United Kingdom, Chapter 17, p. 216-242.

FENVES, S.J., MAHER, M.L., SRIRAM, D. 1984. Expert Systems: C.E. Potential. **Civil Engineering Magazine**. Vol 54, No. 10, October, p.44-47.

FORD, D.T., KILLEN, J.R. 1995. PC-Based Decision-Support System for Trinity River, Texas. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 112, No. 3, July, 1986. ASCE. p. 375-381.

FREITAS, N.N. de. 1996. **Um diagnóstico da utilização dos conceitos de sistemas de apoio à decisão para gerenciar recursos hídricos**. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 1996.

GALVÃO, C. O. , VALENÇA, M. J. S. (org.) . 1999. **Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais**. Porto Alegre. Ed. Universidade / ABRH / UFRGS.

GENZ, F. 1994. **Parâmetros para a previsão e controle de cheias urbanas**. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS. 1994.

GILL, P.E., MURRAY, W., WRIGHT, M. **Practical Optimization**, Academic Press, New York, 1981.

HARRELL, L. J. & RANJITHAN, R. 2003. Detention pond design e land use planning for watershed management. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 129, NO. 2, March, 2003. ASCE.

HOGUE, J.T. 1987. Uma Estrutura para Análise do Envolvimento da Gerência em Sistemas de Apoio à Decisão. In: Ralph H. Sprague Jr. e Hugh Watson (org.). **Sistemas de Apoio à Decisão**. Tradução de Anna Beatriz Gonçalves Rodrigues Silva – Rio de Janeiro. Ed. Campus, 1991. p. 57-75.

HUANG, Wen-Cheng. 1997. Decision Support System for Reservoir Operation. **Water Resources Bulletin**. Vol 32, No. 6, December, 1996. AWRA. p. 1221-1232.

HYDROLOGICAL ENGINEERING CORPS. 1974. **Training Course on Urban Hydrology**. USA Army.

IWR. 2003. US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources. **IWR-PLAN**. Disponível em: < http://www.pmcl.com/iwrplan/General_Info/overview.htm>. Acesso em: 23 mar. 2004.

JAMES, W. & JAMES, W. R. C. 1999. Water systems models [2] Hydraulics. **User's guide to SWMM4, TRANSPORT, EXTRAN and STORAGE modules**. 306 pp. Ontario, Canada.

JAMES, W. 1999. **Asynchronous learning/design and user performance using a WEB group decision support shell with na optimal complexity framework - models for design of benign urban systems**. Disponível em: <<http://www.eos.uoguelph.ca/webfiles/james>>. Acesso em: 25 mai. 2000.

JOHNSON, L.E. 1986. Water Resource Management Decision Support Systems. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 112, No. 3, July, 1986. ASCE. p. 308-325.

KIRKPATRICK, S., GELATT, C.D., VECCHI, M.P. 1983. Optimization by simulation annealing. **Science**, 220, n. 4598, 671-680.

LABADIE, J.W., SULLIVAN, C.H. 1986. Computerized Decision Support Systems for Water Managers. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 112, No. 3, July, 1986. ASCE. p. 299-307.

LABADIE, J.W. (Editors). 1989. **Computerized Decision Support Systems for Water Managers**. American Society of Civil Engineers, New York, New York.

LACERDA, E. G. M., CARVALHO, A. C. F. 1999. Introdução aos Algoritmos Genéticos. Em: GALVÃO, C. O. , VALENÇA, M. J. S. (org.) . 1999. **Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais**. Porto Alegre. Ed. Universidade/ABRH/UFRGS. 247 p.

LANNA, A.E.L. 2000. **Análise sistêmica de recursos hídricos**. HIDP-04. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da UFRGS.

LOUCKS, D.P. 1995. Developing and implementing decision support systems: A critique and a challenge. **Water Resources Bulletin**. Vol. 31. No. 4. August 1995. p. 571-582.

LOUCKS, D.P., KINDLER, J., FEDRA, K. 1985. Interactive Water Resources Modeling and Model Use: An Overview. **Water Resources Research**. Vol 21, No. 2, February, p. 95-102.

LOURENÇO, C.E.B. 2003. **Algoritmos Genéticos**. Curso de Ciência da Computação. UNESP- Rio Claro. Disponível em: <<http://black.rc.unesp.br>>. Acesso em: 6 de set. 2003.

McCUEN, R.H. 1989. **Hydrologic Analysis and Design** . Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

MEADOR, C.L. e MEZGER, R.A. 1984. Seleção de uma linguagem de programação para o usuário final para o desenvolvimento de DSS. in: Ralph H. Sprague Jr. e Hugh Watson (org.).

Sistemas de Apoio à Decisão. Tradução de Anna Beatriz Gonçalves Rodrigues Silva – Rio de Janeiro. Ed. Campus, 1991. p. 9-42.

MENEGAT, R. (org.) , PORTO, M.L. , CARRARO, C.C., FERNANDES, L.A.D. 1998. **Atlas Ambiental de Porto Alegre.** Ed. Universidade/UFRGS. Porto Alegre, RS.

NASCIMENTO, N. O., BAPTISTA, M. B. 1998. Contribuição para um enfoque ampliado do uso de bacias de detenção em meio urbano. Em: BRAGA, B., TUCCI, C. e TOZZI, M. **Drenagem Urbana: gerenciamento, simulação, controle.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH. pp. 189–203.

NAVARRO, M.M., GARCIA, L.A. 1994. **Integrated Planning Decision Support System (IPDSS).** Disponível em: <<http://www.engr.colostate.edu/ipds.html>>. Acesso em: 23 mai. 2000.

ORLOB, G.T. 1992. Water-Quality Modeling for Decision Making. **Journal of Water Resources Planning and Management.** Vol. 118, No. 3, May/June, 1992. ASCE. p. 295-307.

OSMOND, D.L., GANNON, R.W., GALE, J.A., LINE, D.E., KNOTT, C.B., PHILLIPS, K.A., TURNER, M.H., FOSTER, M.A., LEHNING, D.E., COFFEY, S.W., SPOONER, J. 1997. WATERSHEDSS: a Decision Support System for Watershed-Scale Nonpoint Source WaTer Quality Problems. **Journal of the American Water Resources Association.** Vol. 33, No. 2, April, 1997. AWRA. p. 327-341.

OSTROWSKI, M.W. 1997. **Improving sustainability of water resources systems using the group decision support system STEEL-GDSS.** Disponível em: <<http://www.chi.on.ca.steeldss>>. Acesso em 23 mai. 2000.

PORTO ALEGRE. 2003. **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre.** (em desenvolvimento).

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria do Planejamento Municipal. 1994. **1º PDDU: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre.** Porto Alegre, RS.

PINGRY, D.E., SHAFTEL, T.L., BOLES, K.E. 1991. Role for Decision-Support Systems in WaTer-Delivery Design. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Vol. 117, No. 6, November/December, 1991. ASCE. p. 629-644.

PORTO, R. 1995. Escoamento Superficial Direto. Em: TUCCI, C.E.M., PORTO, R., de BARROS, M. T. (org.) . **Drenagem Urbana**. Porto Alegre, RS. ABRH / Ed. da Universidade. UFRGS. 428 p. Cap.4, pp. 107- 165.

RAUCH, W., HARREMOËS, P. 1999. On the potential of genetic algorithms in urban drainage modeling. **Urban Water**. Vol 1. August 1999. pp 79-89.

RITZEL, B. J., EHEART, J. W. 1994. Using genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks. **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE. Vol. 30, No. 5, pp. 1589-1603.

SANTOS, M.A. 1991. **Decision Support Systems in Water Resources**, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

SARAMAGO, S.F.P. 2003. Métodos de Otimização Randômica : Algoritmos Genéticos e Simulated Annealing. **Minicurso XXVI CNMAC**. Faculdade de Matemática. Uberlândia-MG.

SAVIC, D. A., WALTERS, G. A. 1997. Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks. **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE. Vol. 123, No. 2, pp. 67-77.

SCHIMID, C.F. 1983. **Statistical Garphics: Design Principles and Practices**. John Wiley and Sons, Inc., New York, New York.

SCHUELER, T.R. 1987. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Design Urban BMPs**. Washington: Metropolitan Council of Government.

SCS. 1975. **Urban hydrology for Small Watersheds**. Washington. U.S. Dept. Agr. Technical Release n. 55.

SILVEIRA, A. L. L. 1998. Hidrologia Urbana no Brasil. In: BRAGA, B., TUCCI, C. e TOZZI, M. **Drenagem Urbana: gerenciamento, simulação, controle**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH. pp. 7 – 25.

SPRAGUE Jr. Ralph H. 1980. Estrutura para o desenvolvimento de sistemas de apoio à decisão. In: Ralph H. Sprague Jr. e Hugh Watson (org.). **Sistemas de Apoio à Decisão**. Tradução de Anna Beatriz Gonçalves Rodrigues Silva – Rio de Janeiro. Ed. Campus, 1991. p. 9-42.

SPRAGUE Jr. R. H., WATSON, H. J. 1991. **Sistemas de apoio à decisão**. Tradução de Anna Beatriz Gonçalves Rodrigues Silva – Rio de Janeiro. Ed. Campus, 1991. 498 p.

STANSBURY, J., WOLDT, W., BOGARDI, I. 1991. Decision Support System for Water transfer Evaluation. **Water Resources Research**, Vol. 27, No. 4, April 1991. p. 443-451.

TOEBES, G.H., SHEPHERD, A.A. 1979. **Proceedings** of a National Workshop on Reservoir Systems Operations. ASCE/OWRT. Boulder, Colo.

TUCCI, C. E. M., ZAMANILLO, E. A., PASINATO, H. D. 1983. Sistema de simulação precipitação-vazão IPHS1. In: **Recursos Hídricos – Publicação 20**. IPH-UFRGS. Porto Alegre.

TUCCI, C.E.M. 1993. Escoamento Superficial. In: TUCCI, C.E.M. (org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre, RS. ABRH / Ed. da Universidade / Edusp. pp 391-441.

TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L., DE BARROS, M.T. 1995. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH. 428p.

TUCCI, C.E.M. 1998. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH. 670p.

TUCCI, C.E.M. 2001. Urban Drainage in Humid Tropics. In: MAKSIMOVIC, C. 2001. **Urban Drainage in Specific Climates**. Volume I. IHP-V. Technical Documents in Hydrology . n. 40. UNESCO/IRTCUD.

URBONAS, B. , STAHRÉ, P. 1993. **Stormwater : Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management.** PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

USEPA, 2003. **California Stormwater BMP Handbook: New Development and Redevelopment.** Disponível em: <<http://www.cabmphandbooks.com>>. Acesso em: 20 mar. 2004.

VANDERPLAATS, G. 1984. **Numerical Optimization Techniques for Engineering Design.** McGraw-Hill, USA, pp.70-97.

VILLENEUVE, J. P. 2004. GIBSI: A Spatial Decision Support System for Integrated Watershed Management. Disponível em: <<http://www.inrs-eau.quebec.ca/gibsi.html>>. Acesso em: 27 mar. 2004.

WANG, Q. J. 1997. **Using genetic algorithms to optimize model parameters.** Environment Modelling and Software. Vol. 12. No.1. pp.27-34.

WORLD BANK PUBLICATION, 1999. **Indicator : Water and Waste Water utilities.** 2nd. Edition.

YAGI, S., SHIBA, S., KANEKO, M. 1998. A pump operation method for combined sewer systems using fuzzy control and genetic algorithms. In: **Proceedings**: Novatech 98 and third International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage. Vol. 2. pp 179-186. Lyon. France.

ANEXO A1: Composição de Custos de obras de Drenagem

A composição dos custos relacionados com a execução das obras de ampliação do sistema de drenagem e implantação de reservatórios de amortecimento é apresentada neste anexo através das planilhas de orçamentos utilizadas.

Redes pluviais

As obras de ampliação das redes estão subdivididas em:

- Redes de seção circular com diâmetros padronizados;
- Galerias retangulares.

Os diâmetros padronizados utilizados foram aqueles comercializados em Porto Alegre e aplicados corriqueiramente nos projetos de drenagem pluvial do município. São tubulações em concreto, com os diâmetros internos 0,30m; 0,40m; 0,50m; 0,60m; 0,80m; 1,00m; 1,20m e 1,50m.

As galerias orçadas tiveram as alturas fixadas em 0,50m; 1,00m e 1,50m, por representarem medidas usuais e larguras livres. No entanto é possível obter valores para outras alturas se necessário no processo de busca através de interpolação entre os valores. Não são mostradas todas as planilhas devido ao grande número de valores, apenas algumas como forma de visualização dos itens considerados no orçamento.

Para a composição dos custos foi considerada uma altura de aterro sobre a geratriz superior da rede igual a 1,0m, para todos os diâmetros e alturas de galerias. Esta composição foi realizada de duas formas: 1 - considerando a inexistência de rocha no local de implantação e 2 – considerando um solo totalmente rochoso no local de implantação. Para valores intermediários de incidência de rocha no local da obra deve-se realizar a ponderação entre os valores.

Foi considerada a inserção de um poço de visita a cada 50,0 m nas redes orçadas, como é padrão no município. Foram considerados todos os critérios construtivos do Caderno de Encargos do Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre.

As planilhas de orçamento apresentam custos para 100 m de redes, de onde se obtêm os valores unitários.

| Sem rocha (0%) | Custo Unitário | Custos quantitativos por diâmetro padronizado para 100m de rede (R\$) | | | | | | | | |
|---|----------------|---|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|--|
| | | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | |
| ESCAVAÇÃO (m ³) | | | | | | | | | | |
| Manual | 14,14 | 636,30 | 735,28 | 890,82 | 1371,58 | 1809,92 | 2347,24 | 2729,02 | 3492,58 | |
| Mecânica | 5,23 | 925,71 | 1072,15 | 1317,96 | 2018,78 | 2677,76 | 3467,49 | 4032,33 | 5156,78 | |
| REATERRO (m ³) | | | | | | | | | | |
| Preenchimento de valas com saibro | 23,29 | 4537,66 | 5122,41 | 6151,57 | 9192,27 | 11414,32 | 14525,19 | 16045,54 | 19928,28 | |
| TRANSPORTE DE MATERIAL | | | | | | | | | | |
| Transporte com carga e descarga até 2km (m ³) | 7,14 | 1585,08 | 1834,98 | 2249,10 | 3448,62 | 4569,60 | 5919,06 | 6882,96 | 8803,62 | |
| Transporte por km excedente (m ³ x km) | 1,26 | 2797,20 | 3238,20 | 3969,00 | 6085,80 | 8064,00 | 10445,40 | 12146,40 | 15535,80 | |
| ENROCAMENTO (m ³) | | | | | | | | | | |
| Com brita | 43,54 | 957,88 | 1044,96 | 1262,66 | 1872,22 | 2177,00 | 2612,40 | 2830,10 | 3309,04 | |
| RADIER DE CONCRETO ARMADO COM FORMAS fck 15 MPa (m ³) | 482,05 | - | - | - | - | 8146,65 | 9303,57 | 11038,95 | 12340,48 | |
| FORNECIMENTO TUBOS DE CONCRETO (m) | variável | 2020,00 | 2930,00 | 4338,00 | 8688,60 | 19568,64 | 24091,25 | 34438,16 | 50668,80 | |
| ASSENTAMENTO TUBOS DE CONCRETO (m) | variável | 870,00 | 1124,00 | 1535,00 | 2492,10 | 5715,20 | 8397,50 | 9924,70 | 24552,56 | |
| EXECUÇÃO DE POÇO-DE-VISITA (unid) | variável | 537,93 | 537,93 | 591,46 | 591,46 | 702,00 | 899,92 | 985,10 | 1112,86 | |
| Custo total para 100m de rede | | 14867,76 | 17639,91 | 22305,57 | 35761,43 | 64845,09 | 82009,02 | 101053,26 | 144900,80 | |
| Custo unitário (R\$/m) | | 148,68 | 176,40 | 223,06 | 357,61 | 648,45 | 820,09 | 1010,53 | 1449,01 | |

| Com rocha (100%) | Custo Unitário | Custos quantitativos por diâmetro padronizado para 100m de rede (R\$) | | | | | | | |
|---|----------------|---|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,50 |
| ESCAVAÇÃO(m ³) | | | | | | | | | |
| Em rocha branda com martelete | 84,36 | 8436,00 | 9785,76 | 12232,20 | 16956,36 | 23705,16 | 31466,28 | 36021,72 | 46819,80 |
| Em rocha dura com explosivo | 148,60 | 14860,00 | 17237,60 | 21547,00 | 29868,60 | 41756,60 | 55427,80 | 63452,20 | 82473,00 |
| REATERRO (m ³) | | | | | | | | | |
| Preenchimento de valas com saibro | 23,29 | 4537,66 | 5122,41 | 6151,57 | 9192,27 | 11414,32 | 14525,19 | 16045,54 | 19928,28 |
| TRANSPORTE DE MATERIAL | | | | | | | | | |
| Transporte com carga e descarga até 2km (m ³) | 7,14 | 1585,08 | 1834,98 | 2249,10 | 3448,62 | 4569,60 | 5919,06 | 6882,96 | 8803,62 |
| Transporte por km excedente (m ³ x km) | 1,26 | 2797,20 | 3238,20 | 3969,00 | 6085,80 | 8064,00 | 10445,40 | 12146,40 | 15535,80 |
| ENROCAMENTO (m ³) | | | | | | | | | |
| Com brita | 43,54 | 957,88 | 1044,96 | 1262,66 | 1872,22 | 2177,00 | 2612,40 | 2830,10 | 3309,04 |
| RADIER DE CONCRETO ARMADO COM FORMAS fck 15 MPa (m ³) | 482,05 | - | - | - | - | 8146,65 | 9303,57 | 11038,95 | 12340,48 |
| FORNECIMENTO TUBOS DE CONCRETO (m) | variável | 2020,00 | 2930,00 | 4338,00 | 8688,60 | 19568,64 | 24091,25 | 34438,16 | 50668,80 |
| ASSENTAMENTO TUBOS DE CONCRETO (m) | variável | 870,00 | 1124,00 | 1535,00 | 2492,10 | 5715,20 | 8397,50 | 9924,70 | 24552,56 |
| EXECUÇÃO DE POÇO-DE-VISITA (unid) | variável | 537,93 | 537,93 | 591,46 | 591,46 | 702,00 | 899,92 | 985,10 | 1112,86 |
| Custo total para 100m de rede | | 36601,75 | 42855,84 | 53875,99 | 79196,03 | 125819,17 | 163088,37 | 193765,83 | 265544,24 |
| Custo unitário (R\$/m) | | 366,02 | 428,56 | 538,76 | 791,96 | 1258,19 | 1630,88 | 1937,66 | 2655,44 |

| Sem rocha (0%) | Custo Unitário | Custos quantitativos para galerias retangulares para 100m de rede (R\$) | | | | | |
|---|----------------|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | 0,50 x 1,00 | 1,00 x 1,00 | 1,00 x 1,50 | 1,50 x 1,50 | 1,50 x 2,00 | 1,50 x 3,00 |
| ESCAVAÇÃO (m ³) | | | | | | | |
| Manual | 14,14 | 1 784,25 | 2 087,34 | 2 390,42 | 2 732,73 | 3 075,04 | 3 759,66 |
| Mecânica | 5,23 | 3 291,06 | 4 388,08 | 5 485,10 | 6 673,65 | 7 862,19 | 10 239,28 |
| REATERRO (m ³) | | | | | | | |
| Preenchimento de valas com saibro | 23,29 | 13 682,50 | 15 144,34 | 20 810,42 | 22 272,26 | 27 938,34 | 39 270,50 |
| TRANSPORTE DE MATERIAL | | | | | | | |
| Transporte com carga e descarga até 2km (m ³) | 7,14 | 2 142,00 | 2 856,00 | 3 570,00 | 4 462,50 | 5 355,00 | 7 140,00 |
| Transporte por km excedente (m ³ x km) | 1,26 | 3 792,00 | 5 499,00 | 5 877,00 | 7 678,50 | 8 151,00 | 9 096,00 |
| ENROCAMENTO (m ³) | | | | | | | |
| Com brita | 43,54 | 3 130,60 | 3 130,60 | 4 094,70 | 4 094,70 | 5 058,80 | 6 987,00 |
| FORNECIMENTO (m) | variável | 35 961,26 | 47 948,35 | 59 935,44 | 71 922,53 | 83 909,62 | 107 883,79 |
| ASSENTAMENTO (m) | variável | 20 438,55 | 20 584,74 | 20 730,92 | 20 877,10 | 21 023,29 | 21 315,66 |
| EXECUÇÃO DE POÇO-DE-VISITA (unid) | variável | 1 506,37 | 1 652,56 | 1 895,15 | 2 041,33 | 2 283,93 | 2 769,12 |
| Custo total para 100m de rede | | 85728,60 | 103291,00 | 124789,15 | 142755,30 | 164657,20 | 208461,00 |
| Custo unitário (R\$/m) | | 857,29 | 1032,91 | 1247,89 | 1427,55 | 1646,57 | 2084,61 |

| Com rocha (100%) | Custo Unitário | Custos quantitativos para galerias retangulares para 100m de rede (R\$) | | | | | |
|---|----------------|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | 0,50 x 1,00 | 1,00 x 1,00 | 1,00 x 1,50 | 1,50 x 1,50 | 1,50 x 2,00 | 1,50 x 3,00 |
| ESCAVAÇÃO(m ³) | | | | | | | |
| Em rocha branda com martelete | 14,14 | 28444,46 | 37820,08 | 47195,79 | 58836,26 | 70476,46 | 93756,86 |
| Em rocha dura com explosivo | 5,23 | 50062,25 | 66563,34 | 83064,58 | 103551,82 | 124038,57 | 165012,08 |
| REATERRO (m ³) | | | | | | | |
| Preenchimento de valas com saibro | 23,29 | 13 682,50 | 15 144,34 | 20 810,42 | 22 272,26 | 27 938,34 | 39 270,50 |
| TRANSPORTE DE MATERIAL | | | | | | | |
| Transporte com carga e descarga até 2km (m ³) | 7,14 | 2 142,00 | 2 856,00 | 3 570,00 | 4 462,50 | 5 355,00 | 7 140,00 |
| Transporte por km excedente (m ³ x km) | 1,26 | 3 792,00 | 5 499,00 | 5 877,00 | 7 678,50 | 8 151,00 | 9 096,00 |
| ENROCAMENTO (m ³) | | | | | | | |
| Com brita | 43,54 | 3 130,60 | 3 130,60 | 4 094,70 | 4 094,70 | 5 058,80 | 6 987,00 |
| FORNECIMENTO (m) | variável | 35 961,26 | 47 948,35 | 59 935,44 | 71 922,53 | 83 909,62 | 107 883,79 |
| ASSENTAMENTO (m) | variável | 20 438,55 | 20 584,74 | 20 730,92 | 20 877,10 | 21 023,29 | 21 315,66 |
| EXECUÇÃO DE POÇO-DE-VISITA (unid) | variável | 1 506,37 | 1 652,56 | 1 895,15 | 2 041,33 | 2 283,93 | 2 769,12 |
| Custo total para 100m de rede | | 159160,00 | 201199,00 | 247174,00 | 295737,00 | 348235,00 | 453231,00 |
| Custo unitário (R\$/m) | | 1591,60 | 2011,99 | 2471,74 | 2957,37 | 3482,35 | 4532,31 |

Reservatórios de detenção

A determinação dos custos envolvidos com obras de implantação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais foi realizada para dois casos:

- Reservatórios abertos gramados;
- Reservatórios subterrâneos em concreto armado.

Segundo os critérios de orçamento do Departamento de Esgotos Pluviais, foram determinados os custos unitários (por m^3) para os dois tipos de reservatórios para as mesmas condições de incidência rochosa utilizadas para as redes.

Os quantitativos para reservatórios abertos são compostos por volumes escavados, áreas gramadas, superfícies em concreto e taludes em grama e em pedra argamassada, além de estruturas de entrada e saída. Para os reservatórios fechados ou subterrâneos foram considerados como itens principais o volume escavado, volume de concreto armado e estruturas de entrada e saída.

A montagem das curvas de custo considerou valores médios por m^3 a partir da variação nas dimensões dos reservatórios: comprimento, largura e profundidade, através do uso de valores usuais em Porto Alegre, como por exemplo: comprimentos e larguras variando de 10,0m a 200,0m e profundidades de 1,0m a 3,0m. Para os reservatórios abertos foram considerados taludes em grama com relação v:h de 1:2. Seguem alguns exemplos de planilhas de reservatórios utilizados.

Para os reservatórios na bacia do Moinho localizados no leito do arroio foi estimado o custo unitário para a implantação de barramentos de concreto armado e cercas de isolamento dos espaços de inundação.

| | | | |
|---------------------|-------|-----------------|--------|
| Largura: | 50 m | Tipo: | aberto |
| Comprimento: | 50 m | % rocha: | 0 |
| Altura: | 1,5 m | Talude: | 1:2 |

| Quantitativos | | Custo Unitário | Custos Totais |
|--|-------------|----------------|------------------|
| VOLUME RSVT | 3300 m3 | | |
| ÁREA TOTAL | 2500 m2 | | |
| ÁREA FUNDO | 1936 m2 | | |
| ESCAVAÇÃO | 3960 m3 | 5,23 | 20710,80 |
| TRANSPORTE (ATÉ 2KM) | 3960 m3 | 7,14 | 28274,40 |
| TRANSPORTE (KM A MAIS) | 11880 m3 km | 1,26 | 14968,80 |
| CONTRAPISO CONCRETO | 1936 m2 | 18,82 | 36435,52 |
| ALVENARIA DE PEDRA | 335,4 m2 | 55,57 | 18638,74 |
| GRAMA | 335,4 m2 | 8,56 | 2871,11 |
| CERCA | 400 m2 | 26,4 | 10560,00 |
| dispositivos E/S | 1 quant, | 10000 | 10000,00 |
| Custo Total | | | 142459,38 |
| Custo Unitário (RS/m³) | | | 43,17 |

| | | | |
|---------------------|-------|-----------------|--------|
| Largura: | 50 m | Tipo: | aberto |
| Comprimento: | 50 m | % rocha: | 100 |
| Altura: | 1,5 m | Talude: | 1:2 |

| Quantitativos | | Custo Unitário | Custos Totais |
|--|-------------|----------------|------------------|
| VOLUME RSVT | 3300 m3 | | |
| ÁREA TOTAL | 2500 m2 | | |
| ÁREA FUNDO | 1936 m2 | | |
| ESCAVAÇÃO | 3960 m3 | 84,36 | 334065,60 |
| TRANSPORTE (ATÉ 2KM) | 3960 m3 | 7,14 | 28274,40 |
| TRANSPORTE (KM A MAIS) | 11880 m3 km | 1,26 | 14968,80 |
| CONTRAPISO CONCRETO | 1936 m2 | 18,82 | 36435,52 |
| ALVENARIA DE PEDRA | 335,4 m2 | 55,57 | 18638,74 |
| GRAMA | 335,4 m2 | 8,56 | 2871,11 |
| CERCA | 400 m2 | 26,4 | 10560,00 |
| dispositivos E/S | 1 quant, | 10000 | 10000,00 |
| Custo Total | | | 455814,18 |
| Custo Unitário (RS/m³) | | | 138,13 |

| | | | |
|---------------------|-------|-----------------|---------|
| Largura: | 50 m | Tipo: | fechado |
| Comprimento: | 50 m | % rocha: | 0 |
| Altura: | 1,5 m | Talude: | 1:0 |

| Quantitativos | | Custo Unitário | Custos Totais |
|--|-------------|----------------|-------------------|
| VOLUME RSVT | 3300 m3 | | |
| ÁREA TOTAL | 2500 m2 | | |
| ÁREA FUNDO | 1936 m2 | | |
| ESCAVAÇÃO | 4500 m3 | 5,23 | 23535,00 |
| TRANSPORTE (ATÉ 2KM) | 4500 m3 | 7,14 | 32130,00 |
| TRANSPORTE (KM A MAIS) | 13500 m3 km | 1,26 | 17010,00 |
| CONCRETO ARMADO | 1295 m3 | 700,00 | 906500,00 |
| dispositivos E/S | 1 quant, | 20000,00 | 20000,00 |
| reurbanização | 2500 m2 | 10,00 | 25000,00 |
| Custo Total | | | 1024175,00 |
| Custo Unitário (RS/m³) | | | 273,11 |

| | | | |
|---------------------|-------|-----------------|---------|
| Largura: | 50 m | Tipo: | fechado |
| Comprimento: | 50 m | % rocha: | 100 |
| Altura: | 1,5 m | Talude: | 1:0 |

| Quantitativos | | Custo Unitário | Custos Totais |
|--|-------------|----------------|-------------------|
| VOLUME RSVT | 3300 m3 | | |
| ÁREA TOTAL | 2500 m2 | | |
| ÁREA FUNDO | 1936 m2 | | |
| ESCAVAÇÃO | 4500 m3 | 84,36 | 379620,00 |
| TRANSPORTE (ATÉ 2KM) | 4500 m3 | 7,14 | 32130,00 |
| TRANSPORTE (KM A MAIS) | 13500 m3 km | 1,26 | 17010,00 |
| CONCRETO ARMADO | 1295 m3 | 700,00 | 906500,00 |
| dispositivos E/S | 1 quant, | 20000,00 | 20000,00 |
| reurbanização | 2500 m2 | 10,00 | 25000,00 |
| Custo Total | | | 1380260,00 |
| Custo Unitário (RS/m³) | | | 368,07 |

| | | | |
|---------------------|-------|-------------------|------------|
| Largura: | 20 m | Tipo: | barramento |
| Comprimento: | 100 m | % rocha: | 30 |
| Altura: | 5,0 m | Espessura: | 0,50m |

| Quantitativos | | Custo Unitário | Custos Totais |
|---|-----------------------|----------------|------------------|
| ESCAVAÇÃO | 324 m ³ | 84.36 | 27332.64 |
| TRANSPORTE (ATÉ 2KM) | 324 m ³ | 7.14 | 2313.36 |
| TRANSPORTE (KM A MAIS) | 972 m ³ km | 1.26 | 1224.72 |
| CONCRETO ARMADO | 100 m ³ | 700.00 | 70000.00 |
| dispositivos E/S | 1 quant. | 20000.00 | 20000.00 |
| reurbanização | 220 m ² | 10.00 | 2200.00 |
| Custo Total | | | 105124,04 |
| Custo Unitário (R\$/m²) | | | 1051,24 |

Outra função de custo utilizada representa os investimentos na substituição de diferentes tipos de pavimentos das superfícies com obras de ampliação de redes ou galerias. Esta função foi determinada a partir de valores unitários para reposição de pavimentos obtidos das planilhas de orçamento do DEP e SMOV (Secretaria Municipal de Obras e Viação de Porto Alegre). A quantificação foi realizada segundo as larguras padrão para abertura de valas adotadas no município, em função da dimensão da rede e galerias. A planilha seguinte mostra as dimensões consideradas e os valores de reposição dos pavimentos utilizados:

| Custos de reposição de pavimentos por m ² | | | | | | |
|--|--------------------|--------------------|--------------|-------------|----------------|--------------|
| DIÂMETRO (cm) | LARGURA DA VALA | CBUQ e=10cm R\$ | PARAL R\$ | GRES R\$ | BASALTO R\$ | GRAMA R\$ |
| 30.00 | 0.90 | 51.00 | 21.00 | 39.00 | 41.00 | 17.00 |
| 40.00 | 1.00 | 54.00 | 23.00 | 41.00 | 44.00 | 18.00 |
| 50.00 | 1.20 | 62.00 | 25.00 | 45.00 | 50.00 | 19.00 |
| 60.00 | 1.30 | 65.00 | 27.00 | 47.00 | 52.00 | 20.00 |
| 80.00 | 1.60 | 76.00 | 31.00 | 53.00 | 61.00 | 23.00 |
| 100.00 | 2.00 | 90.00 | 36.00 | 61.00 | 72.00 | 26.00 |
| 120.00 | 2.20 | 98.00 | 39.00 | 65.00 | 77.00 | 28.00 |
| 150.00 | 2.70 | 116.00 | 46.00 | 75.00 | 91.00 | 32.00 |
| Galeria | L = B + 1,2 | 44,2 x L | 17,6 x L | 29,3 x L | 34,9 x L | 12,5 x L |

Parâmetros para conversão monetária

Como forma de possibilitar o uso futuro dos valores orçados, são apresentados a seguir alguns dos principais índices de conversão monetária com valores de Maio de 2003, período de confecção das planilhas de orçamentos.

- Salário Mínimo: R\$ 240,00
- CUB Ponderado (RS): R\$ 685,26
- CUB Material (RS): R\$ 351,65
- CUB Mão-de-obra (RS): R\$ 333,61
- Dólar (U\$ / R\$): 2,96

Este anexo inicia-se pela apresentação das curvas altura-volume-vazão resultantes do processo de otimização utilizadas para simulação dos reservatórios.

Bacia do arroio do Moinho

| RSVT 01 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m ³) |
|-----------|------------|--------------------------|---------------------------------|
| | Junção | 4,75 | 9267 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,50 | 972,00 | 6,54 |
| 3 | 0,80 | 1464,00 | 8,27 |
| 4 | 1,00 | 1956,00 | 9,25 |
| 5 | 1,30 | 2436,00 | 10,55 |
| 6 | 1,50 | 2928,00 | 11,33 |
| 7 | 1,80 | 3408,00 | 12,41 |
| 8 | 2,00 | 3900,00 | 13,08 |
| 9 | 2,30 | 4392,00 | 14,03 |
| 10 | 2,50 | 4872,00 | 14,62 |
| 11 | 2,80 | 5364,00 | 15,48 |
| 12 | 3,00 | 5856,00 | 16,02 |
| 13 | 3,30 | 6336,00 | 16,80 |
| 14 | 3,50 | 6828,00 | 17,30 |
| 15 | 3,80 | 7308,00 | 18,03 |
| 16 | 4,00 | 7800,00 | 18,50 |
| 17 | 4,30 | 8292,00 | 19,18 |
| 18 | 4,50 | 8772,00 | 19,62 |
| 19 | 4,80 | 9264,00 | 20,26 |
| 20 | 5,00 | 9756,00 | 20,68 |

| RSVT 02 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m ³) |
|-----------|------------|--------------------------|---------------------------------|
| | Leito | 2,75 | 3296,76 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,30 | 360,00 | 7,26 |
| 3 | 0,50 | 540,00 | 9,38 |
| 4 | 0,60 | 720,00 | 10,27 |
| 5 | 0,80 | 900,00 | 11,86 |
| 6 | 0,90 | 1080,00 | 12,58 |
| 7 | 1,10 | 1260,00 | 13,91 |
| 8 | 1,20 | 1440,00 | 14,53 |
| 9 | 1,40 | 1620,00 | 15,69 |
| 10 | 1,50 | 1800,00 | 16,24 |
| 11 | 1,70 | 1980,00 | 17,29 |
| 12 | 1,80 | 2160,00 | 17,79 |
| 13 | 2,00 | 2340,00 | 18,75 |
| 14 | 2,10 | 2520,00 | 19,22 |
| 15 | 2,30 | 2700,00 | 20,11 |
| 16 | 2,40 | 2880,00 | 20,55 |
| 17 | 2,60 | 3060,00 | 21,38 |
| 18 | 2,70 | 3240,00 | 21,79 |
| 19 | 2,90 | 3420,00 | 22,58 |
| 20 | 3,00 | 3600,00 | 22,97 |

| RSVT 03 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, Amizade | 1,32 | 3895,30 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,000 |
| 2 | 0,20 | 552,00 | 0,001 |
| 3 | 0,30 | 828,00 | 0,001 |
| 4 | 0,40 | 1116,00 | 0,002 |
| 5 | 0,50 | 1404,00 | 0,002 |
| 6 | 0,60 | 1692,00 | 0,002 |
| 7 | 0,70 | 1992,00 | 0,002 |
| 8 | 0,80 | 2292,00 | 0,002 |
| 9 | 0,90 | 2592,00 | 0,003 |
| 10 | 1,00 | 2892,00 | 0,003 |
| 11 | 1,10 | 3204,00 | 0,003 |
| 12 | 1,20 | 3516,00 | 0,003 |
| 13 | 1,30 | 3840,00 | 0,003 |
| 14 | 1,40 | 4164,00 | 0,003 |
| 15 | 1,50 | 4488,00 | 0,003 |
| 16 | 1,60 | 4812,00 | 0,003 |
| 17 | 1,70 | 5148,00 | 0,003 |
| 18 | 1,80 | 5484,00 | 0,004 |
| 19 | 1,90 | 5832,00 | 0,004 |
| 20 | 2,00 | 6180,00 | 0,004 |

| RSVT 06 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, F, Alves | 1,26 | 2406,98 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,0 | 0,0 | 0,000 |
| 2 | 0,3 | 516,0 | 0,006 |
| 3 | 0,5 | 792,0 | 0,008 |
| 4 | 0,6 | 1068,0 | 0,008 |
| 5 | 0,8 | 1356,0 | 0,010 |
| 6 | 0,9 | 1656,0 | 0,010 |
| 7 | 1,1 | 1968,0 | 0,011 |
| 8 | 1,2 | 2280,0 | 0,012 |
| 9 | 1,4 | 2604,0 | 0,013 |
| 10 | 1,5 | 2940,0 | 0,013 |
| 11 | 1,7 | 3276,0 | 0,014 |
| 12 | 1,8 | 3624,0 | 0,014 |
| 13 | 2,0 | 3984,0 | 0,015 |
| 14 | 2,1 | 4344,0 | 0,015 |
| 15 | 2,3 | 4728,0 | 0,016 |
| 16 | 2,4 | 5112,0 | 0,016 |
| 17 | 2,6 | 5496,0 | 0,017 |
| 18 | 2,7 | 5904,0 | 0,017 |
| 19 | 2,9 | 6312,0 | 0,018 |
| 20 | 3,0 | 6732,0 | 0,018 |

Bacia do arroio da Areia (otimizada por sub-bacias)

| RSVT 01 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, Blessman | 0,65 | 1267,35 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 186,00 | 0,04 |
| 3 | 0,15 | 282,00 | 0,05 |
| 4 | 0,20 | 378,00 | 0,06 |
| 5 | 0,25 | 474,00 | 0,06 |
| 6 | 0,30 | 570,00 | 0,07 |
| 7 | 0,35 | 666,00 | 0,08 |
| 8 | 0,40 | 768,00 | 0,08 |
| 9 | 0,45 | 864,00 | 0,09 |
| 10 | 0,50 | 966,00 | 0,09 |
| 11 | 0,55 | 1068,00 | 0,09 |
| 12 | 0,60 | 1170,00 | 0,10 |
| 13 | 0,65 | 1272,00 | 0,10 |
| 14 | 0,70 | 1374,00 | 0,11 |
| 15 | 0,75 | 1476,00 | 0,11 |
| 16 | 0,80 | 1584,00 | 0,11 |
| 17 | 0,85 | 1686,00 | 0,12 |
| 18 | 0,90 | 1794,00 | 0,12 |
| 19 | 0,95 | 1902,00 | 0,12 |
| 20 | 1,00 | 2010,00 | 0,13 |

| RSVT 02 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, L, Trovão | 1,09 | 2406,98 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,20 | 414,00 | 0,02 |
| 3 | 0,30 | 624,00 | 0,02 |
| 4 | 0,40 | 840,00 | 0,03 |
| 5 | 0,50 | 1056,00 | 0,03 |
| 6 | 0,60 | 1278,00 | 0,03 |
| 7 | 0,70 | 1506,00 | 0,03 |
| 8 | 0,80 | 1734,00 | 0,04 |
| 9 | 0,90 | 1962,00 | 0,04 |
| 10 | 1,00 | 2196,00 | 0,04 |
| 11 | 1,10 | 2436,00 | 0,04 |
| 12 | 1,20 | 2676,00 | 0,04 |
| 13 | 1,30 | 2922,00 | 0,05 |
| 14 | 1,40 | 3168,00 | 0,05 |
| 15 | 1,50 | 3420,00 | 0,05 |
| 16 | 1,60 | 3672,00 | 0,05 |
| 17 | 1,70 | 3930,00 | 0,05 |
| 18 | 1,80 | 4194,00 | 0,05 |
| 19 | 1,90 | 4458,00 | 0,05 |
| 20 | 2,00 | 4722,00 | 0,06 |

| RSVT 03 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| | Pr. Q, Bocaiúva | 0,89 | 4451,55 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m³) | Vazão (m³/s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,15 | 720,00 | 0,94 |
| 3 | 0,23 | 1086,00 | 1,15 |
| 4 | 0,30 | 1452,00 | 1,33 |
| 5 | 0,38 | 1824,00 | 1,48 |
| 6 | 0,45 | 2196,00 | 1,62 |
| 7 | 0,53 | 2574,00 | 1,75 |
| 8 | 0,60 | 2952,00 | 1,88 |
| 9 | 0,68 | 3336,00 | 1,99 |
| 10 | 0,75 | 3720,00 | 2,10 |
| 11 | 0,83 | 4110,00 | 2,20 |
| 12 | 0,90 | 4500,00 | 2,30 |
| 13 | 0,98 | 4890,00 | 2,39 |
| 14 | 1,05 | 5292,00 | 2,48 |
| 15 | 1,13 | 5688,00 | 2,57 |
| 16 | 1,20 | 6096,00 | 2,65 |
| 17 | 1,28 | 6498,00 | 2,73 |
| 18 | 1,35 | 6906,00 | 2,81 |
| 19 | 1,43 | 7320,00 | 2,89 |
| 20 | 1,50 | 7734,00 | 2,97 |

| RSVT 04 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| | Pr H, Guerra | 0,06 | 1405,64 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m³) | Vazão (m³/s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 2340,00 | 0,28 |
| 3 | 0,15 | 3516,00 | 0,34 |
| 4 | 0,20 | 4698,00 | 0,40 |
| 5 | 0,25 | 5880,00 | 0,44 |
| 6 | 0,30 | 7074,00 | 0,48 |
| 7 | 0,35 | 8268,00 | 0,52 |
| 8 | 0,40 | 9468,00 | 0,56 |
| 9 | 0,45 | 10674,00 | 0,59 |
| 10 | 0,50 | 11886,00 | 0,63 |
| 11 | 0,55 | 13104,00 | 0,66 |
| 12 | 0,60 | 14322,00 | 0,69 |
| 13 | 0,65 | 15552,00 | 0,71 |
| 14 | 0,70 | 16782,00 | 0,74 |
| 15 | 0,75 | 18018,00 | 0,77 |
| 16 | 0,80 | 19260,00 | 0,79 |
| 17 | 0,85 | 20502,00 | 0,82 |
| 18 | 0,90 | 21756,00 | 0,84 |
| 19 | 0,95 | 23010,00 | 0,86 |
| 20 | 1,00 | 24270,00 | 0,89 |

| RSVT 05 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pq, Alemanha | 1,88 | 6953,42 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,20 | 672,00 | 0,12 |
| 3 | 0,30 | 1014,00 | 0,15 |
| 4 | 0,40 | 1356,00 | 0,17 |
| 5 | 0,50 | 1704,00 | 0,19 |
| 6 | 0,60 | 2058,00 | 0,21 |
| 7 | 0,70 | 2418,00 | 0,23 |
| 8 | 0,80 | 2784,00 | 0,24 |
| 9 | 0,90 | 3150,00 | 0,26 |
| 10 | 1,00 | 3522,00 | 0,27 |
| 11 | 1,10 | 3894,00 | 0,29 |
| 12 | 1,20 | 4278,00 | 0,30 |
| 13 | 1,30 | 4662,00 | 0,31 |
| 14 | 1,40 | 5046,00 | 0,32 |
| 15 | 1,50 | 5442,00 | 0,34 |
| 16 | 1,60 | 5838,00 | 0,35 |
| 17 | 1,70 | 6240,00 | 0,36 |
| 18 | 1,80 | 6642,00 | 0,37 |
| 19 | 1,90 | 7056,00 | 0,38 |
| 20 | 2,00 | 7470,00 | 0,39 |

| RSVT 06 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr L, Macedônia | 0,91 | 3547,91 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,30 | 1170,00 | 0,30 |
| 3 | 0,50 | 1758,00 | 0,39 |
| 4 | 0,60 | 2346,00 | 0,43 |
| 5 | 0,80 | 2928,00 | 0,49 |
| 6 | 0,90 | 3516,00 | 0,52 |
| 7 | 1,10 | 4104,00 | 0,58 |
| 8 | 1,20 | 4686,00 | 0,61 |
| 9 | 1,40 | 5274,00 | 0,65 |
| 10 | 1,50 | 5862,00 | 0,68 |
| 11 | 1,70 | 6444,00 | 0,72 |
| 12 | 1,80 | 7032,00 | 0,74 |
| 13 | 2,00 | 7614,00 | 0,78 |
| 14 | 2,10 | 8202,00 | 0,80 |
| 15 | 2,30 | 8790,00 | 0,84 |
| 16 | 2,40 | 9372,00 | 0,86 |
| 17 | 2,60 | 9960,00 | 0,89 |
| 18 | 2,70 | 10548,00 | 0,91 |
| 19 | 2,90 | 11130,00 | 0,94 |
| 20 | 3,00 | 11718,00 | 0,96 |

| RSVT 07 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Country Club | 2,97 | 23171,31 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,30 | 2070,00 | 4,11 |
| 3 | 0,50 | 3126,00 | 5,31 |
| 4 | 0,60 | 4194,00 | 5,81 |
| 5 | 0,80 | 5274,00 | 6,71 |
| 6 | 0,90 | 6372,00 | 7,12 |
| 7 | 1,10 | 7482,00 | 7,87 |
| 8 | 1,20 | 8610,00 | 8,22 |
| 9 | 1,40 | 9744,00 | 8,88 |
| 10 | 1,50 | 10896,00 | 9,19 |
| 11 | 1,70 | 12060,00 | 9,79 |
| 12 | 1,80 | 13242,00 | 10,07 |
| 13 | 2,00 | 14436,00 | 10,61 |
| 14 | 2,10 | 15642,00 | 10,88 |
| 15 | 2,30 | 16860,00 | 11,38 |
| 16 | 2,40 | 18096,00 | 11,63 |
| 17 | 2,60 | 19344,00 | 12,10 |
| 18 | 2,70 | 20604,00 | 12,33 |
| 19 | 2,90 | 21882,00 | 12,78 |
| 20 | 3,00 | 24072,00 | 13,00 |

| RSVT 11 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr F, Pimentel | 0,48 | 1036,82 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 216,00 | 0,04 |
| 3 | 0,15 | 324,00 | 0,05 |
| 4 | 0,20 | 432,00 | 0,06 |
| 5 | 0,25 | 540,00 | 0,07 |
| 6 | 0,30 | 654,00 | 0,07 |
| 7 | 0,35 | 768,00 | 0,08 |
| 8 | 0,40 | 882,00 | 0,08 |
| 9 | 0,45 | 996,00 | 0,09 |
| 10 | 0,50 | 1116,00 | 0,09 |
| 11 | 0,55 | 1230,00 | 0,10 |
| 12 | 0,60 | 1350,00 | 0,10 |
| 13 | 0,65 | 1470,00 | 0,10 |
| 14 | 0,70 | 1590,00 | 0,11 |
| 15 | 0,75 | 1710,00 | 0,11 |
| 16 | 0,80 | 1836,00 | 0,12 |
| 17 | 0,85 | 1962,00 | 0,12 |
| 18 | 0,90 | 2088,00 | 0,12 |
| 19 | 0,95 | 2214,00 | 0,13 |
| 20 | 1,00 | 2340,00 | 0,13 |

| RSVT 12 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr I, Bertelli | 1,48 | 11796,33 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,000 |
| 2 | 0,15 | 1116,00 | 0,008 |
| 3 | 0,23 | 1680,00 | 0,010 |
| 4 | 0,30 | 2250,00 | 0,012 |
| 5 | 0,38 | 2820,00 | 0,013 |
| 6 | 0,45 | 3396,00 | 0,014 |
| 7 | 0,53 | 3972,00 | 0,015 |
| 8 | 0,60 | 4554,00 | 0,016 |
| 9 | 0,68 | 5142,00 | 0,017 |
| 10 | 0,75 | 5730,00 | 0,018 |
| 11 | 0,83 | 6324,00 | 0,019 |
| 12 | 0,90 | 6924,00 | 0,020 |
| 13 | 0,98 | 7524,00 | 0,021 |
| 14 | 1,05 | 8130,00 | 0,022 |
| 15 | 1,13 | 8736,00 | 0,023 |
| 16 | 1,20 | 9348,00 | 0,023 |
| 17 | 1,28 | 9966,00 | 0,024 |
| 18 | 1,35 | 10584,00 | 0,025 |
| 19 | 1,43 | 11208,00 | 0,025 |
| 20 | 1,50 | 11838,00 | 0,026 |

| RSVT 13 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Grécia | 1,0 | 3997,59 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 378,00 | 0,27 |
| 3 | 0,15 | 570,00 | 0,33 |
| 4 | 0,20 | 762,00 | 0,38 |
| 5 | 0,25 | 954,00 | 0,43 |
| 6 | 0,30 | 1146,00 | 0,47 |
| 7 | 0,35 | 1344,00 | 0,51 |
| 8 | 0,40 | 1536,00 | 0,54 |
| 9 | 0,45 | 1734,00 | 0,57 |
| 10 | 0,50 | 1938,00 | 0,61 |
| 11 | 0,55 | 2136,00 | 0,63 |
| 12 | 0,60 | 2334,00 | 0,66 |
| 13 | 0,65 | 2538,00 | 0,69 |
| 14 | 0,70 | 2742,00 | 0,72 |
| 15 | 0,75 | 2946,00 | 0,74 |
| 16 | 0,80 | 3156,00 | 0,77 |
| 17 | 0,85 | 3360,00 | 0,79 |
| 18 | 0,90 | 3570,00 | 0,81 |
| 19 | 0,95 | 3780,00 | 0,83 |
| 20 | 1,00 | 3999,00 | 0,86 |

| RSVT 14 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Alim Pedro | 0,08 | 590,88 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 786,00 | 0,89 |
| 3 | 0,15 | 1176,00 | 1,09 |
| 4 | 0,20 | 1566,00 | 1,26 |
| 5 | 0,25 | 1956,00 | 1,41 |
| 6 | 0,30 | 2352,00 | 1,55 |
| 7 | 0,35 | 2742,00 | 1,67 |
| 8 | 0,40 | 3132,00 | 1,79 |
| 9 | 0,45 | 3522,00 | 1,90 |
| 10 | 0,50 | 3918,00 | 2,00 |
| 11 | 0,55 | 4308,00 | 2,10 |
| 12 | 0,60 | 4698,00 | 2,19 |
| 13 | 0,65 | 5088,00 | 2,28 |
| 14 | 0,70 | 5484,00 | 2,36 |
| 15 | 0,75 | 5874,00 | 2,45 |
| 16 | 0,80 | 6264,00 | 2,53 |
| 17 | 0,85 | 6660,00 | 2,60 |
| 18 | 0,90 | 7050,00 | 2,68 |
| 19 | 0,95 | 7440,00 | 2,75 |
| 20 | 1,00 | 7830,00 | 2,83 |

Bacia do arroio da Areia (otimizada como um todo)

| RSVT 01 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, Blessman | 0,72 | 1409,84 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,10 | 186,00 | 0,0003 |
| 3 | 0,15 | 282,00 | 0,0004 |
| 4 | 0,20 | 378,00 | 0,0005 |
| 5 | 0,25 | 474,00 | 0,0005 |
| 6 | 0,30 | 570,00 | 0,0006 |
| 7 | 0,35 | 666,00 | 0,0006 |
| 8 | 0,40 | 768,00 | 0,0007 |
| 9 | 0,45 | 864,00 | 0,0007 |
| 10 | 0,50 | 966,00 | 0,0008 |
| 11 | 0,55 | 1068,00 | 0,0008 |
| 12 | 0,60 | 1170,00 | 0,0008 |
| 13 | 0,65 | 1272,00 | 0,0009 |
| 14 | 0,70 | 1374,00 | 0,0009 |
| 15 | 0,75 | 1476,00 | 0,0009 |
| 16 | 0,80 | 1584,00 | 0,0010 |
| 17 | 0,85 | 1686,00 | 0,0010 |
| 18 | 0,90 | 1794,00 | 0,0010 |
| 19 | 0,95 | 1902,00 | 0,0010 |
| 20 | 1,00 | 2010,00 | 0,0011 |

| RSVT 02 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, L, Trovão | 1,45 | 3305,90 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,20 | 414,00 | 0,0005 |
| 3 | 0,30 | 624,00 | 0,0006 |
| 4 | 0,40 | 840,00 | 0,0007 |
| 5 | 0,50 | 1056,00 | 0,0008 |
| 6 | 0,60 | 1278,00 | 0,0008 |
| 7 | 0,70 | 1506,00 | 0,0009 |
| 8 | 0,80 | 1734,00 | 0,0010 |
| 9 | 0,90 | 1962,00 | 0,0010 |
| 10 | 1,00 | 2196,00 | 0,0011 |
| 11 | 1,10 | 2436,00 | 0,0011 |
| 12 | 1,20 | 2676,00 | 0,0012 |
| 13 | 1,30 | 2922,00 | 0,0012 |
| 14 | 1,40 | 3168,00 | 0,0013 |
| 15 | 1,50 | 3420,00 | 0,0013 |
| 16 | 1,60 | 3672,00 | 0,0013 |
| 17 | 1,70 | 3930,00 | 0,0014 |
| 18 | 1,80 | 4194,00 | 0,0014 |
| 19 | 1,90 | 4458,00 | 0,0015 |
| 20 | 2,00 | 4722,00 | 0,0015 |

| RSVT 03 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr, Q, Bocaiúva | 1,34 | 6832,63 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,15 | 720,00 | 0,0009 |
| 3 | 0,23 | 1086,00 | 0,0011 |
| 4 | 0,30 | 1452,00 | 0,0013 |
| 5 | 0,38 | 1824,00 | 0,0015 |
| 6 | 0,45 | 2196,00 | 0,0016 |
| 7 | 0,53 | 2574,00 | 0,0017 |
| 8 | 0,60 | 2952,00 | 0,0019 |
| 9 | 0,68 | 3336,00 | 0,0020 |
| 10 | 0,75 | 3720,00 | 0,0021 |
| 11 | 0,83 | 4110,00 | 0,0022 |
| 12 | 0,90 | 4500,00 | 0,0023 |
| 13 | 0,98 | 4890,00 | 0,0024 |
| 14 | 1,05 | 5292,00 | 0,0025 |
| 15 | 1,13 | 5688,00 | 0,0025 |
| 16 | 1,20 | 6096,00 | 0,0026 |
| 17 | 1,28 | 6498,00 | 0,0027 |
| 18 | 1,35 | 6906,00 | 0,0028 |
| 19 | 1,43 | 7320,00 | 0,0029 |
| 20 | 1,50 | 7734,00 | 0,0029 |

| RSVT 04 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr H, Guerra | 0,07 | 1658,95 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,10 | 2340,00 | 0,0001 |
| 3 | 0,15 | 3516,00 | 0,0001 |
| 4 | 0,20 | 4698,00 | 0,0001 |
| 5 | 0,25 | 5880,00 | 0,0001 |
| 6 | 0,30 | 7074,00 | 0,0001 |
| 7 | 0,35 | 8268,00 | 0,0002 |
| 8 | 0,40 | 9468,00 | 0,0002 |
| 9 | 0,45 | 10674,00 | 0,0002 |
| 10 | 0,50 | 11886,00 | 0,0002 |
| 11 | 0,55 | 13104,00 | 0,0002 |
| 12 | 0,60 | 14322,00 | 0,0002 |
| 13 | 0,65 | 15552,00 | 0,0002 |
| 14 | 0,70 | 16782,00 | 0,0002 |
| 15 | 0,75 | 18018,00 | 0,0002 |
| 16 | 0,80 | 19260,00 | 0,0002 |
| 17 | 0,85 | 20502,00 | 0,0002 |
| 18 | 0,90 | 21756,00 | 0,0003 |
| 19 | 0,95 | 23010,00 | 0,0003 |
| 20 | 1,00 | 24270,00 | 0,0003 |

| RSVT 05 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pq, Alemanha | 1,95 | 7251,00 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,20 | 672,00 | 0,0007 |
| 3 | 0,30 | 1014,00 | 0,0009 |
| 4 | 0,40 | 1356,00 | 0,0010 |
| 5 | 0,50 | 1704,00 | 0,0011 |
| 6 | 0,60 | 2058,00 | 0,0012 |
| 7 | 0,70 | 2418,00 | 0,0013 |
| 8 | 0,80 | 2784,00 | 0,0014 |
| 9 | 0,90 | 3150,00 | 0,0015 |
| 10 | 1,00 | 3522,00 | 0,0016 |
| 11 | 1,10 | 3894,00 | 0,0017 |
| 12 | 1,20 | 4278,00 | 0,0017 |
| 13 | 1,30 | 4662,00 | 0,0018 |
| 14 | 1,40 | 5046,00 | 0,0019 |
| 15 | 1,50 | 5442,00 | 0,0020 |
| 16 | 1,60 | 5838,00 | 0,0020 |
| 17 | 1,70 | 6240,00 | 0,0021 |
| 18 | 1,80 | 6642,00 | 0,0021 |
| 19 | 1,90 | 7056,00 | 0,0022 |
| 20 | 2,00 | 7470,00 | 0,0023 |

| RSVT 06 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr L, Macedônia | 2,39 | 9328,15 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,30 | 1170,00 | 0,0010 |
| 3 | 0,50 | 1758,00 | 0,0013 |
| 4 | 0,60 | 2346,00 | 0,0014 |
| 5 | 0,80 | 2928,00 | 0,0017 |
| 6 | 0,90 | 3516,00 | 0,0018 |
| 7 | 1,10 | 4104,00 | 0,0020 |
| 8 | 1,20 | 4686,00 | 0,0020 |
| 9 | 1,40 | 5274,00 | 0,0022 |
| 10 | 1,50 | 5862,00 | 0,0023 |
| 11 | 1,70 | 6444,00 | 0,0024 |
| 12 | 1,80 | 7032,00 | 0,0025 |
| 13 | 2,00 | 7614,00 | 0,0026 |
| 14 | 2,10 | 8202,00 | 0,0027 |
| 15 | 2,30 | 8790,00 | 0,0028 |
| 16 | 2,40 | 9372,00 | 0,0029 |
| 17 | 2,60 | 9960,00 | 0,0030 |
| 18 | 2,70 | 10548,00 | 0,0031 |
| 19 | 2,90 | 11130,00 | 0,0032 |
| 20 | 3,00 | 11718,00 | 0,0032 |

| RSVT 07 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Country Club | 3,00 | 24037,55 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,30 | 2070,00 | 3,57 |
| 3 | 0,50 | 3126,00 | 4,60 |
| 4 | 0,60 | 4194,00 | 5,04 |
| 5 | 0,80 | 5274,00 | 5,82 |
| 6 | 0,90 | 6372,00 | 6,18 |
| 7 | 1,10 | 7482,00 | 6,83 |
| 8 | 1,20 | 8610,00 | 7,13 |
| 9 | 1,40 | 9744,00 | 7,70 |
| 10 | 1,50 | 10896,00 | 7,97 |
| 11 | 1,70 | 12060,00 | 8,49 |
| 12 | 1,80 | 13242,00 | 8,74 |
| 13 | 2,00 | 14436,00 | 9,21 |
| 14 | 2,10 | 15642,00 | 9,44 |
| 15 | 2,30 | 16860,00 | 9,87 |
| 16 | 2,40 | 18096,00 | 10,09 |
| 17 | 2,60 | 19344,00 | 10,50 |
| 18 | 2,70 | 20604,00 | 10,70 |
| 19 | 2,90 | 21882,00 | 11,09 |
| 20 | 3,00 | 24072,00 | 11,28 |

| RSVT 11 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr F, Pimentel | 0,48 | 1037,06 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,10 | 216,00 | 0,0420 |
| 3 | 0,15 | 324,00 | 0,0515 |
| 4 | 0,20 | 432,00 | 0,0594 |
| 5 | 0,25 | 540,00 | 0,0664 |
| 6 | 0,30 | 654,00 | 0,0728 |
| 7 | 0,35 | 768,00 | 0,0786 |
| 8 | 0,40 | 882,00 | 0,0840 |
| 9 | 0,45 | 996,00 | 0,0891 |
| 10 | 0,50 | 1116,00 | 0,0940 |
| 11 | 0,55 | 1230,00 | 0,0985 |
| 12 | 0,60 | 1350,00 | 0,1029 |
| 13 | 0,65 | 1470,00 | 0,1071 |
| 14 | 0,70 | 1590,00 | 0,1112 |
| 15 | 0,75 | 1710,00 | 0,1151 |
| 16 | 0,80 | 1836,00 | 0,1189 |
| 17 | 0,85 | 1962,00 | 0,1225 |
| 18 | 0,90 | 2088,00 | 0,1261 |
| 19 | 0,95 | 2214,00 | 0,1295 |
| 20 | 1,00 | 2340,00 | 0,1329 |

| RSVT 12 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Pr I, Bertelli | 1,48 | 11796,38 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,000 |
| 2 | 0,15 | 1116,00 | 0,008 |
| 3 | 0,23 | 1680,00 | 0,010 |
| 4 | 0,30 | 2250,00 | 0,012 |
| 5 | 0,38 | 2820,00 | 0,013 |
| 6 | 0,45 | 3396,00 | 0,014 |
| 7 | 0,53 | 3972,00 | 0,015 |
| 8 | 0,60 | 4554,00 | 0,016 |
| 9 | 0,68 | 5142,00 | 0,017 |
| 10 | 0,75 | 5730,00 | 0,018 |
| 11 | 0,83 | 6324,00 | 0,019 |
| 12 | 0,90 | 6924,00 | 0,020 |
| 13 | 0,98 | 7524,00 | 0,021 |
| 14 | 1,05 | 8130,00 | 0,022 |
| 15 | 1,13 | 8736,00 | 0,023 |
| 16 | 1,20 | 9348,00 | 0,023 |
| 17 | 1,28 | 9966,00 | 0,024 |
| 18 | 1,35 | 10584,00 | 0,025 |
| 19 | 1,43 | 11208,00 | 0,025 |
| 20 | 1,50 | 11838,00 | 0,026 |

| RSVT 13 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Grécia | 1,0 | 3998,16 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 378,00 | 0,27 |
| 3 | 0,15 | 570,00 | 0,33 |
| 4 | 0,20 | 762,00 | 0,38 |
| 5 | 0,25 | 954,00 | 0,43 |
| 6 | 0,30 | 1146,00 | 0,47 |
| 7 | 0,35 | 1344,00 | 0,51 |
| 8 | 0,40 | 1536,00 | 0,54 |
| 9 | 0,45 | 1734,00 | 0,57 |
| 10 | 0,50 | 1938,00 | 0,61 |
| 11 | 0,55 | 2136,00 | 0,63 |
| 12 | 0,60 | 2334,00 | 0,66 |
| 13 | 0,65 | 2538,00 | 0,69 |
| 14 | 0,70 | 2742,00 | 0,72 |
| 15 | 0,75 | 2946,00 | 0,74 |
| 16 | 0,80 | 3156,00 | 0,77 |
| 17 | 0,85 | 3360,00 | 0,79 |
| 18 | 0,90 | 3570,00 | 0,81 |
| 19 | 0,95 | 3780,00 | 0,83 |
| 20 | 1,00 | 3999,00 | 0,86 |

| RSVT 14 | Descrição | Altura obtida (m) | Volume obtido (m³) |
|----------------|------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| | Alim Pedro | 0,37 | 2896,19 |
| | | | |
| Intervalo | Altura (m) | Volume (m ³) | Vazão (m ³ /s) |
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 2 | 0,10 | 786,00 | 0,0001 |
| 3 | 0,15 | 1176,00 | 0,0001 |
| 4 | 0,20 | 1566,00 | 0,0001 |
| 5 | 0,25 | 1956,00 | 0,0001 |
| 6 | 0,30 | 2352,00 | 0,0001 |
| 7 | 0,35 | 2742,00 | 0,0002 |
| 8 | 0,40 | 3132,00 | 0,0002 |
| 9 | 0,45 | 3522,00 | 0,0002 |
| 10 | 0,50 | 3918,00 | 0,0002 |
| 11 | 0,55 | 4308,00 | 0,0002 |
| 12 | 0,60 | 4698,00 | 0,0002 |
| 13 | 0,65 | 5088,00 | 0,0002 |
| 14 | 0,70 | 5484,00 | 0,0002 |
| 15 | 0,75 | 5874,00 | 0,0002 |
| 16 | 0,80 | 6264,00 | 0,0002 |
| 17 | 0,85 | 6660,00 | 0,0002 |
| 18 | 0,90 | 7050,00 | 0,0003 |
| 19 | 0,95 | 7440,00 | 0,0003 |
| 20 | 1,00 | 7830,00 | 0,0003 |

Seguem as planilhas-resumo dos resultados obtidos para cada bacia e sub-bacia analisadas no estudo, para o cenário otimizado e utilizados na confecção das funções de auxílio ao planejamento da drenagem urbana.

| | Área (ha) | % i- perm. | area imp. (ha) | pop. (hab) | Dens. hab (hab/ha) | Área impermeável por habit. (m ² imp/hab) | Q saída ¹ (m ³ /s) | Abatimento na vazão de saída ampliada |
|----------------|-----------|---------------|----------------|------------|--------------------|--|--|---------------------------------------|
| MOINHO | 460,00 | 50,00 | 230,00 | 54050 | 118 | 42,55 | 30,24 | 56% |
| Bacia A | 236,90 | 63,20 | 149,72 | 41458 | 175 | 36,11 | 21,90 | 58% |
| Bacia B | 136,00 | 59,09 | 80,36 | 20345 | 150 | 39,50 | 10,80 | 54% |
| Bacia C | 157,40 | 64,12 | 100,92 | 28559 | 181 | 35,34 | 19,71 | 74% |
| Bacia D | 209,80 | 67,91 | 142,48 | 44445 | 212 | 32,06 | 17,55 | 51% |
| Bacia F | 37,70 | 66,17 | 24,95 | 7413 | 197 | 33,65 | 7,18 | 79% |
| AREIA | 950,00 | 61,22 | 581,59 | 165303 | 174 | 35,18 | 41,00 | 51% |
| Média | | 61,67 | | | 172,29 | 36,34 | | 61% |
| desvio | | 5,92 | | | 31,01 | 3,57 | | 11% |

¹ Vazão de saída da bacia ou sub-bacia na solução otimizada

| | Q Max ² saída (m ³ /s) | V total (m ³) | Área total rsvt (m ²) | % área bacia útil. por rsvt | Volume / área total (m ³ /ha) | Volume / área impermeável (m ³ /ha) | Volume / população (m ³ /hab) |
|----------------|--|---------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|--|--|--|
| MOINHO | 54,38 | 18866,88 | 9850 | 0,21% | 41,01 | 82,03 | 0,35 |
| Bacia A | 37,54 | 10288,02 | 13420 | 0,57% | 43,43 | 68,71 | 0,25 |
| Bacia B | 20,04 | 6953,42 | 4290 | 0,32% | 51,13 | 86,53 | 0,34 |
| Bacia C | 26,55 | 3550,24 | 3906 | 0,25% | 22,56 | 35,18 | 0,12 |
| Bacia D | 34,22 | 16830,74 | 15320 | 0,73% | 80,22 | 118,13 | 0,38 |
| Bacia F | 9,07 | 590,88 | 7832 | 2,08% | 15,67 | 23,69 | 0,08 |
| AREIA | 80,15 | 73551,81 | 44768 | 0,47% | 77,42 | 126,47 | 0,44 |
| Média | | | | 0,66% | 47,35 | 77,25 | 0,28 |
| desvio | | | | 0,65% | 24,74 | 38,55 | 0,14 |

² Vazão de saída da bacia ou sub-bacia na solução de ampliação total do sistema sem otimização e sem reservatórios

| | Custo Total (R\$) | Custo / área total (R\$/ha) | Custo / volume (R\$/m³) | Custo / popul. (R\$/hab) | Custo / área imp. (R\$/ha) |
|----------------|------------------------------|--|---|-------------------------------------|---------------------------------------|
| MOINHO | 5 608 247,00 | 12 191,84 | 297,25 | 103,76 | 24 383,68 |
| Bacia A | 6 581 337,00 | 27 781,08 | 639,71 | 158,75 | 43 957,40 |
| Bacia B | 2 078 284,00 | 15 281,50 | 298,89 | 102,15 | 25 861,40 |
| Bacia C | 3 942 076,00 | 25 044,96 | 1 110,37 | 138,03 | 39 059,51 |
| Bacia D | 15 098 050,00 | 71 964,01 | 897,05 | 339,70 | 105 969,69 |
| Bacia F | 1 039 627,00 | 27 576,31 | 1 759,46 | 140,24 | 41 674,95 |
| AREIA | 39 632 464,50 | 41 718,38 | 538,84 | 239,76 | 68 145,02 |
| Média | | 31 651,15 | 791,65 | 174,63 | 49 864,52 |
| desvio | | 20 200,37 | 520,19 | 86,16 | 28 653,39 |