

IX-027 - MODELO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA ESTIMATIVA E DELIMITAÇÃO DE ÁREAS INUNDADAS

Greyce Bernardes de Mello Rezende⁽¹⁾

Arquiteta pela Universidade Estadual de Goiás. Especialista em Gestão e Gerenciamento de Obras pela Universidade Federal de Goiás. Mestre em Engenharia Urbana pela Universidade Federal de Uberlândia. Professora Assistente da Universidade Federal de Mato Grosso – Campus Araguaia.

José Eduardo Alamy Filho⁽²⁾

Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Uberlândia, mestre em Engenharia Hidráulica e Saneamento pela Universidade de São Paulo (EESC/USP) e doutor em Engenharia Hidráulica e Saneamento pela Universidade de São Paulo (EESC/USP). Professor nível adjunto 3 da Universidade Federal de Uberlândia.

Endereço⁽¹⁾: Universidade Federal de Mato Grosso – Campus Araguaia II. Av. Gov. Jaime Campos, 6390 - Barra do Garças – MT CEP: 78600-000 - Brasil- Tel: (66) 3405-5317 - e-mail: greycebernardes@yahoo.com.br

RESUMO

Uma das questões mais críticas em termos de drenagem urbana está relacionada com o transbordamento de canais que drenam sub-bacias urbanizadas. Nessas condições, as vazões induzidas pelas chuvas são amplificadas pelo efeito da urbanização, apresentando antecipação dos tempos de pico e aumento das vazões. Quando estas vazões atingem os talvegues das sub-bacias, há um efeito transitório de propagação de cheias nos canais de macrodrenagem. O transbordamento ocorre quando as profundidades superam a altura da calha. Nesses casos, a água invade a planície de inundação, gerando zonas de alagamento que, via de regra, são delimitadas após a ocorrência das enchentes, por manchas deixadas nas paredes dos edifícios circunvizinhos. O intuito da presente dissertação é apresentar uma metodologia numérica para realizar prognósticos de zonas afetadas por enchentes em sub-bacias urbanas. O método proposto baseia-se em três tipos de modelos fundamentais: o hidrológico, que estabelece a relação entre precipitação e vazão; o hidráulico, que calcula o escoamento dentro do canal; e o modelo de terreno, utilizado para estimativa de áreas alagadas. A metodologia proposta necessita da caracterização da bacia, do uso e ocupação do solo, da equação de chuva e da distribuição temporal da tormenta. As características geométricas do canal também devem ser levantadas, bem como as curvas de nível no entorno do canal. Para efeito de aplicação, utilizou-se uma sub-bacia urbana da cidade de Rio Verde, GO. A metodologia apresenta utilidade na elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana, uma vez que há a possibilidade de se estimar zonas inundadas geradas por vários cenários, como intensificação da urbanização com ocupação de áreas permeáveis, a redução dos tempos de concentração das bacias, ou a análise de diferentes períodos de retorno das chuvas. Alterações das características dos canais, como aumento da altura da calha ou ampliação da seção transversal com a construção de reservatórios de retenção/detenção, e os efeitos destas mudanças na redução de áreas alagadas, também podem ser testados com a metodologia apresentada.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem Urbana, Propagação de Cheias, Zonas de Inundação.

INTRODUÇÃO

O avanço da urbanização sobre o meio natural de maneira desordenada e a implantação de loteamentos irregulares tem causado a degradação progressiva das áreas de mananciais e tem gerado um aumento das áreas urbanizadas, e conseqüentemente impermeabilizadas. Desta forma, o crescimento urbano das cidades brasileiras, planejado ou não, provoca impactos significativos na população e no meio ambiente.

Em relação à drenagem urbana, um dos principais impactos é em relação ao aumento da frequência e magnitude das inundações e como conseqüências, a degradação ambiental, prejuízos econômicos e, em casos mais extremos, tragédias com comprometimento de vidas. Neste contexto, nota-se a necessidade da utilização de diferentes tipos de modelos adaptados ou desenvolvidos voltados para a realidade das cidades brasileiras, cujo objetivo é antecipar-se aos problemas, com soluções que minimizem os impactos ambientais.

Salienta-se que tais modelos, são importantes ferramentas para a previsão e simulação de inundações e possíveis pontos sujeitos a alagamentos, auxiliando no planejamento da drenagem urbana. Este trabalho está inserido neste contexto, uma vez que seu foco está direcionado na construção de um modelo hidrológico/hidráulico que permitirá a simulação da propagação de cheias em canais urbanos. Um dos focos do trabalho está direcionado para a elaboração de metodologia preditora de áreas inundadas na vizinhança de canais de macrodrenagem. Dessa forma, o modelo poderá atuar como uma ferramenta de apoio à elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana.

A previsão de áreas atingidas por inundações é condicionada às curvas de nível do terreno, à declividade, uso e ocupação do solo e pelos dados hidrológicos e hidráulicos. Trata-se, portanto, de um procedimento dinâmico que se altera em seu contexto espacial e temporal. Para tanto, através do acoplamento entre os modelos hidrológico, hidráulico e o modelo numérico de terreno, podem-se elaborar previsões de inundações.

Dentro deste contexto, torna-se fundamental a realização de estudos que forneçam prognósticos, em áreas já urbanizadas, a fim de se antecipar na realização das medidas remediadoras e em áreas a serem urbanizadas, onde se pode chegar à inviabilização de sua ocupação. Com a simulação de cenários de precipitação e impermeabilização, produz-se a delimitação de zonas afetadas por enchentes, demonstrando áreas passíveis de riscos de ocupação, fornecendo dados, para que a gestão pública possa direcionar suas políticas de planejamento urbano. Em termos de aplicação, este trabalho apresenta a caracterização das sub-bacias da malha urbana da cidade de Rio Verde, estado de Goiás. A simulação de zonas inundadas foi realizada para a sub-bacia do córrego Barrinha, uma das mais urbanizadas da referida cidade.

MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada é sintetizada através do fluxograma abaixo (Figura 01). Este fluxograma destaca quais são os dados levantados, bem como o fundamento do método: o acoplamento entre o modelo numérico de terreno com os modelos hidrológico e hidráulico.

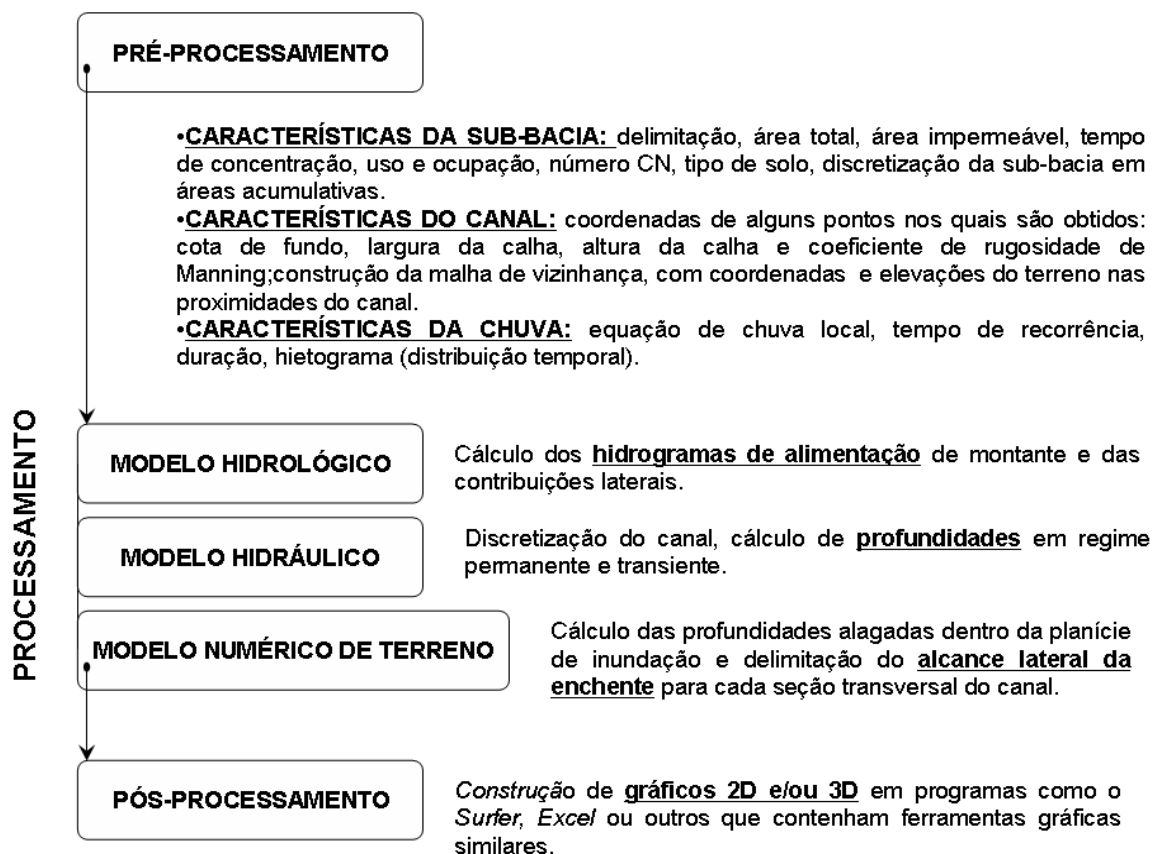


Figura 01 - Fluxograma síntese da metodologia de simulação e delimitação de enchentes.

DIVISÕES DAS SUB-BACIAS

Neste item são descritas as principais metodologias utilizadas para o levantamento de dados para caracterização das sub-bacias urbanas. Esta etapa da pesquisa serve como uma base de dados para a estimativa, em termos quantitativos, da parcela de precipitação transformada em escoamento superficial e da atenuação das vazões geradas nas sub-bacias até sua chegada nos canais. Trata-se, portanto, de uma etapa de embasamento dos cálculos hidrológicos do modelo proposto.

Primeiramente construiu-se o modelo tridimensional da superfície da cidade de Rio Verde, o qual foi obtido através da interpolação das cotas obtidas a partir do mapa de curvas de nível da cidade. A partir deste modelo, fez-se a delimitação das sub-bacias. Elas foram demarcadas a partir da utilização do programa SURFER, utilizando vetores de fluxo de escoamento superficial. Para tanto, após a geração do modelo numérico de terreno, foi construído um mapa de vetores que indicam as direções e sentidos seguidos pelo escoamento superficial gerado sobre a cidade. A delimitação dos divisores de água foi realizada detectando até que ponto havia convergência dos vetores para determinado curso de água.

Para melhor estudo, as sub-bacias foram numeradas, totalizando 22 sub-bacias. Das 22 sub-bacias, dividiu-se um conjunto de 06 sub-bacias, e outro conjunto com 16 sub-bacias, visto que há duas bacias na cidade com um divisor de águas no meio, sendo nomeadas como Bacia A e B.

MODELO HIDROLÓGICO

Este item descreve os principais aspectos dos modelos hidrológicos utilizados na presente pesquisa. Salienta-se que o objetivo primordial desta modelagem hidrológica é estimar as vazões geradas, como respostas aos cenários de precipitação nas sub-bacias urbanas, além de alimentar o modelo hidráulico de propagação de vazões nos canais urbanos.

Estimativa do número de curva (CN) de uma bacia

De acordo com Tomaz (2002), a chuva excedente (ou chuva efetiva ou *runoff*) é o volume de água de chuva que escoará superficialmente pela bacia. Segundo o mesmo autor, existem quatro métodos principais para a determinação da chuva excedente. Nesses métodos, determina-se a parcela da precipitação de chuva que infiltra-se no solo quando o mesmo é permeável. Os mais usados são o método do número da curva CN do SCS e o método de Horton. Este trabalho optou pela primeira alternativa, pelo fato dessa metodologia de transformação chuva-vazão levar em conta aspectos de uso e ocupação do solo, fator determinante em termos de drenagem urbana.

Segundo Sousa (2008), o método de transformação chuva-vazão da curva CN do SCS baseia-se na seleção de um número CN (curva de *runoff* ou número da curva) que corresponde a um coeficiente de escoamento superficial, cujo valor varia em função das características das áreas da bacia. De uma maneira geral, o número CN pode ser obtido a partir das características do solo, de pesquisas locais e da capacidade mínima de infiltração do solo. Em termos de aplicação da metodologia, os números CN são obtidos a partir de tabelas que constituem a combinação empírica de pelo menos três fatores: grupo do solo, cobertura e condições de umidade antecedente do solo.

Para determinação do número CN de uma área, primeiramente os solos são classificados em quatro grupos (A, B, C e D). A partir da classificação do solo nos quatro grupos, o número CN pode ser estimado, para bacias rurais, urbanas e suburbanas, a partir do tipo de uso do solo.

Conforme Sousa (2008), dentro desta análise é conveniente ressaltar que a umidade do solo exerce influência na sua capacidade de infiltração, afetando a geração de escoamento superficial. A tendência do solo saturar-se de água normalmente ocorre após períodos prolongados de chuvas, reduzindo a infiltração e aumentando o escoamento superficial. Nesses casos, o número CN, deve ser corrigido para levar em conta a condição de umidade antecedente do solo.

Enfim, o que foi explicado, passo a passo, pode ser exemplificado pela Figura 02, a qual ilustra o fluxograma para obtenção do número CN da bacia.

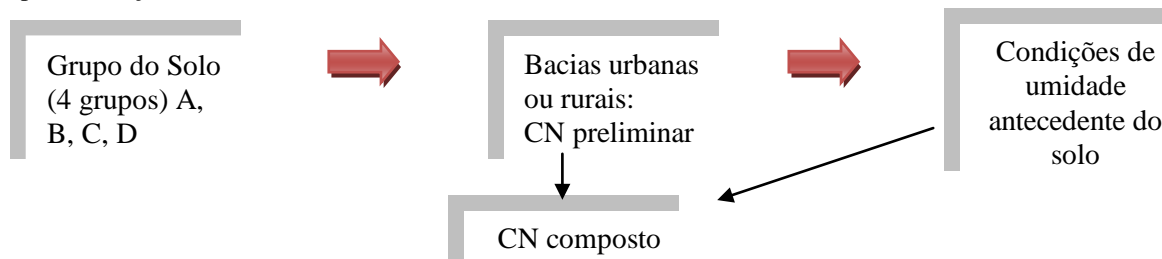


Figura 02 - Fluxograma para obtenção de CN

É importante notar que, dentro de uma mesma bacia, coexistem áreas impermeáveis e áreas permeáveis, bem como áreas com diferentes tipos de ocupação do solo. Dessa forma, há a necessidade de se estimar um número CN composto ou resultante que considere essas diferentes áreas. Esse número CN composto pode ser calculado como:

$$CN = \sum_{i=1}^N \left[CN_i \cdot \frac{A_i}{A_{total}} \right] \quad \text{equação (1)}$$

Na equação 6.1:

- CN : número CN composto da bacia em estudo (adimensional);
- CN_i : número CN para um determinado tipo de uso e ocupação do solo da bacia (adimensional);
- A_{total} : área total da bacia;
- A_i : área da bacia correspondente ao número CN_i ;
- N : número de usos e ocupações diferentes, para o solo da bacia analisada.

O número CN representa, portanto, um coeficiente que indica a geração potencial de escoamento superficial que pode ser gerado em resposta a uma precipitação qualquer. Seus valores estão atrelados ao tipo de solo superficial, à cobertura desse solo, ao tipo de bacia (se urbana ou rural), às condições de umidade antecedente do solo e, finalmente, ao grau de impermeabilização da bacia. Assim, quanto maior for o CN, maior será a geração de escoamento superficial.

Na presente pesquisa, os valores de CN foram estimados para as sub-bacias que compõem setores urbanos de Rio Verde, levando em consideração as características diferentes de cada uma delas. De acordo com o mapa de solos do município, adotou-se o tipo D para todas as sub-bacias e condições de umidade antecedente tipo II (normal) para todas as sub-bacias. Em relação à cobertura do solo, utilizaram-se cinco divisões, de acordo com os tipos de ocupação verificados atualmente na zona urbana de Rio Verde: zonas residenciais com lotes menores que 500 m²; zonas comerciais e de escritórios; zonas industriais; terrenos baldios em boas condições e zonas cultivadas com conservação do solo.

O Método Santa Bárbara

De acordo com Tomaz (2002), o objetivo do Método Santa Bárbara é obter o hidrograma de uma precipitação para uma determinada bacia considerando um local escolhido, normalmente ao longo do talvegue da bacia analisada. Em outras palavras, fixando-se uma seção de controle dentro do talvegue, a metodologia estima como as vazões, geradas pela chuva excedente, variam com o tempo, nesta seção.

O Método Santa Bárbara considera o efeito de armazenamento, isto é, da parcela do escoamento superficial que fica retida temporariamente na bacia que chegará na seção de controle com certo atraso. Portanto, a metodologia leva em consideração a atenuação do escoamento superficial dentro da própria bacia. Ainda combina o escoamento superficial que ocorre sobre as áreas permeáveis e impermeáveis de uma bacia.

Neste trabalho, a aplicação do Método Santa Bárbara foca-se na estimativa dos hidrogramas de cheia para seções de controle nos talvegues das sub-bacias. Portanto, fixando uma seção componente de um canal urbano, o Método estima a relação entre *vazão* e *tempo*, nessa seção do canal.

Assim, para inicializar o procedimento de cálculos do Método, necessita-se de alguns dados, como:

- **Parâmetros da precipitação:** Equação de Chuva, tempo de recorrência, duração e o tipo de distribuição temporal da tormenta (como as curvas de Huff, por exemplo);
- **Parâmetros da bacia:** área total, área impermeável, tempo de concentração (t_c), e o número CN resultante;
- **Passo de tempo** dos cálculos (Δt).

A partir dos valores de entrada, há a necessidade de alguns cálculos iniciais:

- **Precipitação efetiva-total:** $P = i \times t_d$ equação (2)
Sendo i a intensidade de precipitação (calculada a partir da equação de chuva do local) e t_d a sua duração.
- **Potencial máximo de retenção da bacia:** $S = \frac{25400}{CN} - 254$ equação (3)
- **Fração de área impermeável:** $d = A_I / A_{total}$ equação (4)
- **Coefficiente de retardo:** $k_r = \frac{\Delta t}{2.t_c + \Delta t}$ equação (5)

O coeficiente de retardo (k_r) representa o atraso do escoamento em chegar até a seção de controle, enquanto que o potencial máximo de retenção (S) representa a parcela de precipitação que fica retida nas depressões do terreno, não gerando, portanto, escoamento superficial.

A partir desses cálculos preliminares, o hidrograma final pode ser calculado através da sequência iterativa de operações descritas a seguir:

- **Precipitação acumulada** (obtida a partir das curvas de distribuição temporal da chuva): $P_{ac}^{t+\Delta t} = \% P_{ac} \times P/100$ equação (6)
Sendo que $\%P_{ac}$ é relacionada com o instante ($t+\Delta t$) da chuva, mediante curvas de distribuição temporal.
- **Precipitação por faixa:** $P_{fx}^{t+\Delta t} = P_{ac}^{t+\Delta t} - P_{ac}^t$ equação (7)
- **Escoamento superficial acumulado** (transformação chuva-vazão):
$$Q_{ac}^{t+\Delta t} = \frac{(P_{ac}^{t+\Delta t} - 0,2 \cdot S)^2}{P_{ac}^{t+\Delta t} + 0,8 \cdot S}, \text{ quando } P_{ac}^{t+\Delta t} > 0,2.S$$

$$Q_{ac}^{t+\Delta t} = 0, \text{ quando } P_{ac}^{t+\Delta t} < 0,2.S$$
 equação (8)

Nota-se que, de acordo com a metodologia, o escoamento superficial somente surge quando a precipitação acumulada supera 20% do potencial máximo de retenção da bacia.

- **Escoamento superficial por faixa:** $Q_{fx}^{t+\Delta t} = Q_{ac}^{t+\Delta t} - Q_{ac}^t$ equação (9)
- **Intensidade da chuva efetiva na área impermeabilizada:**
 $i^{t+\Delta t}_{im} = P_{fx}^{t+\Delta t} / \Delta t$ equação (10)
- **Intensidade da chuva efetiva na área permeável:**
 $i^{t+\Delta t}_{per} = Q_{fx}^{t+\Delta t} / \Delta t$ equação (11)

- **Vazão de entrada no reservatório imaginário:**

$$I^{t+\Delta t} = (i^{t+\Delta t}_{im} \cdot d + i^{t+\Delta t}_{per} \cdot (1-d)) \cdot x A_{total} \quad \text{equação (12)}$$

- **Vazão de saída do reservatório imaginário (geração do hidrograma de saída):**

$$Q_{ex}^{t+\Delta t} = Q_{ex}^t + k_r \cdot (I^t + I^{t+\Delta t} - 2 \cdot Q_{ex}^t) \quad \text{equação (13)}$$

A solução do Método Santa Bárbara é obtida a cada passo de tempo, por um procedimento iterativo e isto sugere a construção de um algoritmo computacional para solução das suas operações.

Discretização das sub-bacias

O caso mais simples de discretização espacial de uma bacia hidrográfica consiste em dividi-la em sub-bacias, onde cada uma é drenada por um curso de água. No presente contexto, o Método Santa Bárbara é aplicado para estimar hidrogramas de vazões, geradas pela chuva excedente, nos exutórios de cada sub-bacia. A despeito dessa capacidade preditiva e de considerar que o escoamento superficial pode ser atenuado na própria sub-bacia, o Método Santa Bárbara não prevê como ocorre o escoamento das vazões dentro da calha do canal. Em outras palavras, o Método não leva em conta as características geométricas do canal e, em decorrência do seu embasamento ser hidrológico e não hidráulico, as vazões estimadas podem não ser representativas das vazões realmente verificadas na seção transversal do canal, principalmente quando há interligações entre dois ou mais canais, mudanças de seção transversal e possibilidades de represamento. As adaptações descritas a seguir, baseadas na discretização das sub-bacias, visa a permitir uma alimentação do modelo hidráulico de propagação das vazões nos canais. Será considerada a discretização de uma sub-bacia em três setores de área acumulativa (Figura 03).

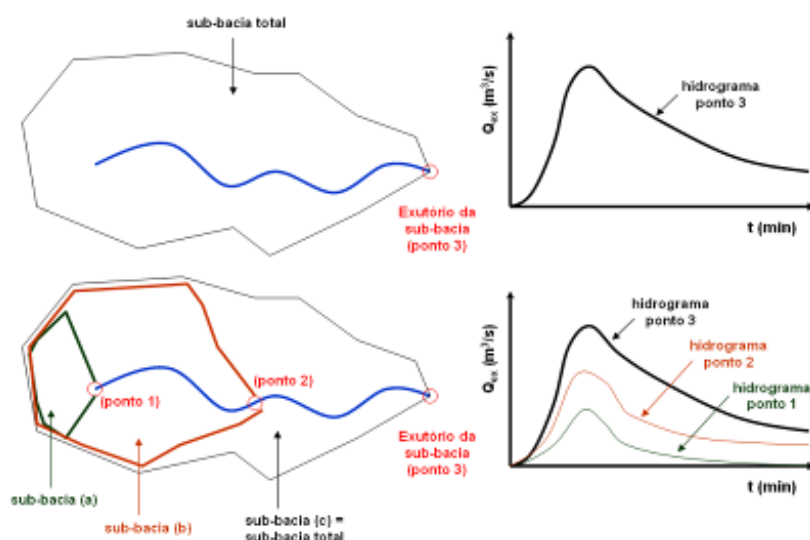


Figura 03 - Esquema de discretização de uma sub-bacia em três regiões de área acumulativa e hidrogramas estimados nos pontos de controle

Com a discretização, são estabelecidos pontos de controle intermediários no alinhamento do canal. Em cada um desses pontos de controle, o Método Santa Bárbara é aplicado para fazer estimativa dos hidrogramas. É importante comentar que cada sub-bacia discreta apresenta área acumulativa com a sub-bacia de montante. A despeito disto, as características como o número de curva CN são fatalmente alteradas. Dessa forma, é possível que a sub-bacia (b) tenha número CN menor do que a sub-bacia (a), caso as áreas impermeáveis concentrem-se mais a montante da sub-bacia total. Os tempos de pico dos hidrogramas tendem a ser antecipados, quanto mais a montante esteja a sub-bacia discreta. Em contrapartida, em função das maiores áreas drenadas, os pontos de jusante tendem a apresentar vazões de pico maiores e tempos de recessão mais extensos. Enfim, a discretização de uma sub-bacia em “N” sub-bacias consiste em aplicar todos os procedimentos do Método Santa Bárbara, inclusive a determinação dos números CN e dos tempos de concentração, para obter os hidrogramas nos “N” exutórios (ou pontos de controle). Na presente pesquisa, o critério adotado para o número de divisões foi:

- Maior comprimento (L) de canal das 22 sub-bacias: 5 divisões;
- Menor comprimento (l) de canal das 22 sub-bacias : 1 divisão;
- Comprimentos intermediários (li):

$$N_{\text{pontos}} = \frac{li - l}{L - l} \times (6 - 2) + 2 = (\text{maior inteiro}). \quad \text{equação (14)}$$

Com este critério, para cada sub-bacia total, o número de sub-bacias discretas varia de 2 a 6, de acordo com o comprimento do canal drenante.

A Figura 04 ilustra a região urbana estudada, com todas as 22 sub-bacias discretizadas. Para efeito de delimitação das sub-bacias discretas, foi utilizado o mesmo procedimento de delimitação da sub-bacia total, a partir da geração de vetores de fluxo pelo programa Surfer, baseados no modelo numérico de terreno.

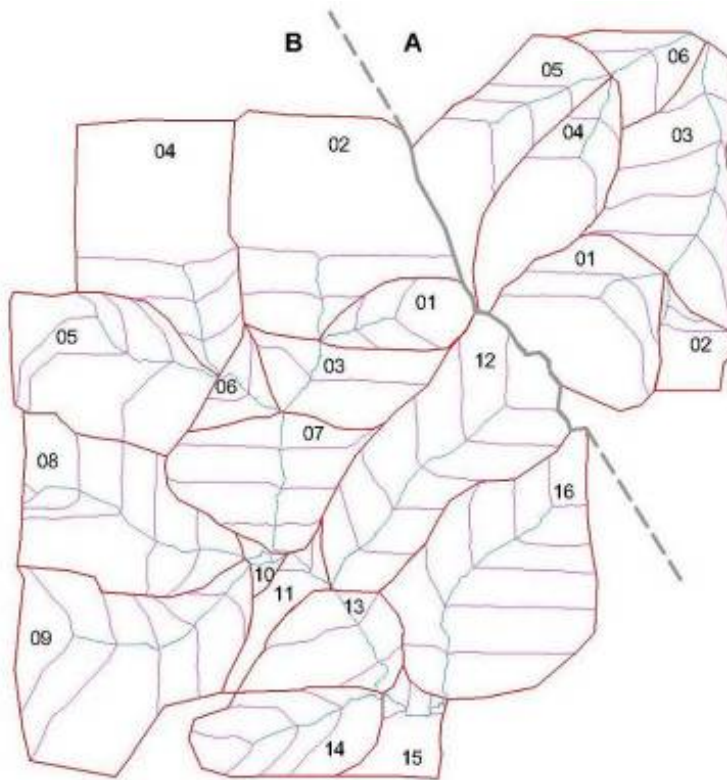


Figura 04 - Discretização final das 22 sub-bacias da área urbana de Rio Verde

Em termos de adaptação para o modelo hidráulico de propagação, a diferença entre os hidrogramas das sub-bacias discretas será utilizada para implementar contribuições difusas de vazão entre os pontos de controle (Figura 05). Em outras palavras, as vazões dos hidrogramas não serão injetadas diretamente nos pontos de controle, mas sim ao longo do comprimento do canal. Uma exceção será o ponto de controle de montante (ponto 1), onde o hidrograma atuará como condição de contorno de entrada. As seguintes relações são utilizadas:

$$Q_1^{t+\Delta t} = Q_{ex\ 1}^{t+\Delta t} \quad (\text{hidrograma de entrada no ponto de montante}); \quad \text{equação (15)}$$

$$q_{L1}^{t+\Delta t} = \frac{(Q_{ex\ 2}^{t+\Delta t} - Q_{ex\ 1}^{t+\Delta t})}{L_{1,2}} \quad (\text{vazão lateral, por metro de comprimento de canal, entre os pontos 1 e 2}); \quad \text{equação (16)}$$

$$q_{L2}^{t+\Delta t} = \frac{(Q_{ex\ 3}^{t+\Delta t} - Q_{ex\ 2}^{t+\Delta t})}{L_{2,3}} \quad (\text{vazão lateral, por metro de comprimento de canal, entre pontos 2 e 3}); \quad \text{equação (17)}$$

Em suma, considerando “N” divisões, a contribuição lateral entre os trechos “N” e “N-1” será calculada como:

$$q_{LN}^{t+\Delta t} = \left(Q_{ex\ N}^{t+\Delta t} - Q_{ex\ N-1}^{t+\Delta t} \right) / L_{N,N-1} \quad \text{equação (18)}$$

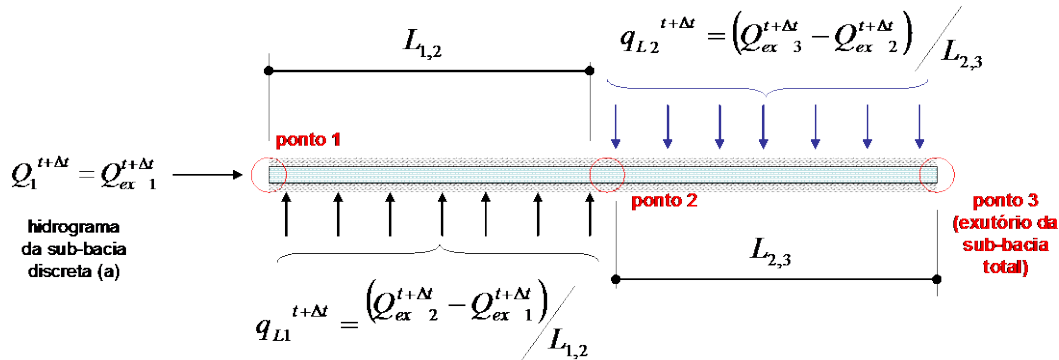


Figura 05 - Distribuição das vazões geradas pelo escoamento superficial ao longo do comprimento do canal.

Tempo de Concentração (Tc)

Para que o Método Santa Bárbara obtenha os hidrogramas de cheia, é necessário que este seja alimentado com alguns dados da área de drenagem, como o número CN, e o Tc (tempo de concentração). Existem várias fórmulas para a estimativa do tempo de concentração, neste trabalho, optou-se por utilizar a seguinte fórmula:

- **Método de Germano:** $tc = 18,628 \cdot \frac{L^{0,882}}{imp^{0,272}}$ equação (19)

Em que:

tc = tempo de concentração da bacia (min);

L = comprimento do talvegue principal (km);

imp = porcentagem de área impermeável na bacia (%).

MODELO HIDRÁULICO

Serão descritas as metodologias utilizadas para calcular o escoamento no canal.

Modelo de escoamento em regime permanente

Esta parte do trabalho tem o objetivo de delinear o perfil longitudinal inicial da linha de água nos canais, de forma a construir uma condição preliminar ao evento de precipitação e à propagação de ondas de cheia. A estimativa da superfície livre é feita entre duas seções consecutivas ao longo da distância longitudinal, visando ao cálculo das profundidades para uma determinada vazão de escoamento. Nota-se que, entre duas seções, há um decaimento do nível energético, uma vez que parte da energia do escoamento é dissipada por tensões de cisalhamento. O decréscimo da linha de energia equivale à carga energética dissipada, conhecida como perda de carga (ΔH). A carga energética total (H), disponível pelo escoamento em cada seção, é constituída pela soma das energias potencial, de pressão e cinética, todas por unidade de peso de água:

$$H = z + h + \frac{V^2}{2g} = z + h + \frac{Q^2}{A_m^2 \cdot 2g} \quad \text{equação (20)}$$

Na equação (6.24), z é a cota de fundo do canal, h e Q são, respectivamente, a profundidade do escoamento e a vazão na seção considerada. A chamada área molhada, definida por A_m , equivale à área da seção transversal efetivamente ocupada pela água do canal.

Para escoamentos permanentes e gradualmente variados, situação comum nos cursos de água durante as estiagens, a equação governante pode ser escrita como:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{(S_o - S_f)}{1 - (\alpha \cdot B \cdot Q^2) / (g \cdot A_m^3)} \quad \text{equação (21)}$$

Em que:

S_o = declividade do canal (m/m);

S_f = declividade da linha de energia (m/m);

α = coeficiente de Coriolis (adimensional);

B = largura do canal na superfície livre (m);

g = aceleração da gravidade, tomada como 9,81 m²/s.

O coeficiente de Coriolis (α) propicia uma correção de carga cinética para levar em conta a velocidade média na seção transversal. Seu valor é muito próximo da unidade, razão pela qual este trabalho adotou $\alpha=1$;

Em função da carência de cadastro das características geométricas dos canais urbanos de Rio Verde, a declividade do canal (S_o) foi calculada a partir da diferença entre duas curvas de nível consecutivas nos talwegues, dividida pelo comprimento em planta entre essas duas curvas de nível. A declividade da linha de energia pode ser aproximada, em cada seção, pela equação de Manning:

$$S_f = \left(\frac{n \cdot Q}{A_m \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{equação (22)}$$

Na equação de Manning (6.26), tem-se:

- n = coeficiente de rugosidade de Manning. Adimensional, normalmente tabelado, que depende do revestimento das paredes laterais e de fundo do canal;
- $R_h = A_m / P_m$ = raio hidráulico da seção (m);
- P_m = perímetro molhado (m), equivalente ao comprimento das paredes submersas (laterais e de fundo).

O procedimento utilizado, nesta pesquisa, para solução numérica da equação governante (21) é o *Standard Step Method*. Este procedimento iterativo estabelece incrementos espaciais (“passos”) Δx , calculando a profundidade do escoamento em seções consecutivas espaçadas desse incremento. Considerando escoamento fluvial (subcrítico) nos canais, o sentido de cálculo é realizado de jusante para montante, conforme ilustra a Fig. 06. No procedimento iterativo, após calculada, cada seção de montante (2) passa a ser a seção de jusante (1) para o próximo passo. Dessa forma, a linha de água é delineada ao longo de toda a extensão do canal.

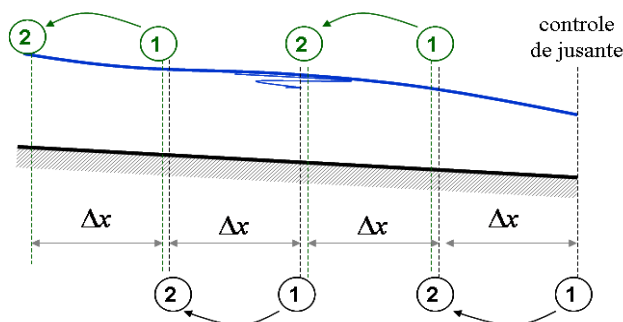


Figura 06 – Passos do *Standard Step Method*, explicitando a varredura das seções, para cálculo das profundidades, no sentido jusante-montante

Matematicamente, o *Standard Step Method* parte de variáveis conhecidas na seção (1) para calcular a profundidade na seção (2). O esquema dos passos pode ser resumido de acordo com os procedimentos encontrados em Chaudhry (2008):

Passo 1: calcular a carga energética do escoamento na seção 1:

$$H_1 = z_1 + h_1 + \frac{Q^2}{A_{m1}^2 \cdot 2g} \quad \text{equação (23)}$$

Sendo que: $A_{m1} = f(h_1)$

Passo 2: estimativa da primeira profundidade na seção 2:

$$\hat{h}_2 = h_1 + f(x_1, h_1) \cdot (x_2 - x_1) \quad \text{equação (24)}$$

$$\text{Sendo que: } f(x_1, h_1) = \frac{(S_{o1} - S_{f1})}{\left[1 - (\alpha \cdot B_1 \cdot Q^2) / (g \cdot A_{m1}^3)\right]} \quad \text{equação (25)}$$

Passo 3: com a primeira estimativa de profundidade (\hat{y}_2), calcular: \hat{B}_2 , \hat{A}_{m2} , \hat{P}_{m2} , \hat{R}_{h2} , \hat{S}_{f2} e z_2 ;

Passo 4: calcular $F(h_2)$, utilizando os valores de \hat{h}_2 , \hat{A}_{m2} , \hat{P}_{m2} , \hat{R}_{h2} , \hat{S}_{f2} :

$$F(h_2) = \hat{h}_2 + \alpha \frac{Q^2}{A_{m2}^2 \cdot 2g} + \frac{1}{2} \cdot \hat{S}_{f2} \cdot (x_2 - x_1) + z_2 - H_1 + \frac{1}{2} \cdot S_{f2} \cdot (x_2 - x_1) \quad \text{equação (26)}$$

Passo 5: utilização do método de Newton-Raphson para solução da equação $F(y_2) = 0$. Por este método, deve-se calcular a derivada dF/dh_2 , utilizando os valores já estimados de \hat{h}_2 , \hat{A}_{m2} , \hat{P}_{m2} , \hat{R}_{h2} , \hat{S}_{f2} :

$$\frac{dF}{dh_2} = 1 - \alpha \frac{Q^2 \cdot \hat{B}_2}{g \cdot \hat{A}_{m2}^3} - (x_2 - x_1) \cdot \left(\hat{S}_{f2} \cdot \frac{\hat{B}_2}{\hat{A}_{m2}} + \frac{2}{3} \cdot \frac{\hat{S}_{f2}}{\hat{R}_{h2}} \cdot \frac{dR_{h2}}{dh_2} \right) \quad \text{equação (27)}$$

Sendo que:

$$\frac{dR_{h2}}{dh_2} = \frac{\hat{B}_2}{\hat{P}_{m2}} - \frac{\hat{A}_{m2}}{\hat{P}_{m2}^2} \cdot \frac{dP_{m2}}{dh_2} \quad \text{equação (28)}$$

$$\frac{dP_{m2}}{dh_2} = \begin{cases} \frac{2}{2 \cdot \sqrt{1+s^2}} & (\text{canal retilineo}) \\ \frac{2}{2 \cdot \sqrt{1+s^2}} & (\text{canal trapezoidal}) \end{cases} \quad \text{equação (29)}$$

s = declividade dos taludes do canal trapezoidal.

Passo 6: aplicação da fórmula do método de Newton Raphson para estimativa da profundidade ajustada:

$$h_2 = \hat{h}_2 - \frac{F(h_2)}{\left(dF/dh_2\right)} \quad \text{equação (30)}$$

Passo 7: comparação dos valores calculados nas duas últimas iterações:

$$\text{Se } |h_2 - \hat{h}_2| \leq \text{tolerância}, \text{ então: } h_2 \text{ é a profundidade final calculada.}$$

senão: fazer $\hat{h}_2 = h_2$ e repetir os passos de (3) a (7).

A *tolerância* é um valor pequeno, de forma que a diferença $|h_2 - \hat{h}_2|$ não seja muito significativa. Em se tratando de diferença entre profundidades, a adoção de uma *tolerância* de 10^{-3} m, equivalente a 1 mm, é mais do que suficiente.

A vantagem do *Standard Step Method* é a de permitir o cálculo da posição superfície livre em canais com mudanças de declividade e de largura ao longo do comprimento. Essa circunstância é bastante comum em cursos de água naturais.

Modelo de propagação de cheia (escoamento em regime transiente)

A partir do início da precipitação, a propagação da vazão no canal passa a ser regulada pelas equações da continuidade e de quantidade de movimento, escritas para escoamento transitório em condutos livres. Nessas condições, as vazões e profundidades passam a variar no tempo e no espaço, havendo a propagação das ondas de cheia ao longo do comprimento do curso de água. Além disto, há o afluxo lateral de água e hidrogramas de entrada, calculados pelo modelo hidrológico, com contribuições que se alteram durante e depois do término da chuva. Para capturar essas variações, o período de simulação deve ser maior do que a duração da chuva. Assim, a simulação pode evidenciar o crescimento e recessão das vazões.

O modelo de onda cinemática, extraído de Vieira da Silva, Mascarenhas e Miguez (2007), foi utilizado para propagar a onda de cheia no canal. As equações básicas do modelo são:

- Equação da continuidade: $B_a \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L$ equação (31)

- Equação dinâmica: $S_o = \frac{Q^2 \cdot n^2}{B_d^2 \cdot h^{10/3}}$ equação (32)

Na equação da continuidade, o termo B_a é a largura de armazenamento, que é a largura total da seção, englobando a calha principal e as áreas alagadas adjacentes. Na equação dinâmica, o termo B_d é a largura onde de fato ocorre escoamento. Esta distinção ocorre porque toda a área molhada, inclusive a da planície de inundação, deve ser levada em conta para efeito do balanço de massa. O escoamento na planície de inundação, todavia, apresenta velocidades muitas vezes mais baixas do que na calha principal do conduto. Por isto que a largura do leito menor (B_d) é utilizada na equação dinâmica. O termo q_L representa a vazão lateral afluente. As variáveis básicas do conjunto de equações são a vazão (Q) e a profundidade do escoamento (h).

A equação discretizada para resolver a propagação da cheia pode ser escrita como:

$$Q_{j+1}^{k+1} = Q_j^{k+1} + \frac{1}{\theta} \left(\frac{\Delta x}{\Delta t} \right) \cdot (B_a \cdot \alpha) \cdot \left[(Q_j^k)^\beta - (Q_j^{k+1})^\beta \right] + \frac{1-\theta}{\theta} \cdot (Q_j^k - Q_{j+1}^k) + \frac{q_L \cdot \Delta x}{\theta}$$

equação (33)

Em que: $\alpha = \frac{n^{0,6}}{B_d^{0,6} \cdot S_o^{0,3}}$

Ainda na Equação 6.37, os índices k e $(k+1)$ representam o nível de tempo atual e futuro, respectivamente. O expoente β é igual a 0,60 e o fator θ é um parâmetro de ponderação que varia entre 0,5 e 1. Os sub-índices j e $(j+1)$ indicam, respectivamente, uma seção onde a vazão já é conhecida (Q_j^{k+1}) e uma seção imediatamente a jusante, onde se deseja calcular a nova vazão (Q_{j+1}^{k+1}). Com a obtenção das vazões (Q_{j+1}^{k+1}), a profundidade pode ser recuperada via aplicação direta da Equação 6.36.

Uma das principais características do modelo de onda cinemática é que somente há propagação da onda de montante para jusante. Por isto, em problemas transitórios de represamentos, marés ou fechamento de comportas de jusante, o modelo não é recomendado. Esta constitui uma importante limitação na simulação de canais em rede, onde as condições de confluência eventualmente produzem represamento de um ou mais canais, com vazões que se propagam temporariamente de jusante para montante. Uma outra característica é que o aspecto da onda cinemática não se altera ao longo do percurso. Isto significa que as ondas somente são propagadas para jusante, mas não são amortecidas dentro do canal. Este fator tende a calcular profundidades maiores do que aquelas realmente observadas. Se a metodologia for utilizada para alertas de enchentes, isto pode ir a favor da segurança. De toda forma, os modelos de onda cinemática normalmente apresentam menos problemas de instabilidade numérica quando comparados com modelos mais completos da equação dinâmica.

ESTIMATIVA DE ZONAS INUNDADAS: ACOPLAMENTO DO MODELO HIDRÁULICO COM O MODELO NUMÉRICO DE TERRENO

Neste item, descrevem-se os procedimentos para estimativa de manchas de inundação relacionadas a possíveis extravasamentos de calha e à ocupação das planícies de inundação pela água. Tal estimativa é sustentada no conhecimento das coordenadas planas (x,y) da seção considerada, tomadas no eixo do canal, e da profundidade do escoamento nesta seção, calculado pelo modelo de propagação descrito no item anterior. Como resultado final, são identificadas e delimitadas as áreas sujeitas a inundações decorrentes do transbordamento da calha principal dos canais. No presente trabalho, as situações de enchente ficam caracterizadas quando as profundidades atingem valores que extrapolam a calha do canal, proporcionando a invasão da planície de inundação pela água. A Figura 07 ilustra a seção típica utilizada para o canal estudado

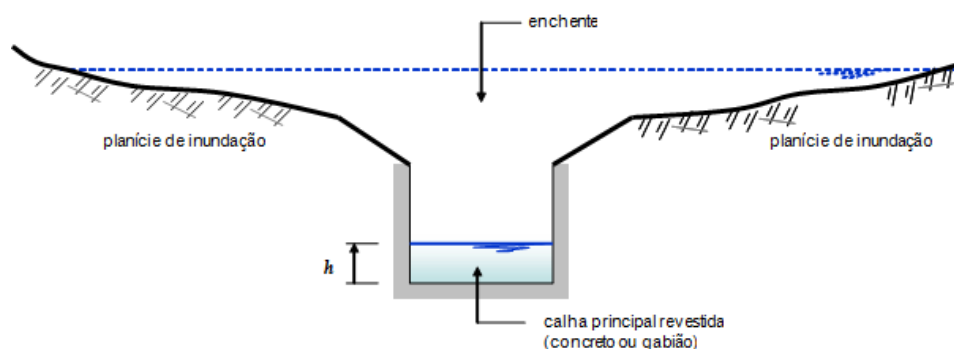


Figura 07 - Seção típica do canal analisado neste trabalho, indicando ocorrência de enchentes com a invasão das planícies de inundação

No modelo proposto, é necessário calcular a cota alcançada pela superfície livre em cada instante, verificando se ela extrapola os limites das calhas. Caso haja esta extrapolação, considera-se que a água invade a planície de inundação, ou seja, que as manchas de enchente começam a surgir na vizinhança da seção analisada. Se as profundidades, calculadas pelo modelo hidráulico de propagação, forem suficientemente pequenas, de forma que a água seja mantida dentro da calha principal, as zonas de inundação não são verificadas. De uma maneira geral, havendo transbordamento, a largura superficial (B_a) do escoamento amplia-se significativamente, sendo preciso estimar até que coordenada a superfície livre está acima da superfície do terreno. Para isto, é necessário refinar o modelo numérico de terreno na vizinhança do canal, para que se tenha uma distribuição mais próxima das curvas de nível no entorno do talvegue. Para realizar esse refinamento, utilizou-se o programa Surfer, gerando um novo modelo numérico de terreno com 250 x 250 nós, situados próximos à calha do canal.

Com o canal embutido dentro de uma malha de 62500 pontos regularmente espaçados, em cada seção do curso de água é traçado um corte transversal, conforme ilustra a Figura 08. Nesse corte, é estabelecido um conjunto de pontos, uniformemente espaçados de Δr , cujas coordenadas planas (x,y) são calculadas utilizando o conceito de que a reta da seção e o canal são perpendiculares. O valor de Δr , utilizado para todas as simulações deste trabalho, foi de 1,50 m. A coordenada vertical de cada ponto do corte equivale à cota da linha de água dentro da região de inundação. A partir daí, procede-se a uma comparação entre a cota do ponto situado na superfície livre e a cota do terreno, situada na mesma coordenada (x,y). Se a cota do terreno for menor, a coordenada (x,y) está dentro de uma zona momentaneamente inundada. Os espaçamentos Δr são dados até que a cota da superfície livre esteja abaixo da cota do terreno. Nota-se que este procedimento é realizado dentro da análise de escoamento transiente, permitindo estimar propriedades geométricas instantâneas da seção transversal, como a área molhada (A_m), o perímetro molhado (P_m) e a largura superficial (B_a).

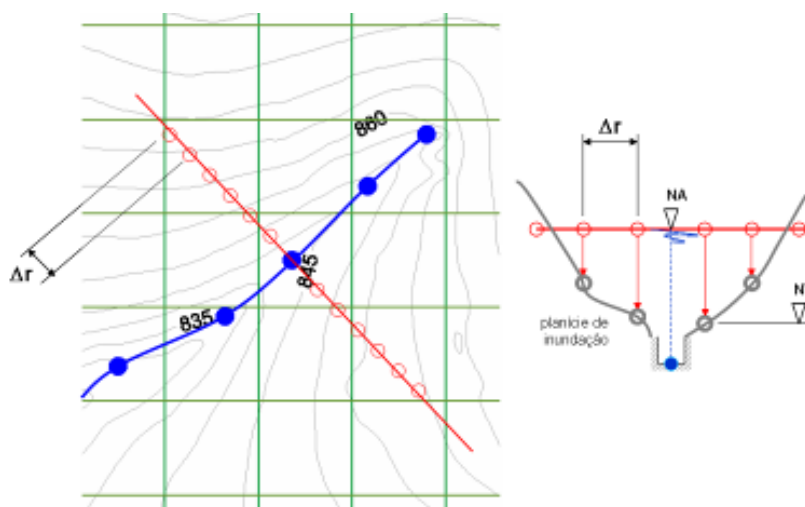


Figura 08 - Traçado de um corte transversal à seção do canal e comparação entre as cotas da superfície livre (NA) e do terreno (NT), com intuito de identificar coordenadas dentro de zonas de inundação. As linhas de grade verdes definem a malha de 250 x 250 pontos onde as coordenadas e cotas são conhecidas (modelo numérico de terreno refinado).

Para estimar a cota do ponto situado no terreno da planície de inundação, utiliza-se um método de interpolação espacial, transferindo, para o ponto considerado, as cotas mais próximas da malha de 250 x 250 pontos. Neste trabalho, utilizou-se o método do inverso da distância. Por este método, o valor estimado é função da distância dos pontos adjacentes na malha do terreno. O inverso da distância é uma espécie de ponderação, utilizada para atenuar a influência dos pontos distantes. Em outras palavras, tal método de interpolação aumenta os pesos dos pontos da malha que estão na vizinhança do ponto a ser calculado. Dessa forma, a cota do terreno na planície de inundação (z_{IN}) pode ser calculada como:

$$z_{IN} = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{z_i}{D_i} \right)}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{1}{D_i} \right)} \quad \text{equação (34)}$$

Na equação (6.38), z_i é a cota do ponto da malha (ponto amostral), D_i é a distância entre o ponto de interesse o ponto amostral e N é o número de pontos amostrais utilizados. A zona de abrangência da interpolação é fixada com um raio igual ao espaçamento entre os pontos nodais da malha de vizinhança do canal.

RESULTADOS

A caracterização do canal consiste no levantamento de informações que irão alimentar a metodologia numérica de delimitação de zonas afetadas por enchentes. Trata-se, pois, de uma fase preliminar à imposição dos cenários de simulação.

O modelo numérico de terreno foi gerado a partir dos programas AutoCad e Surfer. No AutoCad, foram coletadas características das curvas de nível. Estas coordenadas foram coletadas a partir do comando LIST, que fornece valores numéricos passíveis de serem copiados e colados em planilha Excel. Com todas as coordenadas anexadas em planilha, utilizou-se o programa Surfer para interpolação dos dados. No caso, o Surfer utiliza estes pontos amostrais irregularmente espaçados, para gerar uma malha retangular de pontos uniformemente espaçados. Neste trabalho, a interpolação utilizou o método de Kriging, uma das principais alternativas listadas pelo programa. Assim, o modelo numérico de terreno foi construído com uma malha de 250 x 250 pontos.

Um outro fundamento essencial para a delimitação mais precisa de áreas inundadas refere-se à superposição entre o canal e as curvas de nível da vizinhança. Dessa forma, o córrego e o modelo numérico de terreno devem estar espacialmente bem ajustados. Este ajuste deve ser bem rigoroso no entorno do canal, dentro da planície de inundação. O trecho de canal analisado tem 2760 m de comprimento.

Foi feito o refinamento do modelo numérico do terreno em todos os canais, porém somente no córrego barrinha obteve-se um bom ajuste entre a linha do canal e o modelo numérico de terreno. Este fator foi um dos principais condicionantes para a escolha da aplicação da metodologia no córrego Barrinha, (sub-bacia12 da Figura 04). A Figura 09 ilustra a superposição entre o canal e as curvas de nível. Percebe-se que a sobreposição em planta ficou bastante coerente.

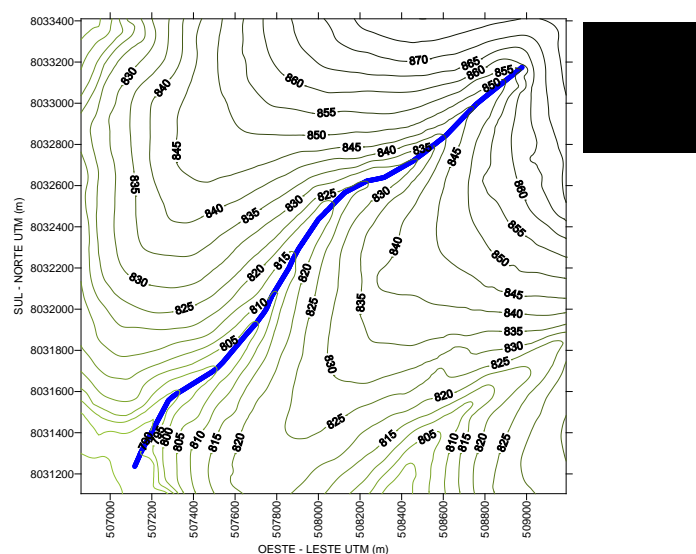


Figura 09 - Superposição do córrego Barrinha com as curvas de cota altimétrica na vizinhança.

Os cenários impostos para as precipitações empregam a equação de chuva de Rio Verde. Para efeito das simulações, a duração (t) da chuva foi imposta como sendo equivalente ao tempo de concentração (t_c) da sub-bacia. Também a distribuição espacial da precipitação foi considerada uniforme em toda a sub-bacia analisada e a distribuição temporal seguiu as curvas de Huff, com probabilidade de 50% de ocorrência. Os períodos de retorno simulados foram de 2, 20 e 100 anos, com o objetivo de simular cenário de precipitação respectivamente, mais cotidiano, crítico e catastrófico.

SIMULAÇÕES PARA $T_r = 2$ ANOS

Neste item são apresentados resultados para chuvas com período de retorno de 2 anos, com simulações que incluem as quatro curvas de distribuição temporal. À medida que a chuva se inicia, os hidrogramas de vazões começam a alimentar o canal de forma que há um escoamento em caráter transitório na calha principal. Eventualmente, os picos de vazão em uma determinada seção transversal podem condicionar extravasamento. Nestes instantes, a água invade a planície de inundação, gerando áreas alagadas. Portanto, o surgimento de áreas inundadas também tem um caráter transitório. Por isto, buscou-se avaliar uma variável que indicasse os instantes onde era atingida a área alagada máxima. A variável selecionada para esta análise foi a soma das áreas molhadas das seções transversais do canal discretizado ($\sum A$). Quando este somatório atinge o valor máximo, também é alcançado o maior valor numérico do somatório de áreas alagadas em planta. A Figura 10 ilustra a variação temporal da soma das áreas molhadas das seções, bem como o hietograma da chuva que estimulou os diversos transbordamentos do curso de água. Nota-se que foram simulados quatro hietogramas, governados pelas curvas tipo 1 a 4 de Huff.

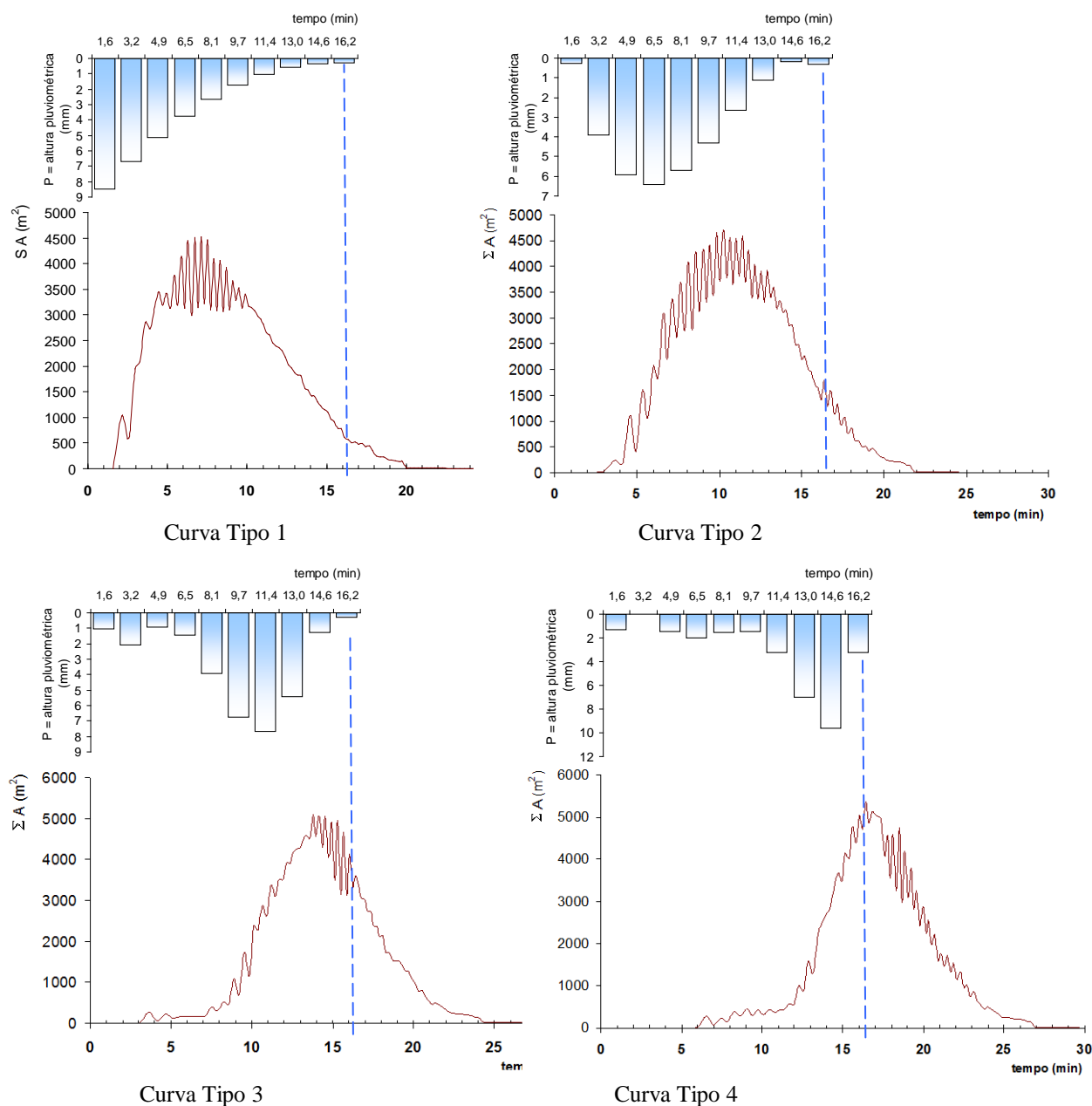


Figura 10 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.

Os resultados evidenciam que os maiores valores de (ΣA) foram obtidos pelo hietograma 4, que representa a curva de Huff com 50% de probabilidade de ocorrência no último quartil. Este valor máximo foi de $5385 m^2$, alcançado 16,42 minutos após o início da chuva. Nota-se que este instante crítico praticamente coincidiu com o tempo de concentração estimado para a sub-bacia ($t_c = 16,24$ minutos).

As Figuras 11 e 12 representam zonas inundadas para diferentes instantes simulados, demonstrando o crescimento da onda de cheia e o instante de enchente crítica ($t = 16,42$ minutos). A partir do instante crítico, a simulação capturou o retrocesso da mancha de inundação.

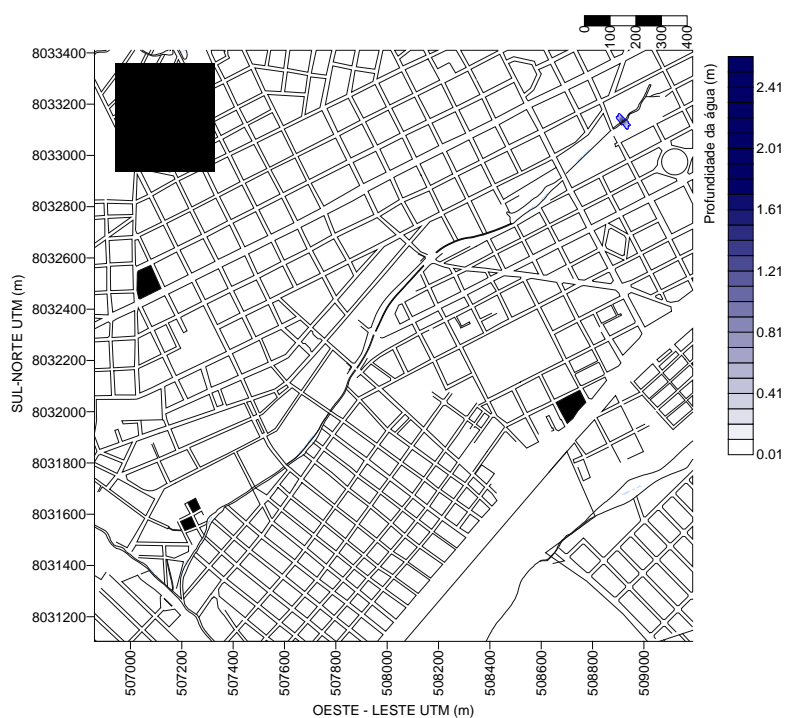


Figura 11 - Mancha de inundação para hietograma tipo 4, Tr = 2 anos e instante 6,50 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).

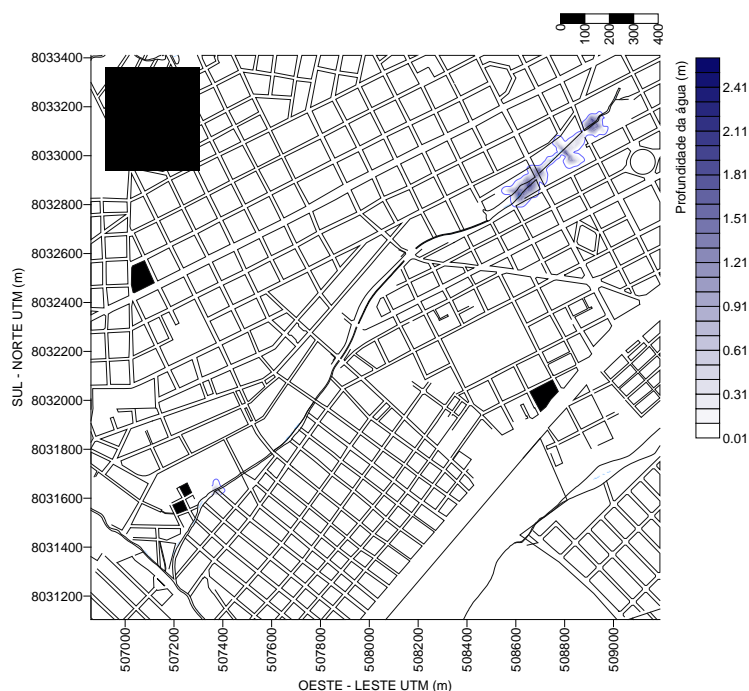


Figura 12 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, Tr = 2 anos e instante 16,42 minutos após o início da chuva (instante crítico em termos de enchente).

SIMULAÇÕES PARA Tr = 20 ANOS

O mesmo procedimento do item anterior foi adotado para simulação do cenário de chuva com tempo de recorrência de 20 anos. Os resultados obtidos para chuvas de Tr = 20 anos seguiram padrões similares àqueles estimados para chuvas de Tr = 2 anos. Evidentemente que a soma das áreas molhadas das seções transversais ($\sum A$) tende a alcançar valores maiores. Neste caso, o valor máximo para esta variável foi de 7467 m²,

verificado no instante $t = 15,99$ minutos. O hietograma tipo 4 foi o que induziu o surgimento das maiores áreas alagadas. Em relação à chuva do item anterior, nota-se uma sutil antecipação do instante crítico. A Figura 13 ilustra um esquema tridimensional da vizinhança do canal, destacando as envoltórias de inundação. Estas envoltórias delimitam áreas que, em pelo menos um instante da simulação, foram alcançadas pela água que extravasou a calha principal do córrego.

Os padrões de inundação no alto curso do córrego são mantidos, com uma pequena área alagada no seu baixo curso. A Figura 14 ilustra a mancha de inundação para o instante crítico. Em linhas gerais, este cenário de precipitação não afetou áreas muito extensas.

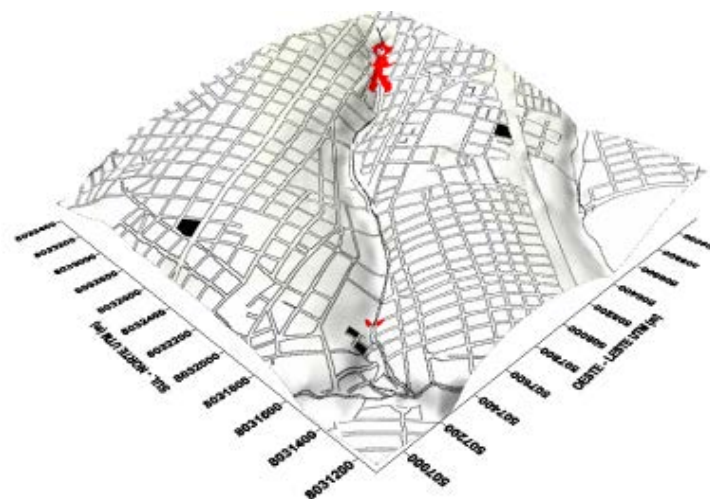


Figura 13 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 20 anos.

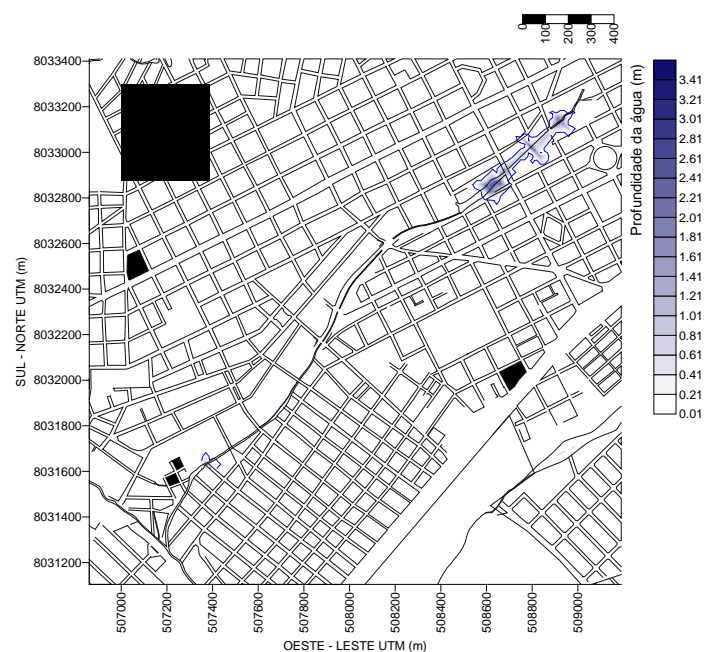


Figura 14 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $T_r = 20$ anos e instante 15,99 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).

SIMULAÇÕES PARA $T_r = 100$ ANOS

A simulação de precipitações com tempo de retorno de 100 anos tem o objetivo de verificar se enchentes de proporções catastróficas conseguem ser capturadas pela metodologia proposta para delimitação de zonas inundadas. Neste caso, a enchente crítica foi obtida para o instante 18,23 minutos, já após o final do evento de precipitação, que ocorreu no instante de 16,23 minutos, equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia. O hietograma tipo 4, conforme ilustra a Figura 15, foi o que proporcionou o maior valor para $(\sum A)$, 18733 m^2 .

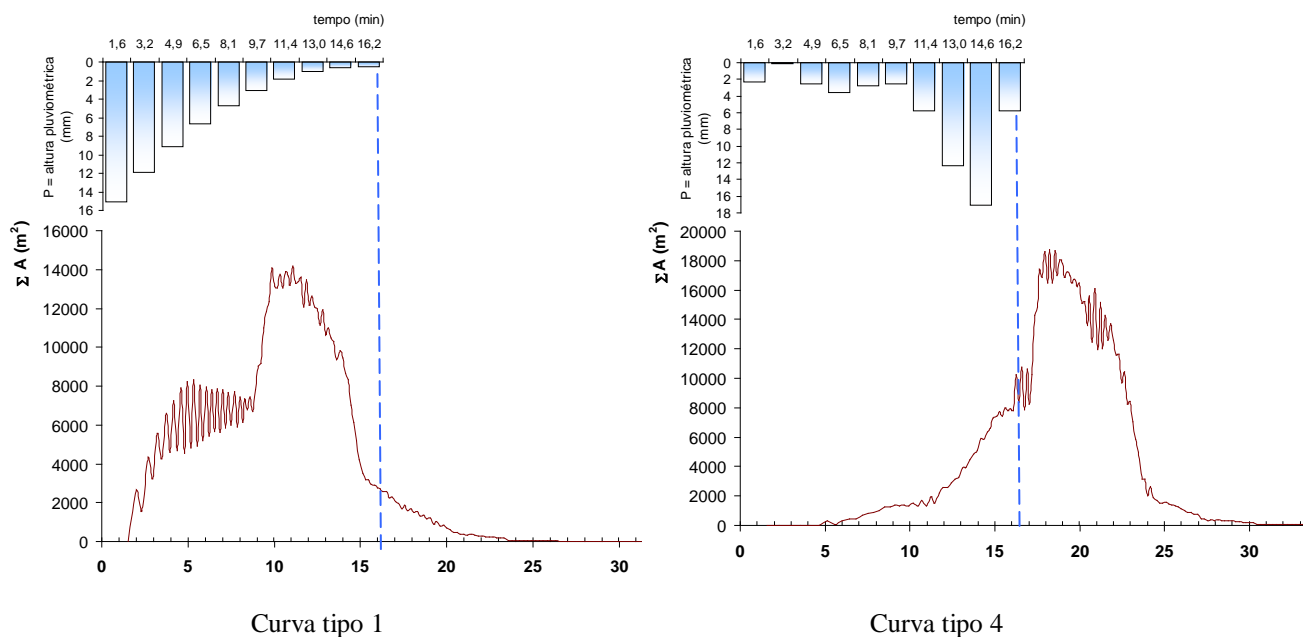


Figura 15 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.

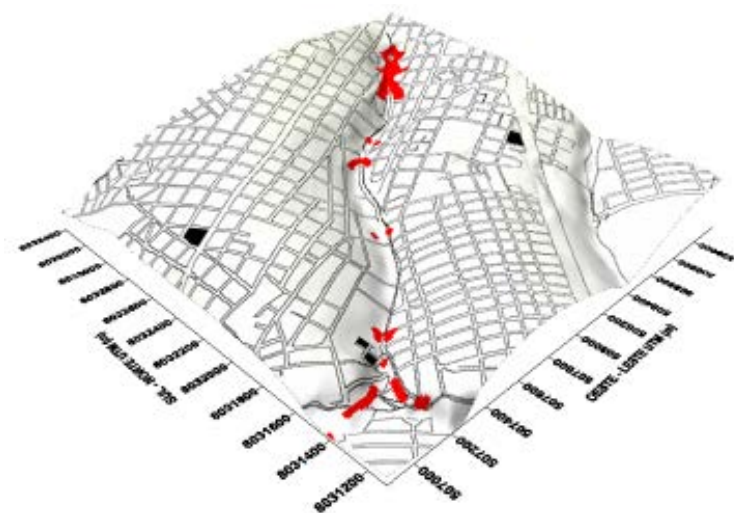


Figura 16 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 100 anos.

Neste cenário, as envoltórias de enchente (Figura 16) abrangem áreas maiores. Notam-se, portanto, zonas inundadas ao longo de todo o curso de água, com destaque para as constantes áreas de cabeceira. Entretanto, no baixo curso do canal, surgem extensas áreas alagadas que se abrem em função do terreno ser muito plano.

As Figuras 17 e 18 ilustram mapas de inundação previstos durante o crescimento e o pico da enchente.

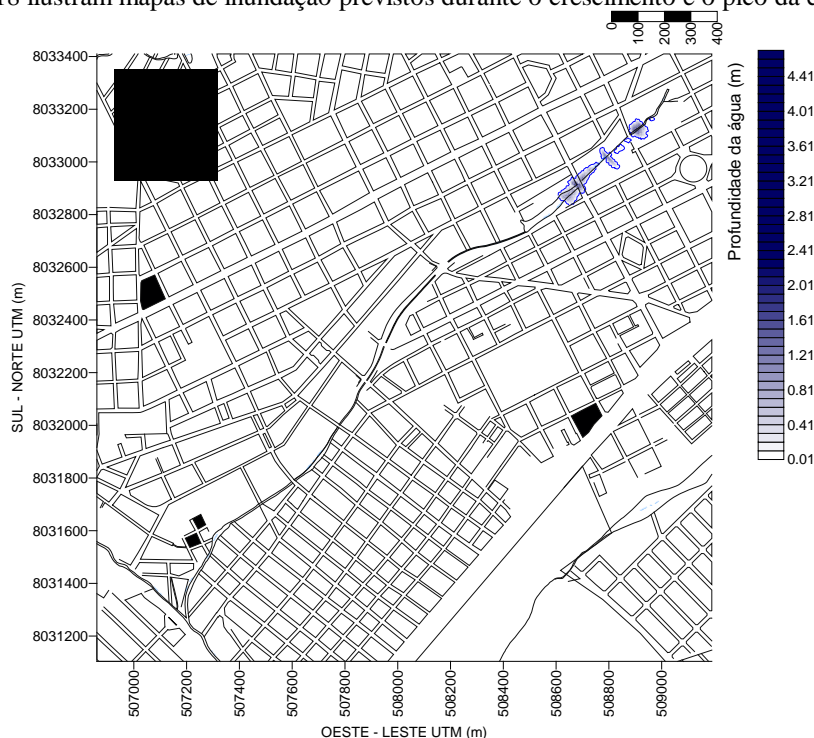


Figura 17 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 12,20 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).

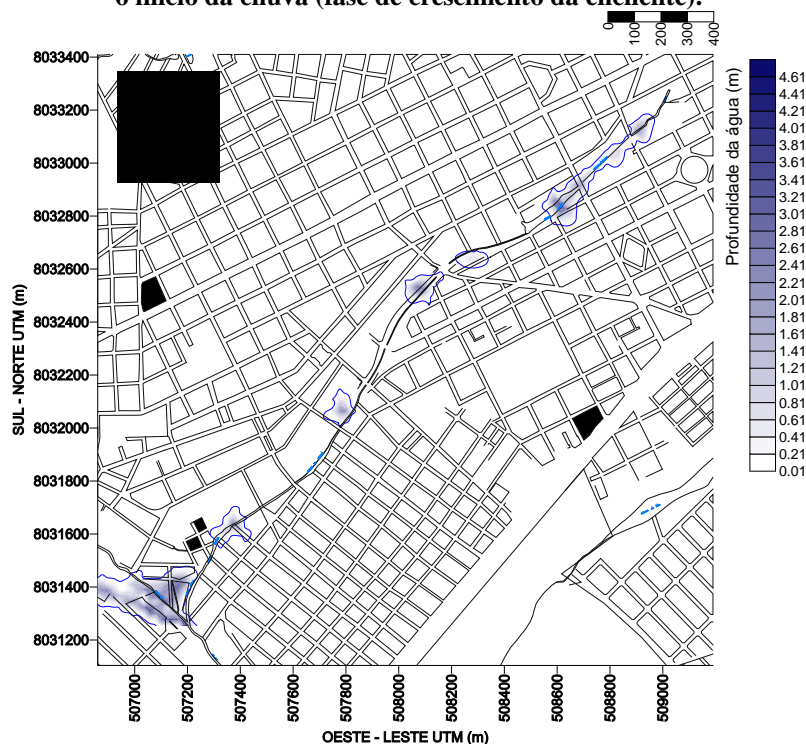


Figura 18 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 18,23 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).

Os resultados para $Tr = 100$ anos denotam um caráter mais calamitoso da cheia. Além de surgirem vários pontos de alagamento, há a invasão de áreas mais distantes do eixo do canal. Percebe-se que as áreas alagadas de cabeceira crescem antes do instante crítico da enchente. À medida que o tempo passa, a onda de cheia é

transferida para o baixo curso do canal de forma que, na faixa de recessão, as áreas mais baixas apresentam alagamentos extensos.

SIMULAÇÕES PARA $T_r = 20$ ANOS E DIFERENTES CENÁRIOS DE IMPERMEABILIZAÇÃO

Neste item, foram testadas as respostas do modelo para três cenários de impermeabilização: situação atual (áreas impermeáveis levantadas no presente trabalho), cenário 50% menos impermeável que o atual (situação hipotética passada) e sub-bacia com 100% de impermeabilização (situação hipotética futura e extrema). O hietograma utilizado foi o tipo 4. A Figura 19 indica que a impermeabilização da sub-bacia acarreta um aumento considerável das áreas alagadas. Um outro efeito do aumento das áreas impermeáveis é a redução do tempo de concentração o que, para efeito destas simulações, levou à diminuição das durações das chuvas.

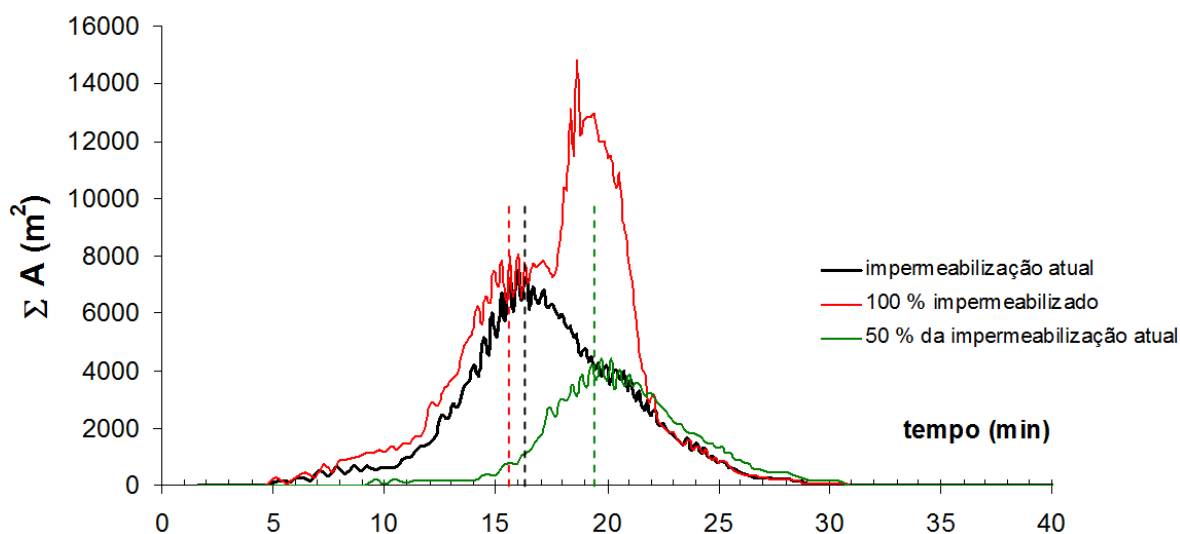


Figura 19 - Variação da soma das áreas molhadas das seções para diferentes cenários de impermeabilização da sub-bacia. As linhas tracejadas delimitam a duração de cada chuva.

As Figuras 20 e 21 ilustram as envoltórias de enchente para duas situações. Nota-se que a impermeabilização total da bacia, situação hipotética que é inclusive proibida pela legislação, induz alagamentos no baixo curso do canal. Esta situação evidentemente mais crítica não havia sido observada para o cenário atual de impermeabilização.

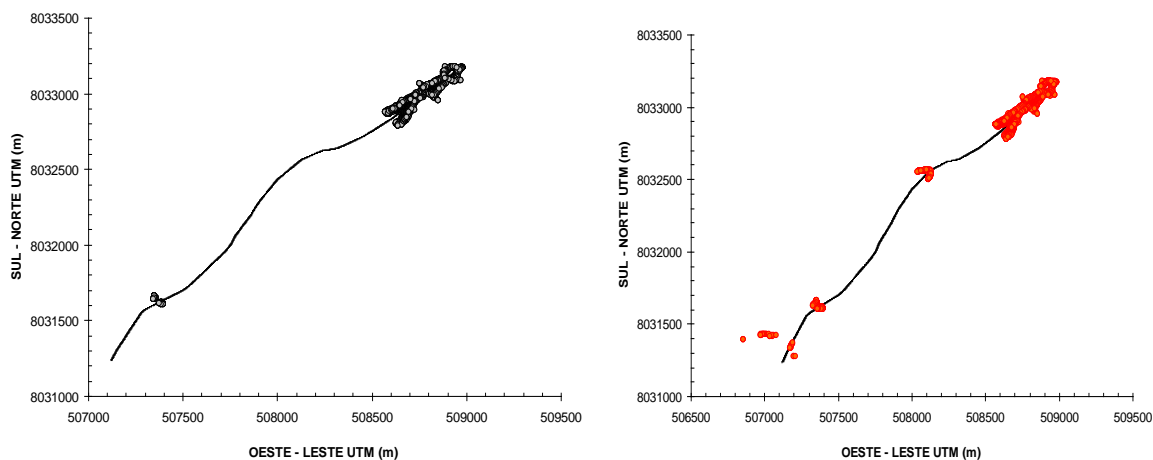


Figura 20 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização atual e Figura 21 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização total.

CONCLUSÕES

Em relação ao modelo hidráulico, utilizou-se o *Standard Step Method*, para obtenção das profundidades iniciais, e o modelo de onda cinemática, para a propagação da cheia no canal. Também foi utilizado o acoplamento do modelo hidráulico ao modelo numérico do terreno, onde finalmente fizeram-se as estimativas de manchas de inundação. Assim, a modelagem hidrológica e hidráulica surge como uma ferramenta capaz de antecipar acontecimentos e apontar alternativas que conduzam à manutenção da capacidade produtiva do ambiente.

As estimativas e simulações são ferramentas indispensáveis para a realização de um planejamento urbano e ambiental, permitindo não apenas o desenvolvimento do processo de previsões, mas também a construção de um sistema de gestão sólido e confiável. Neste contexto, essas simulações de cenários de propagação de cheias, norteiam a gestão da drenagem urbana, no sentido corretivo e preventivo, auxiliando na elaboração do PDDUrs. A partir dos resultados, que se basearam em vários cenários simulados, é possível prever como e onde as inundações tendem a ocorrer. Além dessa previsão, os resultados das simulações podem orientar tomadas de decisões como alargamento, aprofundamento ou aumento da altura da calha; alterações de revestimentos de maneira a produzir uma diminuição das rugosidades das paredes e consequente redução das profundidades do escoamento; construção de reservatórios de detenção intermediários (piscinões); ou até mesmo decisões no nível de bacia, como estimativa do grau de máxima impermeabilização permissível ou o ordenamento do uso e ocupação do solo.

As simulações realizadas neste trabalho capturaram com êxito as alterações nas manchas de inundações, desde seu crescimento, até seu retrocesso, para diferentes tempos de retorno: 2, 20 e 100 anos. Nos cenários de precipitação, verificou-se que as distribuições temporais que concentram a chuva no final da sua duração, tendem a ser mais críticas em termos de enchente. Nota-se que, no caso específico do córrego simulado, as áreas de cabeceira foram as zonas mais inundáveis. Isto se deve ao fato que estas áreas correspondem aos locais onde o terreno é plano, com pequenas larguras da calha principal. Porém, nas simulações com $T_r = 100$ anos, observou-se que, a medida que a onda de cheia é transferida para o baixo curso do canal, surgem pontos de alagamento no médio e baixo curso do canal. Neste último caso, verificou-se que há a tendência de surgirem extensas áreas inundadas no trecho final do córrego. A tendência das manchas de inundação serem transferidas para a jusante do canal é uma característica comum às bacias com características parecidas ao córrego Barrinha: uma sub-bacia totalmente canalizada, sem APP ou mata ciliar, e densamente ocupada em seu entorno. Estas bacias foram tratadas por uma concepção ultrapassada de projetos sob o enfoque higienista na maioria das cidades brasileiras.

Nas simulações quanto à área de impermeabilização, para tempo de recorrência de 20 anos, foram obtidos resultados interessantes; pois verificou-se que o grau de impermeabilização influencia na variação de quantidade de áreas afetadas por enchentes: quanto maior a impermeabilização das áreas adjacentes à bacia, maior será a probabilidade de sua inundação. Com o aumento da impermeabilização, verificou-se que as zonas de alagamento acentuam-se, apresentando envoltórias que abrangem áreas mais extensas, principalmente no baixo curso do córrego. Assim, nota-se que o planejamento territorial, bem como o controle do uso e ocupação do solo e a preservação das APPs, são fatores indispensáveis para a gestão de drenagem urbana, com o intento de evitar possíveis inundações.

Com a utilização da metodologia de estimativas é possível prever, antecipar e delimitar áreas potencialmente críticas, direcionando políticas públicas para manejo e sustentabilidade da região afetada. É neste contexto, que tais procedimentos tornam-se uma ferramenta importante para a elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana, pois irá auxiliar no diagnóstico de áreas problemáticas que deverão ser tratadas pelo Plano.

Portanto, o procedimento metodológico adotado para simular e delimitar áreas inundadas mostrou-se eficaz, de forma que os dados coletados poderão ser utilizados como norteadores para eventuais medidas a serem implementadas no PDDUr.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CHAUDHRY, M.H. Open channel flow, 2ed., 2008 Springer Science+Business Media, LLC.
2. TOMAZ, P. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras Municipais. São Paulo, Editora: Navegar, 2002.

3. SOUSA, J. S. Áreas de Preservação Permanente Urbanas: Mapeamento, Diagnóstico, Índices de Qualidade Ambiental e Influência no Escoamento Superficial Estudo de Caso: Bacia do Córrego das Lajes, Uberaba/MG. 2008, 153p. Dissertação. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2008.
4. VIEIRA DA SILVA, R.C.; Mascarenhas, F.C.B.; Miguez, M.G. Hidráulica Fluvial. 2 ed. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.