

Otimização das Obras de Controle de Cheias em uma Bacia Urbana

Marcus Aurélio Soares Cruz, Carlos Eduardo Morelli Tucci

Instituto de Pesquisas Hidráulicas – UFRGS
marcus@dep.prefpoa.com.br, tucci@iph.ufrgs.br

Recebido: 31/03/06 - Revisado: 25/08/06 - Aceito: 09/03/07

RESUMO

A urbanização descontrolada tem provocado a ampliação dos picos e a frequência das inundações, 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. O controle por trechos isolados com canalização, prática frequente no Brasil, apenas tem transferido a inundação de um ponto para outro dentro da bacia hidrográfica, com custos muitas vezes insustentáveis para os municípios.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana tem surgido como instrumento para a gestão das inundações nas cidades. Este plano geralmente contempla a avaliação dos impactos do escoamento por bacia hidrográfica buscando a eliminação das inundações para um determinado risco de projeto através de medidas estruturais e não-estruturais. A concepção de um projeto de macrodrenagem em uma bacia urbana que considere o controle das inundações deve buscar a combinação do uso de reservatórios de amortecimento e aumento da capacidade de escoamento com o menor custo sem a transferência para jusante dos impactos quantitativos.

Este artigo apresenta a concepção de um modelo de otimização baseado em algoritmos genéticos associado a um modelo de simulação hidrológico-hidráulico que objetiva avaliar alternativas de solução para os problemas de inundações em bacias urbanas. A função objetiva da otimização é a função de menor custo construtivo (custo-efetividade), combinando a implantação de detenções e a ampliação de condutos. O modelo foi aplicado na bacia do Areia na cidade de Porto Alegre. Os resultados mostraram grande potencial para aplicação do modelo e redução substancial do tempo de planejamento com a obtenção de soluções otimizadas.

Palavras-chave: drenagem urbana, reservatórios de retenção, algoritmos genéticos.

INTRODUÇÃO

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 alagamentos. 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).

O controle dos alagamentos, durante muitos anos, tem se restringido à implantação de obras localizadas de ampliação da capacidade condutora do sistema de drenagem, através da concepção de projetos de estruturas hidráulicas (Silveira, 1998). Isto produziu apenas a transferência de impactos de um lugar para outro dentro da cidade, gerando um passivo de prejuízos com obras de custo muito alto.

O uso de medidas estruturais de controle do escoamento pluvial é muito recente no Brasil (Tucci,

2002). Dentre estas destacam-se o aumento da capacidade de infiltração da água no solo e o uso de medidas de amortecimento das vazões pluviais. Esta abordagem busca recuperar a capacidade de armazenamento perdida pela bacia urbanizada. No entanto, estes sistemas também têm sido analisados em trechos isolados.

Com o desenvolvimento dos primeiros Planos Diretores de Drenagem Urbana: Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (IPH, 2002) e Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba (SUDERHSA, 2002) foram elaborados planos de controle do conjunto da bacia hidrográfica considerando a integração de efeitos entre as mesmas na cidade, para evitar a transferência de impactos.

No desenvolvimento destes planos verificou-se a necessidade de identificar a capacidade de escoamento, detectar locais de alagamentos e planejar obras de controle que evitassem as inundações para um determinado risco. Para atingir este objetivo existem infinitas soluções possíveis que combinem

reservatórios e ampliação da capacidade de drenagem, sem que a vazão para jusante da bacia seja ampliada.

Para obter a solução desejada geralmente é definido o “lay-out” que combina as detenções e ampliações de redes para evitar inundações para o risco escolhido. Por tentativa e erro e um modelo de transformação chuva-vazão são encontradas as dimensões entre armazenamento e condução.

O objetivo deste estudo foi desenvolver um modelo de otimização associado a um modelo de simulação para a seleção de alternativas de controle do escoamento na drenagem urbana, através da implementação de reservatórios de amortecimento e ampliações controladas da capacidade condutora do sistema de drenagem urbana, como parte de um sistema de suporte à decisão para a gestão quantitativa do escoamento pluvial urbano.

TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO

A otimização consiste em minimizar uma função objetiva sujeita a restrições expressas por funções. A função objetiva 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 usada para a 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.

Os métodos de otimização mais utilizados em associação aos modelos hidrológicos têm sido as técnicas iterativas e mais recentemente os algoritmos baseados na geração de valores aleatórios para pesquisa do ótimo global.

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” (Saramago, 2003). Estes métodos geram valores aleatórios direcionados no espaço de pesquisa do problema guardando o melhor valor encontrado. A difusão deste tipo de método somente foi possível com o aumento da capacidade de processamento dos computadores pessoais. Por exemplo, no sistema aqui proposto, cada tentativa da otimização representa a simulação de todos os trechos da bacia com um modelo hidrológico.

Estes métodos utilizam os conhecimentos obtidos de resultados anteriores e os combinam. O resultado conseguido é uma poderosa técnica 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 (AG). Os AG pertencem à classe de algoritmos que imitam o processo de evolução dos organismos vivos para a pesquisa de soluções para problemas diversos. Segundo Lacerda e Carvalho (1999) apesar de todas as vantagens, os AG ainda são bastante lentos, e não raro ainda estão avaliando a população inicial enquanto outros métodos já encontraram a solução. No entanto, apresentam vantagens para problemas com muitos pontos ótimos e muitas variáveis. O algoritmo “Shuffled Complex Evolution” ou SCE-UA (Duan et al., 1992 e Duan et al., 1994) tem sido utilizado em conjunto com modelos hidrológicos com bastante sucesso (Collishonn, 2001). O processo de busca é iniciado com a seleção uma população de “s” pontos de forma aleatória, dentro do espaço definido pelas restrições, através de uma distribuição uniforme. Cada grupo de parâmetros representa um ponto no espaço de busca, através do valor da função objetiva. 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.

ESTRUTURA DE UM SISTEMA DE SUPORTE À DECISÃO EM DRENAGEM URBANA (SSDDrU)

Um Sistema de Suporte à Decisão para drenagem urbana pode envolver as diferentes situações e fases da implantação da mesma na cidade. Nesta

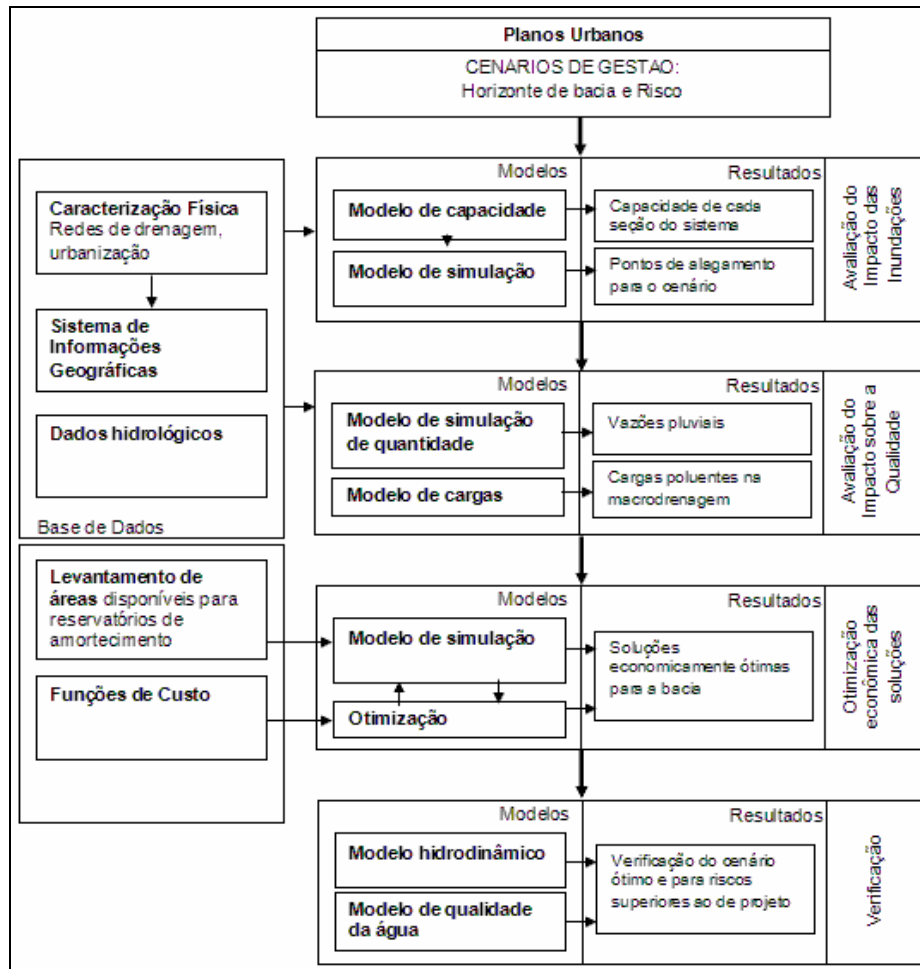


Figura 1 - Estrutura básica de um Sistema de Suporte à Decisão em Drenagem Urbana

pesquisa a ênfase será dada ao desenvolvimento e montagem de modelos voltados para a avaliação e controle dos impactos já existentes na drenagem. A estrutura básica de um SSDDrU pode ser dividida nos seguintes módulos (Figura 1):

Base de dados: Este módulo é composto por um conjunto de informações integrantes do sistema e também por dados fornecidos pelo usuário como: informações sobre coeficientes e parâmetros hidrológicos relacionados às características das bacias urbanas; 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.

Avaliação dos Impactos das Inundações: Neste módulo são determinados e definidos: (a) capacidade do sistema de drenagem existente. Para isto pode ser utilizado um modelo hidráulico ou simplesmente a equação de Manning; (b) cenários de planejamento quanto ao horizonte de desenvolvimento da bacia e período de retorno; (c) pontos com insuficiência hidráulica (locais de inundação). Esta determinação envolve a utilização de um modelo de simulação. Neste trabalho foi escolhido o sistema IPHS1 (Tucci et al., 1987), que será descrito adiante.

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 reavaliação, 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.

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 do tipo 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.

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.

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 inicia pelo levantamento dos locais dentro da bacia em estudo que permitam a implementação de reservatórios de amortecimento das vazões pluviais. 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 obtida através de métodos de busca. Neste estudo o módulo de otimização das alternativas de controle utiliza o algoritmo SCE-UA (Duan et al., 1992 e Duan et al. 1994). Para cada tentativa da otimização é utilizado o modelo de simulação IPHS1 citado acima.

Verificação: Este módulo faz a verificação da solução final obtida através da simulação do funcionamento do sistema utilizando modelos hidráulicos que consideram os efeitos dinâmicos e as condições de condutos pressurizados. Caso ocorra a detecção de alguma diferença significativa entre os resultados

obtidos, pode-se reiniciar o processo de solução com as devidas correções. A tendência é que os modelos hidrológicos sejam conservadores com relação aos modelos que consideram o sistema pressurizado.

Também se realiza a verificação do comportamento do sistema de drenagem quando submetido a cenários superiores ao de projeto. Os modelos hidráulicos utilizados devem conter as equações completas de Saint Venant e representar sistemas de condutos sob-pressão utilizando, por exemplo, a “fenda de Preissman” (Villanueva, 1990) de forma a permitir a representação de efeitos de remanso, pressões, ressaltos, etc. Este estudo utilizou o módulo EXTRAN do modelo SWWM (James e James, 1999).

A Figura 2 mostra o funcionamento do sistema proposto (Cruz, 2004).

MODELO HIDROLÓGICO

O modelo hidrológico determina as vazões com base na precipitação de projeto. Este modelo é utilizado para identificar os locais de alagamentos e para as tentativas do modelo de otimização. O sistema utilizado foi o IPHS1 (Tucci et al., 1987). Este é um sistema computacional modulado que permite ao usuário a determinação de hidrogramas de projeto em diferentes seções do sistema hídrico com base em várias combinações de algoritmos de escolha do usuário. O sistema foi utilizado na fase de estudo de alternativas para a determinação da capacidade do sistema de drenagem da macrodrenagem da bacia 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., 1959) para a distribuição temporal da precipitação, com intensidade obtida através das curvas i-d-f disponíveis;
- 2. Transformação precipitação – vazão:** Foram utilizados os módulos que representam o modelo Soil Conservation Service (SCS, 1975) para a separação do escoamento e o método de Clark (Tucci, 1998) para a propagação superficial.
- 3. Propagação de vazão:** Neste módulo existem duas situações: (i) propagação em reservatório, descrito pelo método de Puls; (ii) propagação em canais e galerias simulados pelo modelo Muskingum-Cunge linear. Estes métodos são descritos em Tucci (1998).

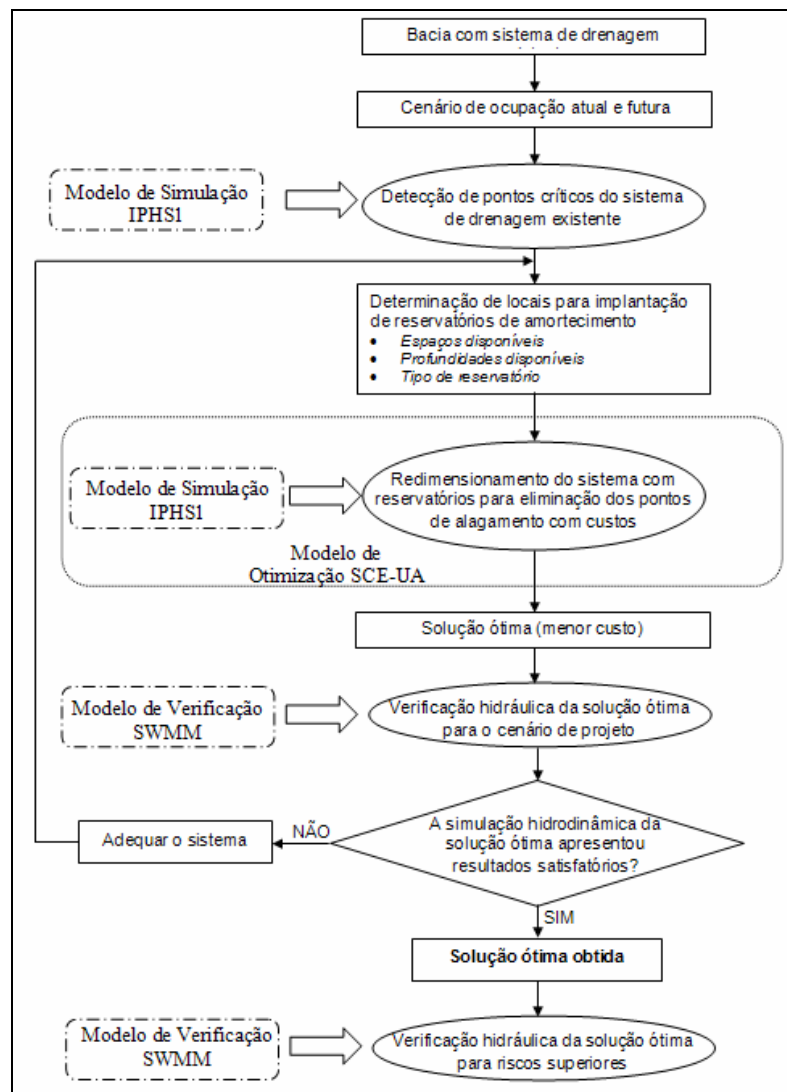


Figura 2 - O funcionamento do sistema otimização-simulação

MODELO DE OTIMIZAÇÃO

Equacionamento

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.

Sistema: Considerando um sistema na forma de árvore com N nós e N trechos a jusante destes nós (Figura 3), cada um destes nós apresentará um ou mais condutos convergindo com vazão Q_e (Q_{e1} , Q_{e2} , ..., Q_{er}), sendo que o somatório destas vazões é

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

Cada nó tem uma capacidade máxima atual de vazão Q_{c_i} , obtida a partir das características do conduto, galeria ou canal existente. O usuário definirá em que nó(s) pode(m) ser previsto(s) M reservatório(s) de detenção, dependendo das caracterís-

ticas locais, como área disponível, existência de desnível de terreno suficiente, tipo de solo, etc.

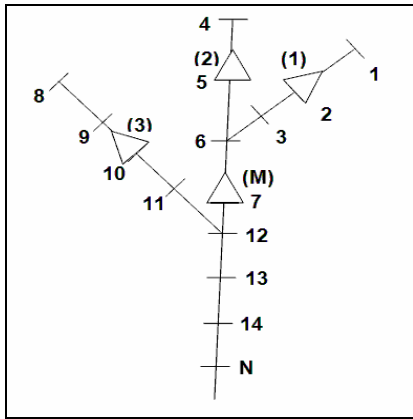


Figura 3 - Representação esquemática de um sistema de drenagem urbana (trechos e nós)

Quando existe uma detenção (Figura 4) haverá uma vazão de saída amortecida Q_{a_i} , correspondente a um volume V_k (Figura 5).

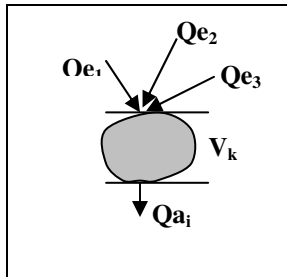


Figura 4 - Característica do nó com detenção

Desta forma, a vazão de saída é função do volume do reservatório:

$$Q_{a_i} = f(V_k) \tag{2}$$

Esta função é obtida com base em funções intermediárias. O volume do reservatório possui relação com a profundidade do escoamento [$h_k = f(V_k)$, obtida da topografia da área] e este com a vazão de saída. A vazão e a profundidade se relacionam pela função:

$$Q_{a_i} = g(h_k) \tag{3}$$

Esta função é expressa pela equação de orifício seguinte:

$$Q_{a_i} = C_d \cdot A_k \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_k} \tag{4}$$

onde: C_d 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 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 6). 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.

Existem N nós, com vazão de projeto de chegada Q_{E_i} e capacidade condutora atual do trecho de jusante Q_{C_i} . Para aqueles nós sem reservatório, a vazão a jusante deste nó (Q_i) é simplesmente igual a Q_{E_i} . A vazão de ampliação à jusante do nó: $Q_{I_i} = Q_i - Q_{C_i}$, resultando na necessidade de ampliação do trecho de rede se $Q_i > Q_{C_i}$.

Nos nós em que seja prevista a implantação de um reservatório, a vazão Q será equivalente ao somatório de Q_{a_i} e Q_{b_i} ($Q_{b_i} = 0$ para reservatórios “in-line”). Neste caso deverá ser também avaliada a necessidade de ampliação do trecho de jusante do nó, pois pode ocorrer ainda $Q_{I_i} > 0$.

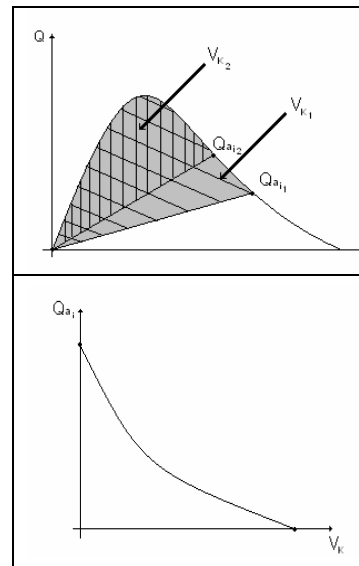


Figura 5 - Exemplo de estimativa da vazão de saída do reservatório em função do volume de detenção.

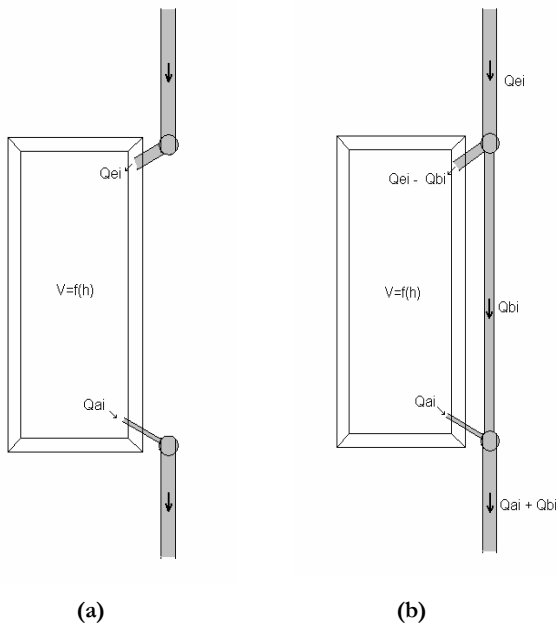


Figura 6- Desenho esquemático para reservatórios “in-line” (a) e “off-line” (b)

Desta forma resta a determinação de Q_{ai} 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 Q_{ai} correspondente. Portanto a *variável de otimização é a área do descarregador de fundo (A_k)*. Também é possível considerar a vazão de “by-pass” (Q_{bi}) 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 Q_{bi} .

Função Objetiva: Considerando que a solução ótima determine o mínimo custo de intervenção, a função objetiva pode ser expressa por

$$F.O = \sum_{i=1}^n w(Q_i) + \sum_{k=1}^m u(A_k) \quad (5)$$

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.

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.

Os custos unitários foram obtidos a partir de tabelas para orçamento do Departamento de Esgotos Pluviais. Estas curvas foram obtidas a partir da consideração de uma profundidade média de 1,0m sobre as redes pluviais, valor médio no município. Existe grande influência que a incidência de rocha tem sobre os valores considerados. Foi ajustada uma equação aos valores obtidos. 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). A equação de custos unitários para redes fica:

$$C_{unit} = 6,25 \cdot D \cdot (1+R)^{0,143} + CPAV \quad (6)$$

onde: C_{unit} – custo unitário de implantação da rede (R\$/m); D – diâmetro da rede (cm); R – incidência rochosa no solo (%); $CPAV$ – custo de remoção e recolocação do pavimento (R\$/m).

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. As equações de custo para alturas de 0,50m, 1,0m e 1,50 m ficam:

$$C_{\text{unit}} = 6,25 \cdot L \cdot (1+R)^{0,119} + \text{CPAV} \quad (7)$$

$$C_{\text{unit}} = 7,09 \cdot L \cdot (1+R)^{0,134} + \text{CPAV} \quad (8)$$

$$C_{\text{unit}} = 7,92 \cdot L \cdot (1+R)^{0,146} + \text{CPAV} \quad (9)$$

onde: C_{unit} – custo unitário de implantação da galeria (R\$/m); D – largura da galeria (cm); R – incidência rochosa no solo (%); CPAV – custo de remoção e reposição do pavimento (R\$/m).

Os custos de remoção e reposição de pavimento foram estimados para cinco tipos, conforme mostra a Tabela 1. Nesta tabela verificam-se as funções ajustadas para o cálculo de CPAV em cada tipo de pavimento.

Tabela 1 – Tipos de pavimentos e funções de custo

Tipo de pavimento	Função ajustada	R ²
Asfalto	CPAV = 8,09 · L ^{0,52}	0,979
Paralelepípedo	CPAV = 3,80 · L ^{0,49}	0,984
Laje de Grês	CPAV = 9,07 · L ^{0,41}	0,976
Basalto	CPAV = 7,01 · L ^{0,50}	0,982
Grama	CPAV = 4,07 · L ^{0,40}	0,970

onde: L – largura da galeria ou diâmetro da tubulação (cm)

Função de custo das detenções

A função de custo correspondente à detenção relaciona o volume V e o custo de sua construção, $u()$. 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 custos unitários de implantação dos reservatórios de amortecimento, assim como os custos unitários das redes pluviais, também variam sensivelmente com a incidência de rocha. A estimativa de custos unitários para reservatórios de amortecimento abertos e fechados, podem ser obtidos, respectivamente por:

$$C_{\text{unit}} = 35,68 \cdot (1+R)^{0,254} \quad (10)$$

$$C_{\text{unit}} = 256,45 \cdot (1+R)^{0,064} \quad (11)$$

onde: C_{unit} – custo unitário de implantação de reservatório (R\$/m³); R – incidência rochosa no solo (%).

Como pode ser observado, o custo por m³ 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.

Funções de custo complementares

Para a função de custos dos reservatórios deve-se ainda acrescer 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 freqüentes 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.

A legislação municipal vigente em Porto Alegre prioriza a manutenção dos cursos d'água existentes sem canalização. Assim, para os casos de arroios a quantificação dos custos foi realizada a partir da consideração da desapropriação de áreas habitadas que seriam inundadas para os eventos críticos analisados. Esta função de custo é determinada a partir da seguinte fórmula:

$$C_{\text{desap}} = A_{\text{inun}} \times C_{\text{unit}} \quad (12)$$

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 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 deseje 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.

Neste estudo não foram considerados os custos referentes à manutenção dos sistemas, uma vez que nos cenários de planejamento em geral se consideram percentuais fixos do valor investido, no

entanto estes podem representar parcelas importantes e devem ser avaliados para projetos executivos.

Método de Otimização

A otimização da função objetiva da equação (5) 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 objetiva 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 7.

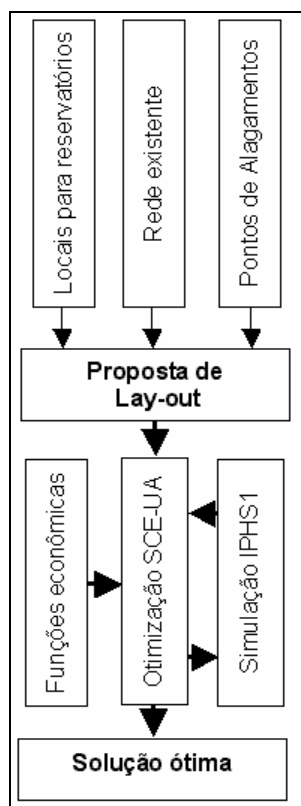


Figura 7 – Estrutura da metodologia de otimização aplicada no estudo

MODELO DE VERIFICAÇÃO

O SWMM (USEPA,1969 apud James et al., 1999) é um sistema também modular, iniciado em 1969 e possui um módulo de propagação hidrodinâmica em redes e canais abertos. Este módulo foi desenvolvido para utilização na cidade de São Fran-

cisco 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. Este modelo deve ser 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 modelo 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.

RESULTADOS

A bacia do Areia tem área de 20,85 km², dos quais aproximadamente a metade corresponde especificamente à bacia do Arroio da Areia, 11,7 km² (bacia estudada). O restante pertence ao polder do Aeroporto (Figura 8). O Arroio tem comprimento de 5,4 km até a Casa de Bombas Sílvio Brum, e desnível de 121 m. O Arroio do Areia recebe pequenos canais ao longo do curso como Canal Assis Brasil, Carneiro da Fontoura, Menna Barreto e Cerro Azul (IPH, 2002). A bacia é densamente urbanizada a montante. O curso principal corre abaixo do greide das ruas, somente uma parte atravessa o meio das quadras, passando nos fundos das residências. Na Figura 8 é apresentada a ocupação urbana em Fevereiro de 2003.

As sub-bacias foram determinadas a partir de mapas cadastrais de redes de drenagem na escala 1:2000 e nas cartas de levantamento planialtimétrico na escala 1:1000 foram delimitadas as áreas contribuintes aos trechos de drenagem. Dados demográficos por bairro foram obtidos de informações de censo habitacional (DMAE, 1996 e IBGE, 2000). Com base nestes dados foi estimada a população por sub-bacia. A população futura foi determinada a partir dos valores previstos no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano.

Cada sub-bacia foi subdividida nas áreas contribuintes aos trechos de macrodrenagem existentes em seu interior. A Figura 9 mostra a divisão da bacia do arroio da Areia em 7 sub-bacias principais e estas divididas em subáreas, bem como o seu sistema de macrodrenagem. 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 estimada com base na literatura (Chow, 1959) e corrigidos para considerar as perdas localizadas, como poços de visitas e mudanças de direção, perdas lineares resultantes da idade das tubulações, assoreamento e presença de lixo, características dominantes nas bacias estudadas.



Figura 8 - Imagem da bacia do Areia (2003)

As áreas impermeáveis foram obtidas com base na relação desenvolvida por Campana e Tucci

(1994) em função da densidade habitacional. Com base nas áreas impermeáveis e o tipo de ocupação foram estimados o valor de CN (modelo Soil Conservation Service) adotado em cada sub-bacia. O tempo de concentração foi estimado através da combinação de escoamento de sub-bacias estimado por Kirpich e corrigido em função das áreas urbanas e tempo de deslocamento pelos condutos conhecidos. Os parâmetros K_s 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 et al., 1995). A Tabela 2 mostra as características obtidas e os parâmetros utilizados por sub-bacia e subárea.

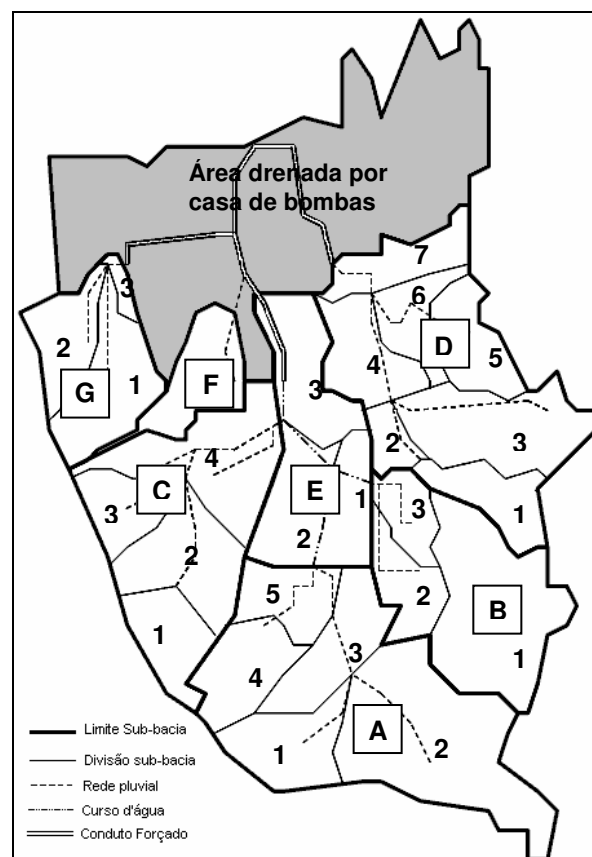


Figura 9 - Sub-bacias e sistema de macrodrenagem na bacia do arroio da Areia.

Avaliação da capacidade do sistema existente

A avaliação da capacidade condutora do sistema de drenagem na bacia do arroio da Areia foi

realizada por sub-bacia. A geração do hidrograma de entrada na redes de macrodrenagem de cada subárea deu-se através da utilização do modelo I-PHS1. O sistema de macrodrenagem foi definido considerando rede com diâmetro mínimo igual ou superior a 0,80m. A Figura 10 mostra os 55 trechos compostos por galerias circulares e retangulares, canais, arrosios e condutos forçados definidos nas sub-bacias. 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 foi adaptada de Bemfica (1999).

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. Para não mascarar os resultados, o modelo propaga o escoamento total pelo sistema, sem considerar acúmulo de água, redimensionando trechos insuficientes hidráulicamente ao longo do percurso. O comprometimento dos trechos com insuficiência hidráulica são representados através do seguinte índice:

$$r = \frac{Q_{\text{necessária}}}{Q_{\text{existente}}} \quad (13)$$

Este coeficiente relaciona a capacidade condutora existente no trecho com a capacidade necessária para um cenário de ocupação considerando toda a área contribuinte àquele trecho. As simulações realizadas identificaram os trechos com insuficiência hidráulica. A Figura 11 mostra a distribuição do grau de insuficiência (r) para o cenário de ocupação previsto no futuro. Verifica-se o grau de comprometimento do sistema de drenagem com alguns trechos apresentando r superiores a 7 e 10 e praticamente todos os trechos com alguma insuficiência.

Otimização de Alternativas

Após a detecção dos pontos de insuficiência hidráulica para os cenários de estudo foram desenvolvidas as alternativas de solução para os problemas através da escolha de locais passíveis de implantação

de reservatórios de amortecimento das vazões pluviiais. 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.

A Figura 12 mostra os locais selecionados como passíveis de implantação de bacias de amortecimento das águas pluviais em cada sub-bacia. As características de cada local estão apresentadas na Tabela 3. Para a sub-bacia G não foram detectados locais com características favoráveis.

Com relação à incidência de rocha, foi considerado o valor de 30% predominante em todas as bacias, excetuando a sub-bacia C (local 06), onde o local para o reservatório apresenta afloramentos rochosos, sendo utilizada então uma taxa de 70%.

Apenas nos trechos de canal da bacia E-3 foi considerada a possibilidade de desapropriação de áreas, uma vez que existem edificações muito próximas aos equipamentos de drenagem. O custo unitário foi de R\$ 200,00/m² de terreno.

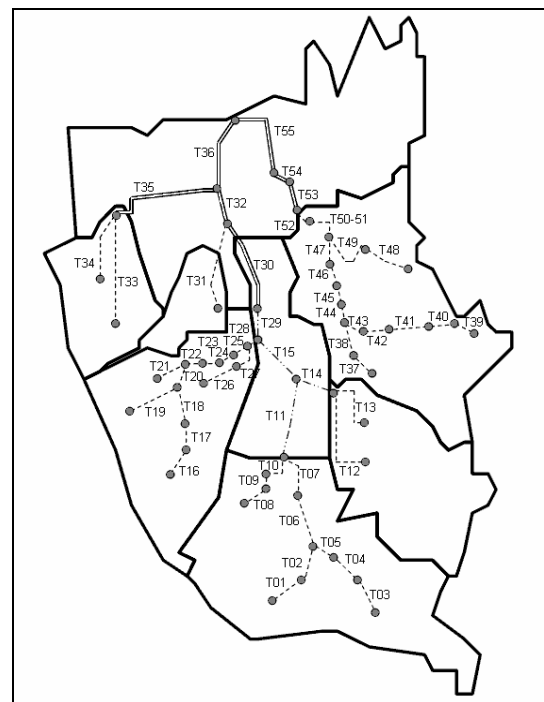


Figura 10 - Discretização do sistema de drenagem simulado na bacia do arroio da Areia

Tabela 2 – Características e parâmetros das sub-bacias e sub-áreas avaliadas na bacia do arroio da Areia

Sub-bacias	Área (ha)	CENÁRIO DE OCUPAÇÃO ATUAL				CENÁRIO DE OCUPAÇÃO FUTURA			
		População (hab)	Taxa imperme. (%)	Tc (min.)	CN	População (hab)	Taxa imperme. (%)	Tc (min.)	CN
A-1	33,8	1555	29,24	6,5	81	5915	63,20	2,26	90
A-2	96,9	7022	40,80	10,9	84	16958	63,20	3,79	90
A-3	50,7	2617	32,17	6,5	82	8873	63,20	2,26	90
A-4	30,0	1176	2	6,8	80	5250	63,20	2,37	90
A-5	25,5	550	10,00	7,4	76	4463	63,20	2,58	90
B-1	93,3	3853	26,51	9,71	80	13686	58,72	5,15	89
B-2	27,3	1819	38,66	3,36	84	4778	63,20	2,19	90
B-3	15,4	1438	47,24	3,44	86	1882	54,07	3,04	88
C-1	17,9	386	10,00	7,42	76	3133	63,20	2,92	90
C-2	48,8	1708	38,03	5,43	84	8899	64,24	3,27	90
C-3	20,9	732	38,03	4,94	84	3814	64,24	2,98	90
C-4	69,8	2443	38,03	6,47	84	12713	64,24	3,90	90
D-1	27,8	2900	50,06	5,10	87	5320	65,48	3,67	91
D-2	13,1	1250	47,79	2,83	86	2948	69,59	1,76	95
D-3	66,6	6957	50,09	5,69	87	14984	69,59	2,60	94
D-4	31,1	2876	46,99	5,30	86	6846	69,03	3,19	94
D-5	28,1	2955	50,26	5,27	87	6088	68,63	3,27	93
D-6	19,8	2036	49,68	2,70	87	4170	67,91	1,74	93
D-7	23,3	2027	45,44	5,90	86	4089	63,27	4,03	90
E-1	34,9	0	0	6,00	70	0	0	6,00	70
E-2	12,1	0	0	6,20	70	0	0	6,20	70
E-3	40,2	3627	46,36	3,65	86	8823	68,96	2,14	94
F	37,7	3193	44,76	4,52	86	7413	66,17	2,87	91
G-1	44,5	3928	45,81	2,91	86	8342	64,95	1,98	91
G-2	27,0	2302	44,93	3,57	86	5377	66,49	2,27	92
G-3	2,7	241	46,08	2,64	86	540	66,60	1,72	92

Tabela 3 - Características básicas dos locais passíveis de implantação de bacia de amortecimento

Local	Descrição	Amáx (m ²)	Hmáx (m)
01	Praça Luiz Blessman	2200,0	1,0
02	Praça Lopes Trovão	2820,0	2,0
03	Praça Quintino Bocaiúva	5600,0	1,5
04	Praça La Hire Guerra	2800,0	1,0
05	Loteamento Germânia	4290,0	2,0
06	Pça Leon. Macedônia	3906,0	3,0
07	Country Club	8930,0	3,0
08	Praça Dr. Gastão Santos	1600,0	1,0
09	Praça John Kennedy	500,0	1,0
10	Praça Alfredo Schbe	1200,0	1,0
11	Pça Fortunato Pimentel	2600,0	1,0
12	Praça Irani Bertelli	8460,0	1,5
13	Loteamento Grécia	4260,0	1,0
14	Estádio Alim Pedro	7832,0	1,0

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 $T_r=10$ 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. Para os descarregadores de fundo os limites vão de “zero” a uma 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.

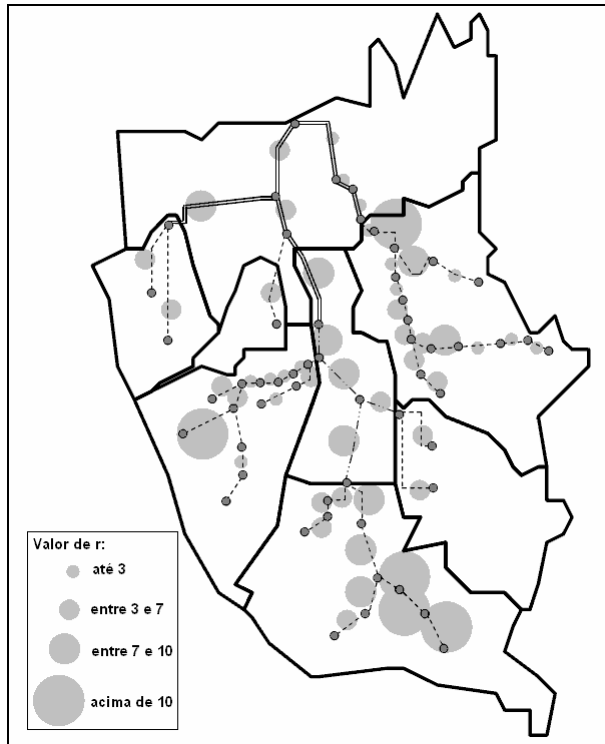


Figura 11 – Valores de r para a bacia do arroio da Areia no cenário futuro.

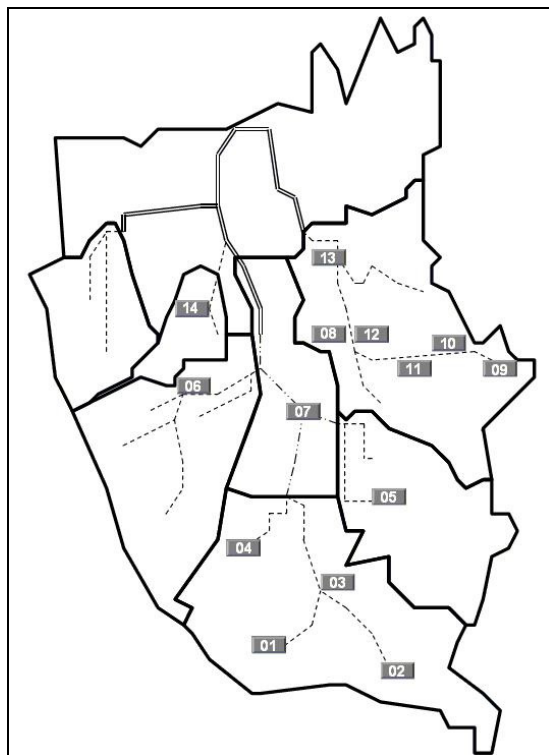


Figura 12 - Possíveis locais para a implantação de bacias de amortecimento na bacia do arroio da Areia

A Tabela 4 mostra os valores limites para o espaço de busca das variáveis de otimização em cada reservatório.

Otimização por sub-bacia: Nesta primeira análise, o processo de otimização deu-se em cada sub-bacia, sem considerar os efeitos dos hidrogramas de saída (estrangulamento) de cada seção sobre as de jusante, excetuando-se a sub-bacia E, que recebe os efluentes de outras três sub-bacias. A otimização foi obtida com cerca de 25.000 avaliações da F.O.. O processo computacional consumiu em média cerca de 1 hora e 53 minutos para otimização com um processador Pentium IV 1.7 GHz com 256 Mb de memória RAM. Foram realizadas cinco rodadas do modelo para uma maior garantia do mínimo global. A Tabela 5 mostra os valores finais otimizados por sub-bacia, e a Tabela 6 os custos finais obtidos.

Tabela 4 – Espaço de variação para os valores das variáveis de otimização em cada reservatório

Local	Área do descarregador de fundo (m ²)		Vazão de “by-pass” (m ³ /s)	
	Limite Inferior	Limite Superior	Limite Inferior	Limite Superior
01	0,00	1,58	1,26	4,70
02	0,00	2,21	2,49	8,80
03	0,00	6,70	5,00	22,30
04	0,00	1,77	1,41	5,20
05	0,00	4,00	3,00	14,00
06	0,00	4,00	4,90	20,00
07	0,00	11,00	0,00	51,00
08	0,00	3,00	2,40	8,00
09	0,00	2,00	1,50	6,00
10	0,00	2,00	2,00	7,00
11	0,00	3,00	2,40	8,00
12	0,00	7,00	6,70	23,00
13	0,00	15,00	11,80	40,00
14	0,00	2,00	1,50	7,00

Para a sub-bacia A 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 aumentaria em 491%. Estes números mostram o grau de comprometimento do sistema atual de drenagem na sub-bacia, já detectado na etapa de avaliação. O custo de implantação das estruturas de armazenamento das águas

pluviais representou 20,17% do custo total da solução escolhida.

Para a sub-bacia D, o sistema 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.

Tabela 5 – Resultados finais obtidos do processo de otimização por sub-bacias

Sub-bacia	Local	Volume (m³)	Área descarga (m²)	Vazão by-pass (m³/s)
A	01	1267,0	0,048	1,356
	02	3164,0	0,015	2,577
	03	4452,0	0,911	5,042
	04	1406,0	0,333	1,519
B	05	6953,0	0,103	3,401
C	06	3548,0	0,208	10,048
D	08	0,00	1,515	7,938
	09	0,00	0,836	5,756
	10	0,00	0,871	6,777
	11	1037,0	0,049	2,723
	12	11796,0	0,008	6,705
13	3998,0	0,322	15,302	
E	07	23171,0	2,824	0,009
F	14	591,0	1,063	3,707

Tabela 6 – Custos finais obtidos do processo de otimização por sub-bacias

Sub-bacia	CUSTO (milhões R\$)
A	6,581
B	2,078
C	3,942
D	15,098
E	3,524
F	1,040
G	8,687
Total	40,950

Otimização da bacia como um todo: o modelo de otimização foi executado para fornecer a solução de mínimo custo considerando toda a bacia do Areia com 14 reservatórios e 55 trechos. O processo de otimização apresentou-se bem mais lento, dado o

grande número de operações a realizar e uso de memória computacional, resultando em 253.000 avaliações da função objetiva, com um tempo de processamento de aproximadamente 52 horas e 14 minutos. A Figura 13 ilustra o processo evolutivo do modelo na busca do ótimo global. A Tabela 7 mostra os valores finais otimizados para a bacia do Areia completa e a Tabela 8 mostra os custos finais obtidos nesta análise.

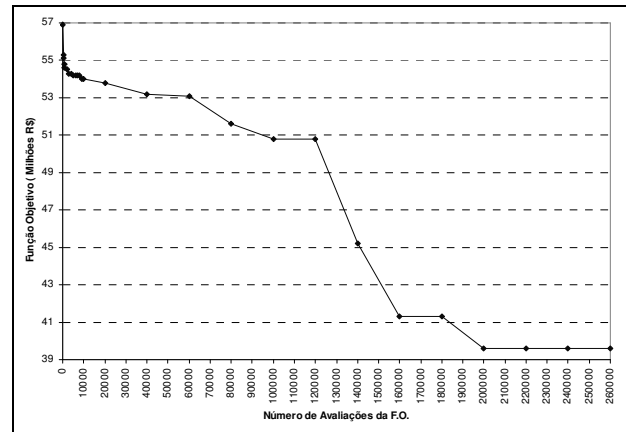


Figura 13 - Evolução do processo de otimização na bacia do arroio da Areia

Tabela 7 – Resultados finais obtidos do processo de otimização da bacia completa

Sub-bacia	Local	Volume (m³)	Área descarga (m²)	Vazão by-pass (m³/s)
A	01	1410,0	0,004	1,300
	02	3306,0	0,001	2,506
	03	6833,0	0,009	5,004
	04	1659,0	0,001	1,400
B	05	7251,0	0,006	3,402
C	06	9328,0	0,007	4,904
D	08	0,00	1,324	8,748
	09	0,00	0,059	6,645
	10	0,00	0,597	7,532
	11	1037,0	0,050	2,728
	12	11797,0	0,008	6,700
13	3998,0	0,334	15,300	
E	07	24038,0	2,450	0,001
F	14	2896,0	0,006	1,502

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. 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 dos condutos do Areia, pois mesmo com todas as medidas de contenção ainda são necessárias grandes ampliações no sistema.

Tabela 8 – Custos finais obtidos do processo de otimização da bacia completa

Sub-bacia	CUSTO (milhões R\$)
A	6,628
B	2,093
C	4,532
D	15,098
E	1,466
F	1,129
G	8,687
Total	39,633

Otimização por sub-bacias x otimização completa: A Figura 14 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 apenas com condutos.

O cenário de ampliação total do sistema, isto é, aumentar a capacidade condutora do sistema sem implantar reservatórios, foi avaliado apenas para efeito de comparação com os cenários de otimização. Este cenário representaria um custo total de R\$ 60,3 milhões, sem contabilizar a mitigação dos impactos que estariam sendo transferidos para jusante da bacia. Observa-se pelos valores das tabelas 6 e 8 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 diferença verificada a favor da solução conjunta na bacia do Areia deve-se basicamente à redução de custos na macrodrenagem 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%, ou ainda na sub-bacia F, com 8,6% de acréscimo no custo.

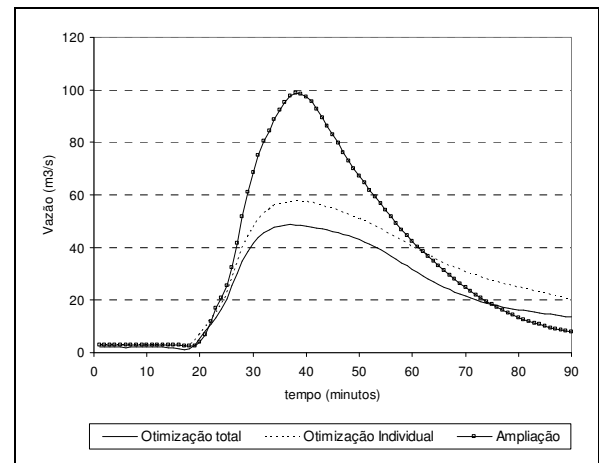


Figura 14- Hidrogramas de saída para os cenários de solução propostos na bacia do Areia

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%. Portanto, a otimização da bacia completa prioriza o armazenamento nas sub-bacias como forma de reduzir os custos de condução a jusante.

Verificação da solução ótima

Na etapa de verificação, o cenário final escolhido no processo de otimização é submetido à simulação com um modelo hidrodinâmico, como forma de verificar a existência de efeitos hidrodinâmicos não considerado pelo modelo de Muskingum-Cunge e analisar o funcionamento do sistema frente a eventos de riscos superiores ao de projeto. Foi utilizado o módulo EXTRAN do modelo SWMM (USEPA, 1969 apud James et al., 1999) para esta etapa.

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. A Figura 15 mostra os hidrogramas obtidos através da simulação hidrodinâmica na saída da bacia, juntamente com os resultantes do modelo IPHS1 para os cenários otimizados 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 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.

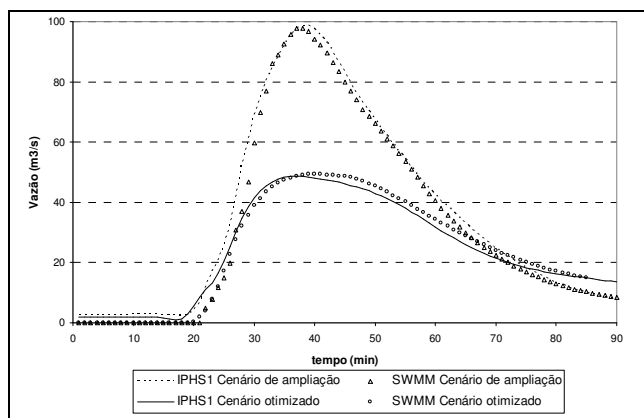


Figura 15- Hidrogramas de saída da bacia do Areia – modelos IPHS1 e hidrodinâmico (SWMM).

O sistema foi então submetido a hidrogramas de projeto de recorrências superiores a 10 anos através de simulações com o modelo hidrodinâmico. A Figura 16 mostra os hidrogramas resultantes na saída da bacia. Percebe-se claramente o efeito de abatimento nos picos dos hidrogramas de recorrências superiores a 10 anos devido ao armazenamento ocorrido nas ruas, por conta dos volumes que não conseguem entrar no sistema rapidamente.

O comportamento dos reservatórios de amortecimento foi analisado através das lâminas d'água que ocorreram sobre os seus vertedores de segurança. As lâminas sobre os vertedores variaram

entre 0,06m e 0,71m, o que indica um funcionamento seguro para estas estruturas, considerando que foi aplicado um evento crítico com 100 anos de período de retorno.

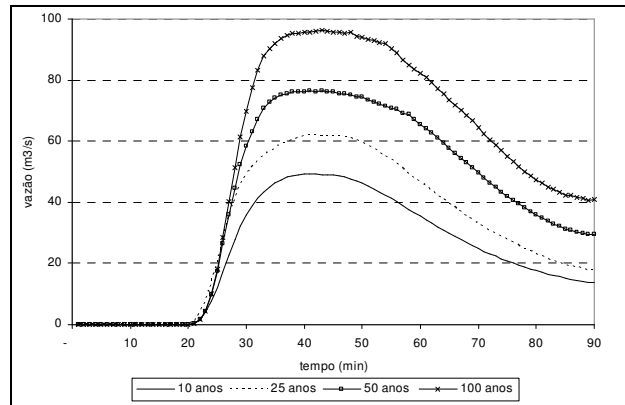


Figura 16 - Hidrogramas de saída da bacia do Areia para chuvas de 10, 25 , 50 e 100 anos de período de retorno.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Uma estrutura de sistema de suporte a decisão para gestão do controle dos impactos existentes na drenagem urbana de uma bacia foi apresentada. Este sistema é composto por vários modelos utilizados em conjunto para otimizar a solução das intervenções estruturais na bacia.

Os modelos atuais geralmente utilizam simulação e a tentativa e erro para encontrar a melhor solução econômica. Neste sistema foi incorporada a otimização considerando a minimização dos custos de implantação da solução. O modelo de otimização utiliza um modelo de simulação precipitação-vazão para determinar cada uma das tentativas da otimização. Como a função objetiva é do tipo implícita, um método baseado num algoritmo genético foi escolhido.

A solução obtida pode ser verificada por um modelo hidrodinâmico, da mesma forma que cenários superiores ao do risco de projeto, quando os efeitos hidrodinâmicos e de sistema pressurizados ocorrem. O sistema otimizado não considera os volumes necessários a melhoria da qualidade da água do pluvial, mas a eliminação, para o risco escolhido das inundações.

Este tipo de sistema apresenta uma significativa redução de custo nos estudos de Planos de Controle das Inundações de uma bacia urbana, conside-

rando a automação da busca da solução economicamente ótima.

O estudo buscou validar a hipótese de aplicabilidade da metodologia a bacias urbanas brasileiras através de um estudo de caso em Porto Alegre: bacia arroio da 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 da bacia analisada, pois foram consideradas as sub-bacias do Areia individualmente, que apresentavam área média de 1,7 Km² e a bacia do conduto forçado do arroio da Areia, com 9,5 Km².

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.

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 completa 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.

REFERÊNCIAS

- BEMFICA, D.C. 1999 *Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre*. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS.
- CAMPANA, N.A., TUCCI, C.E.M. 1994 Estimativa da área impermeável em macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia*, Vol. 12, N2, (Dez 1994), p. 79-94.
- CHOW, V.T. 1959. *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill.
- COLLISCHONN, W. 2001. *Simulação hidrológica de grandes bacias*. Tese de Doutorado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS.
- CRUZ, M. A. S. 2004 *Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas*. Tese de Doutorado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS.
- 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, 1996 Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Departamento Municipal de Água e Esgotos. *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.
- 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.
- IBGE. 2000. *Censo Demográfico 2000*. Governo Federal. Ministério do Planejamento Orçamento e Gestão. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.
- IPH. 2002. *Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre - 1ª Etapa*. Prefeitura Municipal de Porto Alegre.
- 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.
- LACERDA, E. G. M., CARVALHO, A. C. F. 1999. Introdução aos Algoritmos Genéticos. in: 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.
- SARAMAGO, S.F.P. 2003 Métodos de Otimização Randômica: Algoritmos Genéticos e Simulated Annealing. *Mini-curso XXVI CNMAC*. Faculdade de Matemática. Uberlândia-MG.

- 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. Em: BRAGA, B., TUCCI, C., TOZZI, M. *Drenagem Urbana: gerenciamento, simulação, controle*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH.
- SUDERSHA, 2002. Medidas não-estruturais. Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba. CH2MHILL Engenharia do Brasil Ltda
- TUCCI, C. E. M. 2002. Gerenciamento da Drenagem Urbana. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 7, n.1.Jan/Mar, 5-27.
- 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., ZAMANILLO, E. A., PASINATO, H. 1987 D. Sistema de simulação precipitação-vazão IPHS1. In: *Recursos Hídricos – Publicação 20*. IPH-UFRGS. Porto Alegre.
- TUCCI, C.E.M. 1998 *Modelos Hidrológicos*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH. 670p.
- VILLANUEVA, A. 1990 *Modelo para escoamento não permanente em uma rede de condutos*. Dissertação de Mestrado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS.

ate control alternatives to drainage impacts in urban basins. The objective function of the optimization process is the lowest building cost, mixing detention reservoirs and canalization. The model was implemented in the Areia watershed in the city of Porto Alegre. The results showed great potential for model applications and shorter planning time, achieving optimized solutions.

Key-words: urban drainage, detention reservoirs, genetic algorithms.

Flood Control Devices Optimization In A Urban Basin

ABSTRACT

Uncontrolled urbanization has generated increased runoff peaks and flood frequency with new isolated flood points. These effects result from the increase in impervious surfaces with greater rainfall runoff volumes and slower runoff. Drainage control in isolated fields with canalization, usually done in Brazil simply changes the flood point in a watershed at a high cost.

The Urban Drainage Master Plan has arisen as a flood management tool in many cities. This plan includes a runoff impact evaluation of the hydrographic basin. It seeks to eliminate the flood points for a design risk using structural and non-structural measures.. The design of a drainage project in an urban basin with flood control must combine the use of detention reservoirs with increased sewer runoff capacity. This kind of drainage control must have a low cost without transferring the quantitative impacts downstream.

This article shows the development of the optimization model that uses genetic algorithms linked with a hydrological-hydraulic simulation model. The model seeks to evalu-