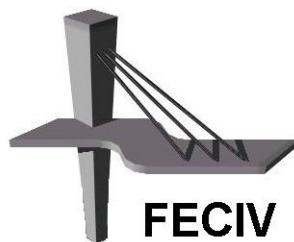


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**MODELO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
ESTIMATIVA E DELIMITAÇÃO DE ÁREAS
INUNDADAS: uma ferramenta de auxílio à
elaboração de Planos Diretores de Drenagem
Urbana**

GREYCE BERNARDES DE MELLO REZENDE

UBERLÂNDIA, FEVEREIRO DE 2012



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Greyce Bernardes de Mello Rezende

**MODELO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
ESTIMATIVA E DELIMITAÇÃO DE ÁREAS INUNDADAS:
uma ferramenta de auxílio à elaboração de Planos
Diretores de Drenagem Urbana**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de **Mestre em
Engenharia Civil**.

Área de concentração: Engenharia Urbana

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

Uberlândia, fevereiro de 2012

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU , MG, Brasil

R467m Rezende, Greyce Bernardes de Mello, 1984-
Modelo hidrológico e hidráulico para estimativa e delimitação de áreas inundadas: uma ferramenta de auxílio à elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana. / Greyce Bernardes de Mello Rezende.- 2011.
115 f. : il.

Orientador: José Eduardo Alamy Filho.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Drenagem - Teses. 3. Inundações - Teses. I. Alamy Filho, José Eduardo. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 091/2012

CANDIDATA: Greyce Bernardes de Melo Rezende

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

TÍTULO: "Metodologia numérica para estimativa e delimitação de áreas inundadas: uma ferramenta de auxílio à elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia Urbana

LINHA DE PESQUISA: Planejamento e Infraestrutura Urbana

DATA DA DEFESA: 16 de fevereiro de 2012

LOCAL: Sala de Apoio I da FECIV

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14:00 - 17:30

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

☒ APROVADA

☐ REPROVADA

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:


Professor Orientador: **Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Alexandre Kepler Soares – UFG**


Membro: **Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira – FECIV/UFU**

Uberlândia, 16 de Fevereiro de 2012.

*Ao meu esposo e companheiro, pela paciência,
incentivo e amparo em todos os momentos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela luz, força e guia nos momentos difíceis dessa jornada.

Ao meu pai, Milton, pelo incentivo para sempre lutar e jamais desistir. À minha querida mãezinha, Cirene, pelo apoio e amor incondicionais. Ao meu irmão e amigo, Renan, pelas conversas e amparo emocional.

A meus tios Lúcia e Ronaldo, e à prima Letícia por me acolher e ceder um lugar para ficar em Uberlândia.

À Secretaria de Obras da Prefeitura Municipal de Rio Verde, por ter flexibilizado meus horários de trabalho, para que pudesse concluir as atividades curriculares do mestrado.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, que forneceram a oportunidade e apoio à realização desta pesquisa. Em especial ao professor Dr. Márcio Ricardo Salla, pela paciência ao ensinar e à funcionária Sueli, por sua atenção e por estar sempre pronta a ajudar.

Ao meu orientador Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho, pelas idéias e norte no desenvolvimento da dissertação. Agradeço a compreensão, a disposição, o incentivo, a ajuda infindável, pois sem elas, não teria chegado à conclusão deste trabalho.

REZENDE, G. B. M. Modelo hidrológico e hidráulico para estimativa e delimitação de áreas inundadas: uma ferramenta de auxílio à elaboração de Planos Diretores de Drenagem Urbana. 117f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012.

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

REZENDE, G. B. M. Model hydrological and hydraulic to estimate and delineation of flooded areas: a tool to aid the preparation of Master Plans in Urban Drainage. 117 pp. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, Uberlândia, 2012.

ABSTRACT

One of the most critical issues in terms of urban drainage is related to channels overflow that drain urbanized sub-basins. Under these conditions, the flows induced by rainfall are amplified by the effect of urbanization, with anticipation of the peak times and increase in flow. When these flows to reach the talwegs from sub-basin, there is a transient effect of propagation of floods in channels macrodrainage. The overflow occurs when the depth exceeds the height of the chute. In such cases, the water invades the floodplain, creating areas of flooding that, as a rule, are defined after the occurrence of floods, for stains left on walls of surrounding buildings. The purpose of this dissertation is to present a numerical methodology to make predictions of areas affected by flooding in urban sub-basins. The proposed method is based on three fundamental types of models: hydrological, which establishes the relationship between precipitation and flow, the hydraulic, which calculates the flow inside the channel; and the terrain model used to estimate the flooded areas. The proposed methodology requires the characterization of the basin, the use and occupancy, the equation of rain and temporal distribution of the storm. The geometric characteristics of the channel should also be raised as well as the contour surrounding the channel. In applying, we used a sub-basin of the town of Rio Verde, GO. The methodology has utility in the preparation of Urban Drainage Master Plans, because it is possible to estimate flooded areas generated by several scenarios, such as urbanization intensification with occupancy of permeable areas, the reduction of time of concentration of basins, or the analysis of different return periods of rainfall. Changes in the characteristics of channels, such as height increase of the chute or the transversal section expansion with the construction of reservoir, and the effects of these changes in the reduction of flooded areas, can also be tested with this methodology.

Keywords: urban drainage, flood propagation, the flood zone.

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

%	porcentagem
A	área total da sub-bacia [L^2]
A_i	área da bacia correspondente ao número CN_i [L^2]
A_m	Área molhada [L^2]
B	largura do canal na superfície livre [L]
B	largura da calha [L]
B_a	largura superficial [L]
CN	coeficiente de deflúvio ou número da curva CN (adimensional)
CN_I	coeficiente de deflúvio ou número da curva CN para um determinado tipo de uso e ocupação do solo da bacia (adimensional)
FA	fator de ajuste
g	aceleração da gravidade [LT^{-2}]
H	carga energética total
h	profundidade do escoamento na seção considerada [L]
H_c	altura da calha (L)
i	Intensidade máxima de precipitação [LT^{-1}]
I	vazão de entrada [$L^3 T^{-1}$]

i_{imp}	porcentagem de área impermeável na bacia (%).
k	coeficiente utilizado no cálculo da velocidade do escoamento superficial (adimensional)
k_r	coeficiente de retardo (adimensional);
L	comprimento do talvegue [L]
n	coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional)
N	número de usos e ocupações diferentes, para o solo da bacia analisada.
PI	porcentagem impermeável da bacia [%]
P_m	perímetro molhado [L]
Q	vazão na seção considerada [$L^3 T^{-1}$]
Q_{ex}	vazão de saída [$L^3 T^{-1}$]
R_h	raio hidráulico da seção [L]
S	potencial máximo de retenção da bacia [L]
S_o	declividade da linha de energia [m/m]
S_j	declividade de cada trecho do talvegue
T	período de retorno [T]
t	duração [T]
t_c	tempo de concentração da bacia [T]
z	cota de fundo do canal [L]
Z	cota altimétrica [L]
T_r	tempo de recorrência [T]
z_{IN}	cota do terreno na planície de inundação [L]
Δt	Passo de tempo dos cálculos [T]
ΔH	perda de carga
Δx	incrementos espaciais
α	coeficiente de Coriolis (adimensional)

ABREVIATURAS

APP	Área de Preservação Permanente
AUTOCAD	Um software do tipo CAD criado e comercializado pela Autodesk
CAD	Computer aided design (desenho auxiliado por computador)
CX	Cambissolo Háplico
E	Leste
GX	Gleissolo Háplico
GX	Gleissolo Háplico
IKONOS	Satélite de alta resolução espacial
LIST	Fornecer uma lista das características de um elemento no software tipo CAD
LV	Latossolo Vermelho
LVA	Latossolo Vermelho-Amarelo
N	Norte
NV	Nitossolo Vermelho
PVA	Argiloso Vermelho Amarelo
POLYLINE	Elemento composto por linhas e arcos conectados no software tipo CAD
PDDrUs	Planos Diretores de Drenagem Urbana
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
RQ	Neossolo Quartzarênico
RL	Neossolo Litólico
S	Sul
SURFER	Programa desenvolvido pela Goden Software Inc. permite uma rápida visualização do comportamento espacial da variável sob estudo.
W	Oeste
UTM	Sistema Universal Transverso de Mercator
VBA	<i>Visual Basic for Applications</i>

SIGLAS

ARC	Atlanta Regional Comission
BR	Rodovia Federal
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
FESURV	Universidade de Rio Verde
GO	Estado de Goiás
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PMV	Prefeitura Municipal de Vitória
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
PMPA	Prefeitura Municipal de Porto Alegre
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SANEAGO	Saneamento de Goiás S/A
SEPLAN	Secretaria de Planejamento
UFG	Universidade Federal de Goiás

LISTAS

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Visão integrada do planejamento dos aspectos da água no ambiente urbano.....	01
FIGURA 2 - Estrutura do Plano Diretor de Drenagem Urbana	05
FIGURA 3 - Estado de Goiás e destaque para a localização do município de Rio Verde no Estado de Goiás.....	19
FIGURA 4 - Modelo Digital de Elevação do município de Rio Verde – GO.....	20
FIGURA 5 - Solos do município de Rio Verde.....	21
FIGURA 6 - Vista aérea da Av. Presidente Vargas.....	22
FIGURA 7 - Mapa do histórico de ocupação da cidade de Rio Verde.....	23
FIGURA 8 - Intensidade média de precipitação em mm/mês (entre 1996 a 2008).....	25
FIGURA 9 - Mapa da cidade de Rio Verde com as imagens dos principais canais urbanos.....	27
FIGURA 10 - Terreno preservado entorno da nascente do Córrego Barrinha.....	28
FIGURA 11 - Trecho com seção concretada e entorno em terreno bastante plano.....	28
FIGURA 12 - Trecho com seção concretada e entorno em terreno bastante plano.....	28
FIGURA 13 - Trecho em seção artificial com gabiões.....	28
FIGURA 14 - Trecho em seção artificial com gabiões.....	28
FIGURA 15 - Trecho em seção artificial com gabiões.....	29
FIGURA 16 - Trecho em seção artificial com gabiões.....	29
FIGURA 17 - Final do trecho do córrego barrinha: canal mais baixo e largo.....	29
FIGURA 18 - Final do trecho do córrego barrinha: canal mais baixo e largo.....	29

FIGURA 19 - Áreas permeáveis demarcadas sobre imagem satélite.....	31
FIGURA 20 - Usos demarcados sobre imagem satélite.....	33
FIGURA 21 - Mapa com a curva de nível de Rio Verde.....	34
FIGURA 22 - Esquema tridimensional da superfície da cidade de Rio Verde.....	35
FIGURA 23 - Recorte: Vetores de Fluxo de escoamento superficial para divisão das sub-bacias.....	36
FIGURA 24 - Numeração e delimitação das 22 sub-bacias urbanas.....	37
FIGURA 25 - Fluxograma para obtenção de CN.....	42
FIGURA 26 - Esquema ilustrativo do Método Santa Bárbara. O método considera o armazenamento temporário na bacia (reservatório imaginário), com vazão de entrada I e vazão de saída Q_{ex}	44
FIGURA 27 - Representação de uma bacia hidrográfica dividida em sub-bacias e diagrama esquemático mostrando os percursos da água até a saída da bacia. As setas indicam que a sub-bacia se comunica diretamente com a saída através de um curso de água.....	47
FIGURA 28 - Esquema de discretização de uma sub-bacia em três regiões de área acumulativa e hidrogramas estimados nos pontos de controle.....	48
FIGURA 29 - Discretização final das 22 sub-bacias da área urbana de Rio Verde.....	50
FIGURA 30 - Esquema de distribuição das vazões geradas pelo escoamento superficial ao longo do comprimento do canal.....	51
FIGURA 31 - Variáveis do escoamento entre duas seções consecutivas.....	54
FIGURA 32 - Passos do <i>Standard Step Method</i> , explicitando a varredura das seções, para cálculo das profundidades, no sentido jusante-montante.....	56
FIGURA 33 - Mancha de inundação construída para um estudo de segurança contra enchentes.....	60
FIGURA 34 - Representação de seções típicas de canais artificiais e naturais, indicando ocorrência de enchentes com a invasão das planícies de inundação.....	61
FIGURA 35 - Esquema de modelo numérico de terreno refinado no entorno do canal.....	62
FIGURA 36 - 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).....	63
FIGURA37 - Fluxograma síntese da metodologia de simulação e delimitação de enchentes.....	64
FIGURA 38. Mapa com a distribuição dos valores de CN por sub-bacia.....	66
FIGURA 39. Mapa com a porcentagem das áreas impermeáveis por sub-bacia.....	67
FIGURA 40. Mapa com a demarcação dos tempos de concentração de cada sub-bacia	68
FIGURA 41 - Curso do córrego Barrinha dentro da malha urbana de Rio Verde.....	69
FIGURA 42 - Curso do córrego Barrinha e regiões circunvizinhas.....	70
FIGURA 43 - Vetores de fluxo sobre a superfície do terreno e drenagem pelo córrego Barrinha.....	71
FIGURA 44 - Superposição do córrego Barrinha com as curvas de cota altimétrica na vizinhança.....	72
FIGURA 45 - Distribuição em planta do canal e localização dos pontos amostrais utilizados para delinear seções intermediárias.....	73
FIGURA 46 - Perfil longitudinal do canal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados de cota altimétrica do topo da calha principal.....	74
FIGURA 47 - Variação longitudinal da largura da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais de largura.....	74
FIGURA 48 - Variação longitudinal da altura da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais de altura.....	74
FIGURA 49 - Variação longitudinal do coeficiente de rugosidade de Manning da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais deste coeficiente.....	75
FIGURA 50 - Variação da profundidade do escoamento e perfil longitudinal da calha principal do canal: condição de regime permanente.....	76
FIGURA 51 - Variação da largura da calha principal e da profundidade do escoamento: condição de regime permanente.....	76
FIGURA 52 - Distribuição temporal da precipitação a partir das curvas de 50% de probabilidade de ocorrência para os quatro quartis de Huff (retirado de Sousa, 2008)..	77
FIGURA 53 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.....	79
FIGURA 54 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 2 anos.....	80

FIGURA 55 - 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).....	81
FIGURA 56 - 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).....	82
FIGURA 57 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 2$ anos e instante 18,49 minutos após o início da chuva (fase de recessão da enchente).....	83
FIGURA 58 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.....	84
FIGURA 59 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 20 anos.....	85
FIGURA 60 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 20$ anos e instante 15,99 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).....	86
FIGURA 61 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.....	87
FIGURA 62 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 100 anos.....	87
FIGURA 63 - 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).....	88
FIGURA 64 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 16,89 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).....	89
FIGURA 65 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 18,23 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).....	90
FIGURA 66 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 20,74 minutos após o início da chuva (fase de recessão da enchente).....	91
FIGURA 67 - Variação da soma das áreas molhadas das seções para diferentes cenários de impermeabilização da sub-bacia.....	92
FIGURA 68 - Envoltória de enchente para o cenário com 50% da impermeabilização atual.....	93
FIGURA 69 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização atual.....	93
FIGURA 70 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização total.....	93
FIGURA 71 - Envoltórias de enchente para os cenários de 50% de impermeabilização atual e para situação de 100% de impermeabilização.....	94

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: Grupo de Solos e Características do Solo.....	40
TABELA 2: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.....	41
TABELA 3: Condições de umidade antecedente do solo.....	42
TABELA 4: Ajuste do número CN em função das condições de umidade do solo.....	42



SUMÁRIO

1. Introdução.....	01
2. Objetivos.....	04
3. Justificativa.....	05
4. Revisão bibliográfica.....	07
4.1 Impactos da Urbanização na Drenagem Urbana	07
4.1.1 Influência da Urbanização no Tempo de concentração das Bacias Urbanas.....	08
4.2 As Enchentes Urbanas.....	09
4.3 Drenagem Urbana.....	10
4.3.1 Controle de Inundações.....	10
4.3.1.1 Medidas estruturais.....	10
4.3.1.2 Medidas não-estruturais.....	10
4.4 Plano Diretor de Drenagem Urbana.....	11
4.4.1 Objetivos.....	11
4.4.2 Elementos.....	12
4.4.3 Estrutura.....	14
4.4.4 Vantagens.....	15
4.4.5 Limitações.....	16
4.5 Determinação de manchas de inundação.....	17
5. Área de Estudo.....	19
5.1 Caracterização do Município.....	19
5.2 Breve Histórico da Ocupação do Solo.....	23

5.3 Aspectos Sócio-Econômicos.....	24
5.4 Aspectos Hidrológicos.....	24
5.5 Rede de Canais Urbanos.....	26
6. Materiais e Métodos.....	30
6.1 Levantamento de áreas a partir de imagem de satélite.....	30
6.2 Divisões das sub-bacias.....	35
6.3 Modelo Hidrológico.....	38
6.3.1 Estimativa do número de curva (CN) de uma bacia.....	38
6.3.2 O Método Santa Bárbara.....	43
6.3.3 Discretização das sub-bacias	47
6.3.4 Tempo de concentração (t_c).....	51
6.4 Modelo Hidráulico.....	53
6.4.1 Modelo de escoamento em regime permanente.....	53
6.4.2 Modelo de propagação de cheia (escoamento em regime transiente).....	58
6.4.3 Estimativa de zonas inundadas: acoplamento do modelo hidráulico com o modelo numérico de terreno.....	60
7. Resultados e Discussões.....	65
7.1 Caracterização das sub-bacias urbanas.....	65
7.2 Propagação de cheias e estimativa de áreas inundadas.....	69
7.2.1 Caracterização do canal.....	70
7.2.2 Cenários de precipitação.....	77
7.2.3 Simulações para TR= 2 anos.....	78
7.2.4 Simulações para TR= 20 anos.....	83
7.2.5 Simulações para TR= 100 anos.....	86
7.2.6 Simulações para TR= 20 anos e diferentes cenár. de impermeabilização...	92
8. Conclusões.....	95
Referências	99
Anexo A.....	103

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

As cidades são, certamente, a ação humana de maior impacto na superfície terrestre. 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.

A partir do momento que uma área rural é transformada em área urbana, são construídas áreas impermeáveis e condutos que alteram o escoamento da água precipitada em direção aos rios. Muitos projetos de drenagem urbana foram desenvolvidos com a premissa de que a melhor drenagem é a que expulsa a água do local o mais rápido possível. Com este princípio inadequado, a urbanização de uma área tem contribuído para ocorrência das inundações rápidas, frequentes e de maior magnitude em diferentes pontos das cidades.

Dentro deste contexto o principal objetivo do Plano Diretor de Drenagem Urbana é criar os mecanismos de gestão da infra-estrutura urbana, relacionados com o escoamento das águas pluviais e dos rios em áreas urbanas. Este planejamento tem como objetivo evitar perdas

econômicas, melhorar as condições de saneamento e qualidade do meio ambiente da cidade, dentro de princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental. Portanto, o Plano Diretor de Drenagem Urbana, é um instrumento de gestão ambiental urbana, a qual integrada ao Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, direciona a gestão pública municipal, planejando a distribuição da água e direcionando o desenvolvimento e a infra-estrutura da ocupação urbana, contribuindo para o bem estar social e a preservação ambiental.

Assim, TUCCI (2002) evidencia a necessidade do planejamento entre os três setores essenciais relacionados com a água no ambiente urbano, os quais seriam: 1- a água e o saneamento, 2- os resíduos sólidos e 3- a drenagem urbana e inundações, como demonstrado na Figura 1.



Figura 1 - Visão integrada do planejamento dos aspectos da água no ambiente urbano

Fonte: TUCCI (2002).

Assim, devido à variabilidade espacial, à clandestinidade das ocupações às tendências caóticas de concentração urbana há 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. Alguns exemplos são:

“modelos de planejamento urbano; os modelos que estimem as áreas impermeáveis e relacionem com parâmetros de urbanização; modelos hidrológicos para simulação da transformação da precipitação em vazão que escoam para os condutos e o complexo fluxo através dos mesmos, considerando

os seus diferentes condicionantes; modelos que simulem as diferentes medidas de controle como amortecimento, infiltração, percolação, entre outros; modelos que representem a qualidade da água devido a diferentes superfícies e as medidas de controle, entre outros.” (TUCCI, 2000, p. 500).

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.

CAPÍTULO 2

OBJETIVOS

A presente pesquisa tem como objetivo fundamental a elaboração de um modelo preditor de zonas afetadas por enchentes na planície de inundação de canais urbanos. Uma pretensão é que esta metodologia possa subsidiar diagnósticos para Planos Diretores de Drenagem Urbana (PDDrUs), sob o enfoque do planejamento urbano controlado. Através da modelagem hidrológica da geração de escoamento superficial nas sub-bacias urbanas, da modelagem hidráulica da propagação de ondas de cheia no sistema de macrodrenagem, e do modelo numérico do terreno na planície de inundação, visam-se a formular diretrizes para um sistema de suporte à decisão para a elaboração e implementação de PDDrUs. O modelo foi testado na concepção de drenagem de uma sub-bacia da cidade de Rio Verde – Goiás.

Como objetivos específicos, destacam-se:

- Acoplamento de modelo hidrológico de transformação chuva vazão, com modelo hidráulico de escoamento transitório em canais;
- Avaliação do grau de impermeabilização das sub-bacias urbanas e de sua influência na geração de vazões no sistema de macrodrenagem. Com isto, espera-se nortear a fixação de frações de áreas permeáveis remanescentes em futuros empreendimentos;
- Estimativa da propagação de cheias nos canais e de eventuais extravasamentos que poderão ocasionar setores de inundação na malha urbana. Delimitação de eventuais manchas de enchente para vários cenários de precipitação.

CAPÍTULO 3

JUSTIFICATIVA

De acordo com Tucci (2000), a administração da drenagem urbana é realizada pelos municípios que geralmente não possuem suporte técnico neste assunto e adotam soluções como a canalização de riachos que inundam, apenas transferindo o problema de uma seção para a outra na drenagem, sem uma análise mais completa do conjunto da bacia hidrográfica urbana. Segundo o referido autor, os países desenvolvidos identificaram esses problemas ainda no início da década de 70 e adotaram soluções que priorizam o controle na fonte do escoamento gerado pela urbanização, ou seja, no lote ou loteamento, com a filosofia que o melhor projeto de drenagem é o que mantém as vazões máximas iguais ou menores às condições naturais. Essas condições são preservadas através de manutenção de áreas de infiltração naturais ou artificiais como pavimentos permeáveis, regulação de volumes por áreas de percolação, retenção em lotes e loteamentos com projetos paisagísticos adequados.

No Brasil, enfrenta-se a necessidade de regulamentação municipal que obriga a um controle, através de ações isoladas na lei municipal ou através de um Plano Diretor de Drenagem Urbana, desenvolvido em conjunto com os demais Planos Urbanos. De fato, muitas soluções carecem de um suporte técnico que possibilite a previsão da geração de eventuais enchentes, decorrentes da urbanização em determinados setores de uma cidade. Por isto, algumas cidades brasileiras estão iniciando o desenvolvimento do Plano Diretor de Drenagem Urbana, como Porto Alegre, Rio de Janeiro, São Paulo, Curitiba, Santo André, Belo Horizonte e Vitória, o que demonstra a importância desses planos para a melhoria da infra-estrutura urbana.

A proposição de diagnóstico para PDDrUs, embasada na previsão de manchas de inundação, busca suprir e auxiliar uma demanda no planejamento e gestão das águas no ambiente urbano, sendo de grande relevância para o desenvolvimento sustentável. É neste contexto que se justifica a elaboração de um modelo hidrológico/hidráulico de macrodrenagem em malhas urbanas, principalmente naquelas submetidas a frequentes expansões.

CAPÍTULO 4

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, é realizada uma revisão bibliográfica sobre o tema drenagem urbana e consequentemente sobre Planos Diretores de Drenagem Urbana.

4.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM URBANA

De acordo com Tucci (1995), no início do século XX, a população urbana compunha cerca de 15% da população mundial, enquanto que ao final do mesmo século atingiu a marca de 50%, sendo esse processo de crescimento demográfico mais acentuado nos países em desenvolvimento. Nestes, o crescimento urbano ocorrido tem sido significativo desde a década de 70. Com esse aumento do processo de urbanização, são desencadeadas o desflorestamento, ocupação de áreas inadequadas para a construção de habitações e à proliferação da atividade industrial em meio urbano. Durante o processo de urbanização, a compactação e impermeabilização do solo têm como consequências diretas, a diminuição da infiltração e aumento do escoamento superficial, que pode levar à ocorrência de inundações nas áreas a jusante (FARIA E PEDROSA, 2005). Enfim, a impermeabilização e ocupação indevida do solo, o desmatamento e as condições técnicas inadequadas de condutos de escoamento pluvial, geram um aumento de magnitude e frequência de inundações.

Segundo Tucci (2001), as bacias hidrográficas, em casos extremos, podem ter sua vazão de pico aumentada de até seis vezes o valor em condições naturais, em decorrência de alterações no escoamento superficial, por consequência da urbanização.

Além disto, a queda da qualidade de vida nos centros urbanos está estritamente relacionada com os impactos da urbanização, como a poluição dos mananciais através dos efluentes urbanos; a disposição inadequada do esgoto, sistema pluvial e resíduos sólidos; a erosão e sedimentação gerando áreas degradadas; as ocupações inadequadas em áreas de risco e inundações nas áreas urbanas.

4.1.1 - Influência da Urbanização no Tempo de Concentração das Bacias Urbanas

Conforme descrito no item anterior, a urbanização causa grandes impactos na drenagem urbana. De acordo com Tucci (2001), a urbanização e o desmatamento produzem um aumento na frequência da inundação nas cheias pequenas e médias, e em relação ao escoamento resulta em: aumento da vazão máxima e do escoamento superficial, redução do tempo de pico e diminuição do tempo de base dos hidrogramas de cheia. Isto significa que grandes volumes de água são transitoriamente transportados em tempos relativamente curtos nos canais urbanos, o que pode propiciar a extravasão de calhas previamente dimensionadas.

De maneira geral, a urbanização, estando vinculada ao aumento do grau de impermeabilização do solo, produz dois efeitos relevantes em relação ao destino das águas precipitadas. Um deles é o aumento do volume escoado pela superfície, em função da redução de áreas passíveis de infiltração. Vale ressaltar que este efeito tende a perder relevância em situações de solo muito úmido, circunstância comum em períodos chuvosos. Nesses casos, as condições de infiltração são naturalmente reduzidas, o que facilita a geração de escoamento superficial até mesmo em áreas não impermeabilizadas.

O outro efeito é a redução do tempo de percurso do escoamento superficial na bacia, haja vista que as canalizações, sarjetas e pátios propiciam a chegada mais rápida da água nos talwegues. Dessa forma, o amortecimento natural do escoamento na bacia tende a ser menor, e assim a impermeabilização reduz o tempo de concentração das bacias.

O tempo de concentração pode ser definido como o tempo necessário para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial numa seção considerada. De forma simplificada, é o tempo que leva uma gota de água mais distante, até o trecho considerado na bacia (TOMAZ, 2002). Portanto, devido à urbanização, quanto maior a impermeabilização das áreas, menor será o tempo de concentração da bacia.

4.2 AS ENCHENTES URBANAS

De acordo com Tucci (1997), os principais tipos de enchentes em áreas urbanas têm suas causas em fatores específicos. Em relação ao fator urbanização, as enchentes são produzidas pela impermeabilização do solo e aumento dos volumes escoados através de condutos e canais. Já as enchentes, decorrentes da ocupação de áreas ribeirinhas, ocorrem em rios de médio e grande porte; o rio extravasa do seu leito menor, ocupando a várzea (leito maior). A população desavisada tende a ocupar esse leito devido a sucessivos anos com enchentes pequenas ou pelo reduzido custo dessas áreas, sofrendo prejuízos nos anos de enchentes maiores. E por último, as enchentes originadas de problemas localizados que ocorrem devido a obstruções ao escoamento e projetos inadequados. Nesses casos, destacam-se trechos curtos de canalizações implantados sob vias, pilares de pontes, eventuais transições de seção transversal e confluências de canais.

Ressalta-se através destas definições, que as enchentes, em um modo geral, ocorrem quando a capacidade de armazenamento, atenuação e infiltração de água na bacia é reduzida, devido ao uso e ocupação do solo. Alterações, produzidas por obras hidráulicas nos canais de macrodrenagem, também podem atuar como importantes indutores de inundações localizadas. Contudo, apesar de serem problemas potencialmente impactantes na área urbana, extravasamentos de canais podem ocorrer em áreas não urbanizadas, como é o caso das enchentes ribeirinhas, já mencionadas anteriormente.

4.3 DRENAGEM URBANA

4.3.1 Controle de Inundações

As medidas de controle e prevenção de fenômenos como enchentes e os seus possíveis danos econômicos e sociais, podem ser classificadas de acordo com a sua natureza, materiais e medidas estruturais aplicadas e outros métodos considerados não estruturais (CANHOLI, 2005).

4.3.1.1– Medidas Estruturais

As medidas estruturais são aquelas que possuem como característica principal, o emprego de técnicas e obras de engenharia, com objetivo de controlar e prever as possíveis enchentes que ocorrem nos períodos chuvosos. Estas medidas de intervenção nas redes de drenagem podem ser vistas também como uma forma remediadora dos impactos provocados pelas enchentes. Sua aplicação ocorre de acordo com as características já transformadas das bacias hidrográficas. O fato de ser aplicada em áreas já urbanizadas, reduz drasticamente seu potencial de ação; uma vez que, na maioria dos casos, apenas transfere a carga pluvial para locais mais a jusante (CANHOLI, 2005). Além dessa transferência, a eficiência dessas medidas também se relaciona à sua capacidade de atenuar as vazões.

De uma maneira geral, para Canholi (2005), as medidas estruturais são resumidas nas seguintes intervenções: aceleração do escoamento via canalizações, retardamento do fluxo, reservatórios e bacias de detenção e retenção; restauração de calhas naturais (retificação, ampliação da seção e revestimento), desvios de escoamento, túneis de derivação e canais de desvio, diques de proteção, *polders* e outros.

4.3.1.2- Medidas não-Estruturais

As medidas não estruturais possuem caráter de prevenção. Como por exemplo: leis de uso e ocupação do solo, manutenção de áreas verdes, disciplinamento da ocupação urbana,

fiscalização intensa, educação ambiental, sistema de coleta de lixo adequado, sistema eficiente de manutenção de obras de drenagem, participação da sociedade e sistema de ações civis para minimizar os impactos das inundações, entre outros.

Estas medidas se apóiam em aspectos de caráter sócio-políticos (educação, participação pública, legislação etc.) e possui a principal característica de não acarretar execução de obras.

No âmbito da legislação exemplificam-se as resoluções CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente), que dispõe de matérias como a prevenção e controle da poluição em postos de combustíveis, diretrizes para os licenciamentos ambientais, entre outros. Cita-se também o Código Florestal, como também é chamada a Lei N.º 4.771 de 15 de setembro de 1965, que trata das florestas em território brasileiro, os direitos de propriedade e restrições de uso para algumas regiões que compreendem estas formações vegetais e os critérios para supressão e exploração da vegetação nativa.

Nota-se também que no contexto do planejamento urbano, uma das medidas não-estruturais mais importantes é a legislação para controle e norteamto dos futuros loteamentos e empreendimentos. Essa legislação pode ser implementada no Plano Diretor Urbano e Ambiental ou em leis municipais específicas; com a finalidade de obter o controle do uso do solo, bem como a restrição da ocupação em áreas de risco, auxiliando no planejamento da drenagem urbana.

4.4 PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

4.4.1- Objetivos

Segundo Tucci (1997), um Plano Diretor de Drenagem Urbana deve buscar o planejamento da distribuição da água pluvial no tempo e no espaço, com base na tendência de ocupação urbana, compatibilizando esse desenvolvimento e a infra-estrutura para evitar prejuízos econômicos e ambientais. Além de controlar a ocupação de áreas de risco de inundação através de restrições nas áreas de alto risco e convivência com as enchentes nas áreas de baixo risco.

4.4.2 - Elementos

Todas as atividades que decorrem do plano poderão sofrer adequações, uma vez que as populações de determinadas localidades tem objetivos, necessidades e recursos peculiares, inerentes àquela região. Sendo assim, o plano deve atender aos anseios da comunidade em que está sendo aplicado. Relacionam-se a seguir, os diversos elementos do PDDrU, conforme definição da Atlanta Regional Commission – ARC (2001):

- 1 – Informação/Sistema de inventário:** são etapas fundamentais ao sucesso do plano, bem como o primeiro passo a ser percorrido. As informações coletadas e armazenadas serão referência no decorrer do programa, pois devem conter a localização de bocas de lobo, redes de drenagem, instalações de controle estrutural das águas pluviais, córregos, lagoas etc. Poderão também ser armazenadas em mapas, preferencialmente com a utilização de sistemas de informação geográfica.
- 2 – Planejamento de bacias hidrográficas:** estabelece as prioridades nas decisões a serem tomadas com relação à gestão das águas pluviais, bem como visa a solucionar problemas existentes dentro de uma bacia. Com isto, visa reduzir os custos operacionais, proteção das zonas de abastecimento de água, preservação das fontes e garantir a qualidade de vida da população.
- 3 – Requisitos para desenvolvimento do projeto:** a criação de Metas a serem cumpridas e educação regular da comunidade no sentido de preservar as vias pluviais e conservação da água, são elementos de fundamental importância no contexto da manutenção do plano. Assim, com a participação da comunidade manifestando suas necessidades, um conjunto formal de critérios e especificações devem ser criados pelos diretores do projeto, para garantir que as necessidades locais e metas sejam cumpridas.
- 4 – Controle de áreas de várzea:** caracteriza-se pela delimitação de áreas propensas a inundações, de acordo com o grau de risco. Com isto, visa à construção de mecanismos de escoamento de água e à minimização dos riscos de inundações em várzeas, mantendo o equilíbrio e qualidade dos escoamentos de água.
- 5 – Controle de erosão e sedimentação:** o controle da erosão em locais de construção é fator fundamental na preservação dos *habitats* e na prevenção de possíveis catástrofes,

como o deslizamento de encostas. Um controle rigoroso do solo e restrições a serem impostas pelo poder público junto a construções, devem ser destacadas no Plano.

- 6 – Normas e regulamentos:** é importante a criação de leis e regulamentos municipais que assegurem o que fora disciplinado no plano. Assim, é possível ampla divulgação no seio da sociedade. Tais leis devem garantir as metas traçadas no plano, controle e limitação do esgoto doméstico lançado nas vias pluviais, controle de erosão, proteção do meio ambiente etc.
- 7 – Revisão do Plano:** a participação da comunidade na revisão do plano é um fator de suma importância para o êxito no desenvolvimento dos objetivos desejados. Essa revisão deve considerar todos os potenciais impactos e desvantagens existentes, visando assim evitar o desperdício de tempo e dinheiro público.
- 8 - Fiscalização e Execução:** a comunidade deve participar na fiscalização do cumprimento das leis municipais e comunicar irregularidades aos diretores do plano.
- 9 – Melhorias no sistema de águas pluviais:** há várias maneiras do poder público aperfeiçoar sistema de águas pluviais, entre elas: fortalecendo encostas, sistemas de vazão para áreas com possibilidade de enchentes, aquisição de tampões e construção de áreas úmidas. Ou seja, requer grande investimento na área.
- 10 – Operação e manutenção:** A falta de manutenção eficaz pode reduzir a capacidade hidráulica e a eficiência de remoção dos poluentes das águas pluviais. Para tanto, é essencial o acompanhamento e manutenção do sistema.
- 11 – Monitoramento:** O programa de acompanhamento deve abordar questões específicas. Os dados extraídos nas consultas realizadas, auxiliam nas decisões a serem tomadas.
- 12 – Prevenção da poluição:** essa é uma maneira importante para evitar problemas na qualidade do escoamento de águas pluviais; uma vez que, a prevenção de descargas ilegais, remoção de ligações ilícitas, gestão de materiais, manutenção das bocas de lobo e informação pública, inibem ou diminuem o aumento do índice de poluição das águas pluviais, que quase sempre retornam para os rios sem o tratamento adequado.
- 13 – Educação e participação:** a educação sobre as práticas de prevenção contra poluição das águas pluviais deve ser inserida no seio da comunidade. Podemos destacar: boletins informativos, campanhas de mídia e coordenação com grupos ativistas para apoiar o programa.

14 – Financiamento: para o desempenho de um programa eficaz e contínuo, é necessário mais recursos do que normalmente estão disponíveis a partir de dotações gerais. Sendo assim, o financiamento do programa de gestão é um dos pontos mais críticos de todo o sistema.

Isto posto, verifica-se que um plano diretor de drenagem requer mais recursos do que estão normalmente disponíveis no município. Requer ainda, muito planejamento, coordenação, participação da comunidade, educação e atos normativos regulamentando a gestão.

Em termos de contextualização, a presente pesquisa permite embasamento dos itens de planejamento, que envolvem a previsão de aspectos quali/quantitativos do PDDrU. Nesse sentido, os itens 1 (Informação), 2(Planejamento de bacias), 4(Controle de áreas de várzea) e 5(Controle da erosão e sedimentação) podem ser diretamente beneficiados pelo tema aqui pesquisado.

4.4.3 – Estrutura

Para Tucci (2002), a estrutura elementar de um plano diretor de Drenagem Urbana é composta por cinco fases:

Obtenção de **informações**, abordando a área de drenagem. **Os fundamentos**, que são a razão da criação do PDDrU, constituído por princípios, objetivos, estratégias, cenários e riscos. **O desenvolvimento** do plano, com o planejamento das medidas estruturais e não estruturais, na avaliação econômica, nas obras de controle, manutenção e operação. **Os produtos**, ou seja, a regulamentação, o plano de ação com medidas escalonadas no tempo, de acordo com a viabilidade financeira; acompanhado pelo manual de drenagem, com dados básicos para a confecção dos projetos da cidade. E por último, **os programas**, que são os estudos complementares recomendados para melhorar as deficiências encontradas na elaboração do plano.

Esta estrutura pode ser representada na forma do organograma da Figura 2.

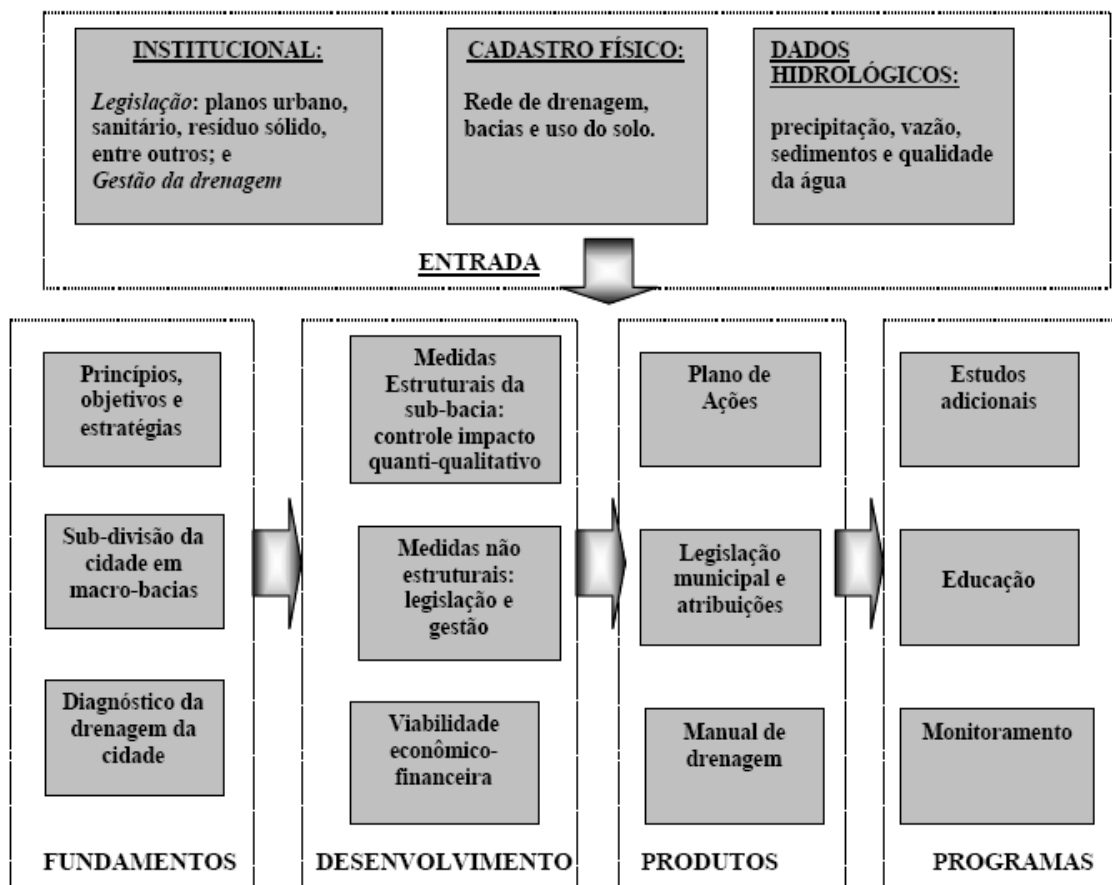


Figura 2 - Estrutura do Plano Diretor de Drenagem Urbana

Fonte: Tucci (2002).

4.4.4 – Vantagens

De acordo com PMSP (2009), planos bem elaborados possibilitam estudar a bacia de drenagem como um todo, e conseqüentemente, chegar a soluções de grande alcance no espaço e no tempo, evitando medidas de caráter restrito, que frequentemente deslocam e mesmo agravam as inundações em outros locais a jusante da área de intervenção.

Consolidam-se também normas e critérios de dimensionamento uniformes para a bacia ou conjunto de bacias, tais como o período de retorno a ser adotado, borda-livre, coeficientes de rugosidade e gabaritos de pontes e travessias. Outra vantagem é identificar áreas que possam ser preservadas ou adquiridas pelo poder público antes que sejam ocupadas.

Além disso, é possível efetuar o zoneamento das várzeas de inundação; estabelecer o escalonamento da implantação das medidas necessárias de forma tecnicamente correta e de acordo com os recursos disponíveis; possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, pela articulação do plano de drenagem com outros planos setoriais da região (planos viários, planos de abastecimento de água, planos de saneamento); esclarecer a comunidade a respeito da natureza e magnitude dos problemas e formas de solução de propostas; fornecer respaldo técnico e político à solicitação de recursos e privilegiar a adoção de medidas preventivas de menor custo e maior alcance.

4.4.5 – Limitações

De acordo com Parkinson et al (2003), para o desenvolvimento do PDDrU e o funcionamento do sistema de drenagem várias limitações emergem como principais.

Uma delas é o conhecimento precário do sistema de drenagem já construído, seu estado de conservação e suas condições operacionais. Poucos municípios dispõem de um cadastro atualizado das redes implantadas e de políticas gerenciais para atualização desse cadastro. Em decorrência disso, faltam políticas de recuperação e manutenção preventivas e previsão de recursos orçamentários, bem como meios materiais e humanos para desempenhá-las.

Na maioria dos municípios são poucos os dados disponíveis e o custo do levantamento de campo é muito alto. Muitos municípios resumem esta fase a relatórios descritivos, o que resulta em planos de drenagem muito sucintos e genéricos, que não contemplam as especificidades da região e não orientam o dimensionamento hidráulico. Este tipo de plano acaba sendo esquecido pela comunidade e até pelos órgãos gestores, pois sua aplicação prática é bem limitada.

Quando tentam organizar a manutenção e o gerenciamento do sistema de drenagem, os municípios enfrentam o problema de ausência de dados, ou seja, cadastro técnico deficiente, falta de capacitação do corpo técnico, falta de cultura de planejamento e manutenção; tanto por parte dos órgãos quanto da população, bem como falta de monitoramento do sistema e falta de recursos. O levantamento de dados e estruturação do

cadastro são elementos que aumentam muito os recursos financeiros necessários à contratação de um Plano Diretor de Drenagem Urbana.

No Brasil, é possível constatar a inexistência ou insuficiência de monitoramento hidrológico em áreas urbanas, mesmo quando se tratam de grandes aglomerações urbanas. Essa restrição impede o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento de novos sistemas, o diagnóstico correto de problemas de funcionamento em sistemas existentes, a adequada concepção de dimensionamento de soluções para esses problemas, a avaliação de impactos ambientais decorrentes de intervenções no sistema existente do desenvolvimento urbano sobre os meios receptores, a análise de efetividade das medidas de controle adotadas, entre outros.

Também é possível observar a inadequação das equipes técnicas e gerenciais responsáveis pelos serviços de drenagem pluvial, tanto no número de profissionais, quanto na qualificação e atualização técnica para o exercício da função. A falta de estrutura leva as prefeituras a contratarem os Planos Diretores de Drenagem e, muitas vezes eles são feitos à distância, sem levar em consideração as especificidades locais, com planos de ação irreais e falta de participação da comunidade e até mesmo dos órgãos envolvidos.

Outra limitação enfrentada é a distância de tempo entre o início do planejamento e a real implantação dos PDDrUs, o qual, devido ao cenário político, pode alongar-se por bastante tempo. Por esse motivo, torna-se imprescindível que o planejamento passe por constantes reavaliações, para que as decisões tomadas sejam baseadas em fatos atuais.

4.5 DETERMINAÇÃO DE MANCHAS DE INUNDAÇÃO

As manchas de inundação podem ser utilizadas como um ferramenta de grande importância para o planejamento urbano, ordenamento territorial, bem como para os PDDrUs. Elas consistem na elaboração de mapas que possuem como produto final a representação das regiões mais afetadas em caso de cheias.

De acordo com Silva (2006), em função de sua própria natureza, as manchas de inundações devem ser construídas utilizando as técnicas de geoprocessamento, aliados a modelos hidráulicos e hidrodinâmicos.

Conforme CPRM (2004), de uma maneira geral, são necessários dois grupos de atividades para concretização do mapeamento das planícies de inundação de uma área urbana. O primeiro grupo se refere às atividades necessárias para a modelagem hidráulica do trecho de interesse com o objetivo de determinar os perfis da linha de água associados às vazões com diferentes probabilidades de excedência. As vazões são calculadas a partir de uma análise de frequência ou estimadas em modelos hidrológicos. O outro grupo de atividades está relacionado à delimitação das áreas que serão inundadas por cada um dos perfis de linha de água estimados.

Outra forma consiste em delimitar manchas de enchentes que já ocorreram, correlacionando-as com aspectos da precipitação indutora (altura pluviométrica, duração ou tempo de retorno). Nesses casos, são mapeadas as marcas deixadas pela linha da água em paredes das construções afetadas. Essa medida, embora propicie um mapeamento representativo, não permite realizar prognósticos de novas manchas com outras condições de precipitação, e principalmente, com cenários de urbanização constantemente modificados.

Também, segundo Silva (2006), em alguns países afetados por cheias, são desenvolvidas normas para a elaboração de projetos de mapeamento, planos de emergência, entre outros. Há uma força conjunta entre os governos federal, estaduais e municipais.

Assim, “o mapeamento de áreas inundáveis representa uma ferramenta importante para direcionamento das expansões urbanas e a ordenação do uso e ocupação do solo, pois se dispondo do zoneamento dessas áreas, pode-se delimitá-las e designá-las para usos adequados” (FIGUEIREDO, 2003, p.1791).

CAPÍTULO 5

ÁREA DE ESTUDO

Para aplicar a metodologia proposta, escolheu-se a área urbana do município de Rio Verde, sendo que o modelo preditor de zonas de inundação é aplicado para a sub-bacia do córrego Barrinha.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO

Localizado na Bacia do Rio Paranaíba, o município de Rio Verde (GO) ocupa uma área de 8.379,66 km². Situado na microrregião do sudoeste do estado de Goiás, na região centro - oeste brasileira, conforme pode ser verificado na Figura 3. As suas coordenadas geográficas são 17° 47' 53" de latitude (S) e 50° 55' 41" de longitude (W) e altitude de 715 m (SEPLAN, 2009).

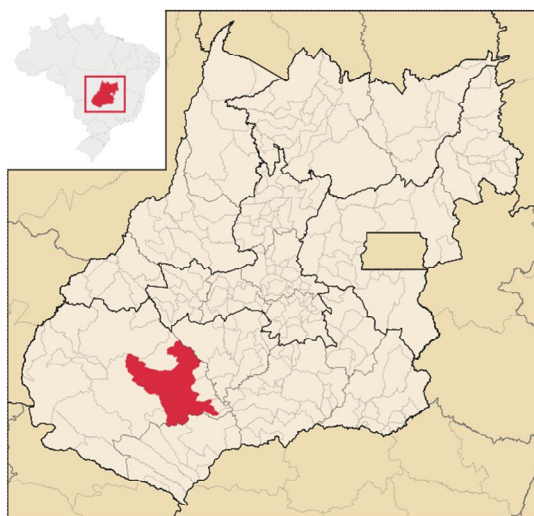


Figura 3 - Estado de Goiás e destaque para a localização do município de Rio Verde no Estado de Goiás

Fonte: http://pt.wikipedia.org/wiki/Rio_Verde

Dentro do perímetro urbano de Rio Verde têm-se altitudes de 651 a 800m. Na área do município, as altitudes sofrem maiores variações, conforme ilustra a Figura 4.

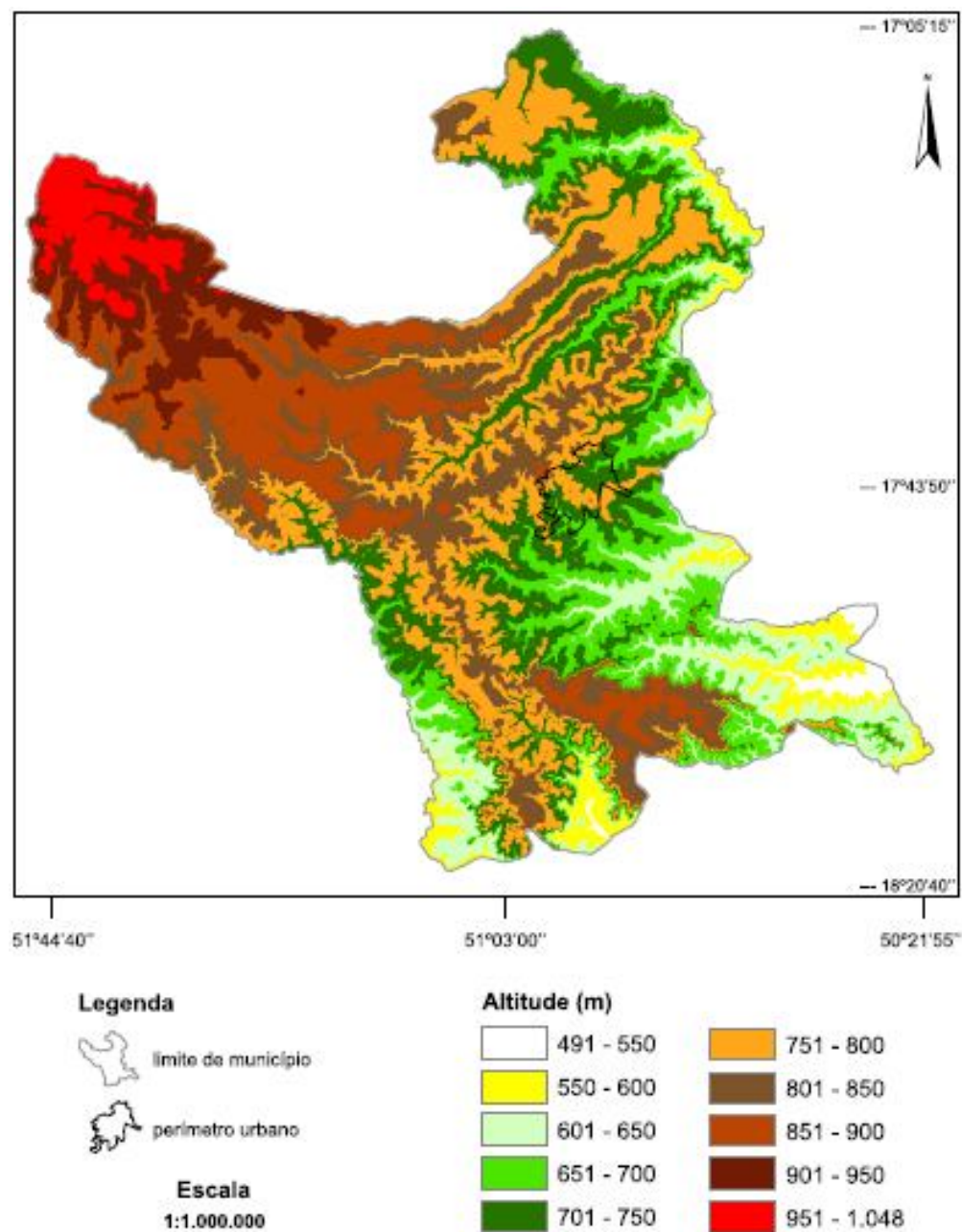


Figura 4 - Modelo Digital de Elevação do município de Rio Verde – GO

Fonte: Instituto Federal Goiano.

Também na Figura 5 pode-se observar os tipos de solos existentes no município de Rio Verde. Nota-se que há a predominância do tipo Latossolo Vermelho. Este é um tipo de solo bem desenvolvido, profundo, homogêneo, textura argilosa a muito argilosa e relevo plano a suave ondulado. (UFG, 2009)

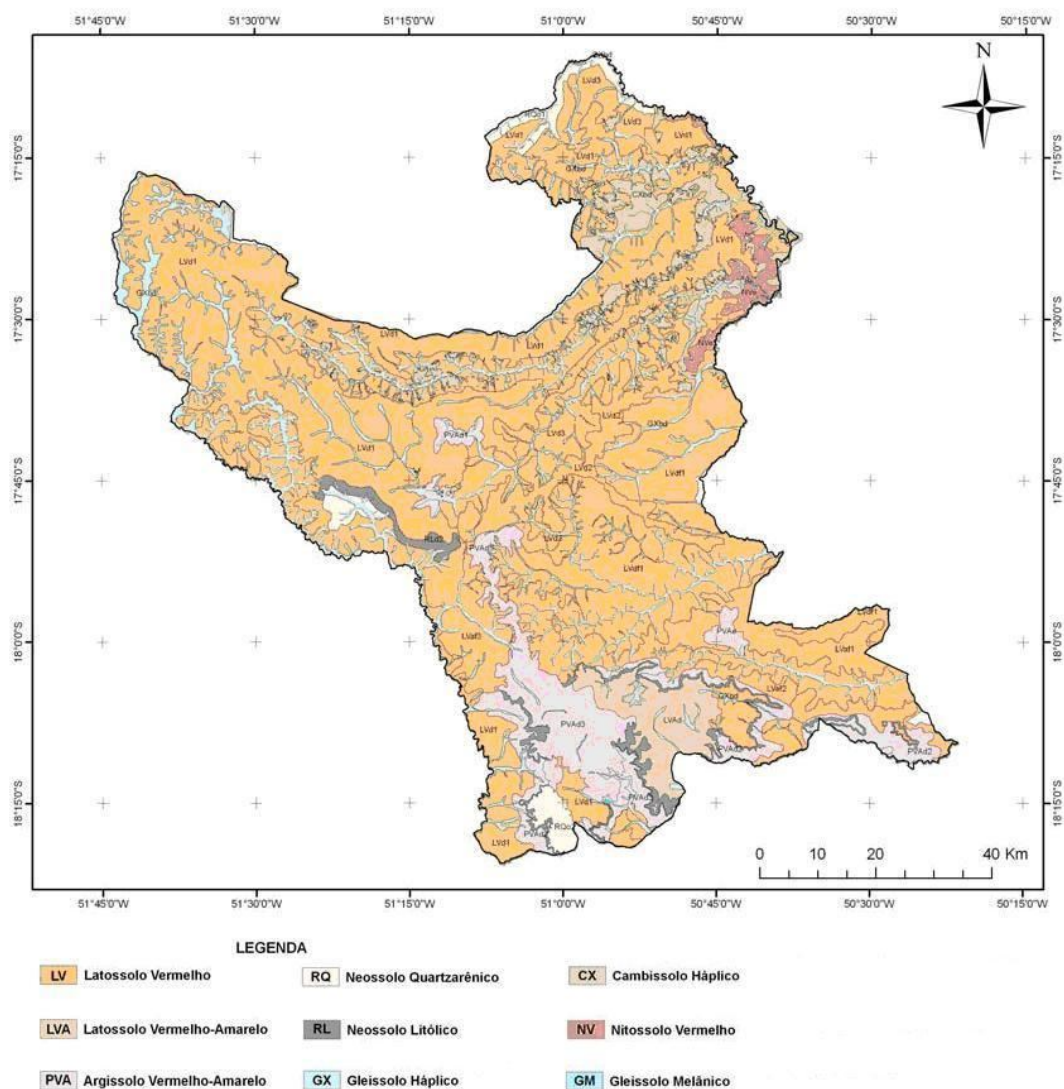


Figura 5 - Solos do município de Rio Verde

Fonte: Universidade Federal de Goiás.

5.2 BREVE HISTÓRICO DA OCUPAÇÃO URBANA

Segundo Júnior (2006), a região central da cidade, onde foram feitas as primeiras ocupações urbanas, teve crescimento lento e vegetativo até a década de 1970. A partir dessa década, houve um grande número de novos loteamentos, ocupando grande parte da região do entorno do “centro”.

A partir da consolidação desta área, deu-se a ocupação da Avenida Presidente Vargas (Figura 6), a qual tornou-se um eixo articulador da expansão urbana, condicionando a implantação de novas empresas em boa parte de seu percurso.



Figura 6 – Vista aérea da Av. Presidente Vargas

Fonte: Prefeitura Municipal de Rio Verde.

Na década de 1980, com uma imagem urbana e social mais delineada, os novos loteamentos implantados seguiam o interesse de um público alvo. Assim, a região sul da cidade, produziria novas áreas para expansão urbana. Quando a urbanização transpôs a BR- 060, esta rodovia deixou de ser um limite físico ao crescimento urbano das regiões Leste e Sul.

Na década de 1990, houve um aproveitamento dos vazios urbanos remanescentes das décadas anteriores, reduzindo notavelmente as áreas permeáveis nas regiões de ocupação mais densa.

De maneira ilustrativa, o mapa da “evolução urbana” (Figura 7) permite demonstrar esta exteriorização da ocupação urbana. Deve-se salientar que este mapa de desenvolvimento em décadas foi adaptado de registros municipais (Prefeitura Municipal), de acordo com os anos de aprovação dos loteamentos apresentados, não de sua real ocupação.

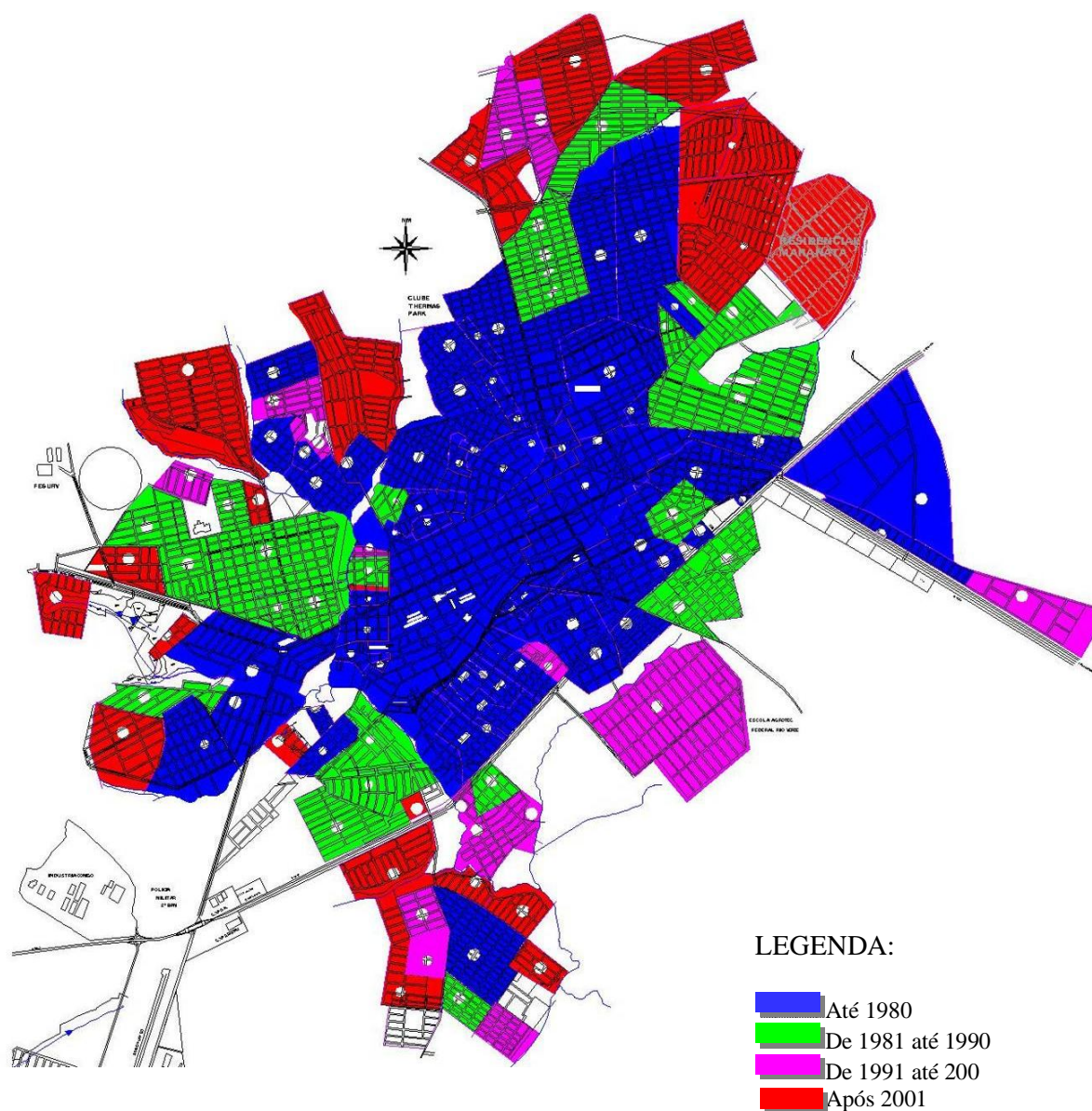


Figura 7 - Mapa do histórico de ocupação da cidade de Rio Verde

Fonte: Prefeitura Municipal de Rio Verde.

5.3 ASPECTOS SÓCIO-ECONÔMICOS

O município de Rio Verde conta com uma população de 176.424 habitantes, de acordo com a estimativa do IBGE de 2010. De acordo com dados censitários, pode-se verificar também que, entre 1991-2007, a população do município cresceu 15,90%. A densidade demográfica atual é de 21,05 hab/km². (IBGE,2010).

Localizado no cerrado brasileiro, com um relevo plano e clima favorável, o município constitui-se um importante pólo brasileiro de produção agropecuária, destacando-se na produção de soja, milho, feijão, sorgo, algodão, tomate, produção de bovinos de corte e leite, além de hortigranjeiros. Essa significativa produção agropecuária tem estimulado o crescimento da atividade agroindustrial no município, fato que indiretamente contribui no processo de urbanização.

De acordo com Barbosa (2003) em 1998, o governo de Goiás, por questões econômicas e em decorrência de o município ser um grande produtor de grãos, incentivou, através de isenção de impostos, empresas processadoras de produtos agrícolas, como a Perdigão e a Van Den Bergh, a montarem suas indústrias no município. O estabelecimento dessas agroindústrias estimulou o crescimento da população urbana, atraindo contingentes populacionais em busca de trabalho relacionado ou não às atividades agroindustriais.

5.4 ASPECTOS HIDROLÓGICOS

No município de Rio Verde, a estação de chuvas ocorre entre os meses de outubro a abril e a estação de seca, entre maio a setembro. A precipitação situa-se entre 1500 a 1800mm, e a temperatura média anual, entre 22°C e 27° C, conforme consta em Barbosa (1999). Na Figura 8, pode-se observar a intensidade média de precipitação em *milímetros por mês*, com histórico de precipitações de 1996 a 2008.

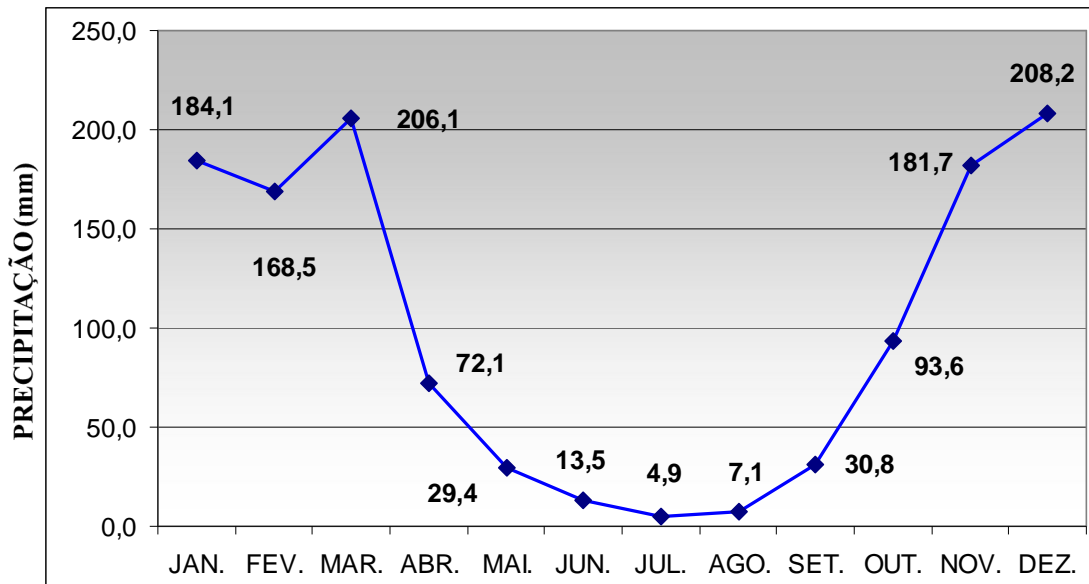


Figura 8 - Intensidade média de precipitação em mm/mês (entre 1996 a 2008)

Fonte: Estação Meteorológica da FESURV (Universidade de Rio Verde).

A Equação de Chuva, para a cidade, é a proposta por Costa, Siqueira, e Menezes Filho (2007):

$$i = \frac{35,733 \times \left(T^{0,14710 + \frac{0,22}{T^{0,09}}} \right)^{0,62740}}{(t + 19,081)^{0,88655}} \quad \text{válida para } 1 \text{ ano} \leq T \leq 8 \text{ anos} \quad (\text{Equação 5.1})$$

$$i = \frac{40,457 \times T^{0,1471}}{(t + 19,081)^{0,88655}} \quad \text{válida para } 8 \text{ anos} < T \leq 100 \text{ anos} \quad (\text{Equação 5.2})$$

onde:

i é a intensidade máxima de chuva (mm/min);

t é a duração (min);

T é o período de retorno (ano);

5.5 REDE DE CANAIS URBANOS

Entre os cursos de água no município, têm-se:

- Ribeirões: Abóbora, Lage e do Douradinho
- Córregos: são cadastrados 41 córregos pela prefeitura do município, contudo os que situam-se na malha urbana ocupada e que integram este estudo são: Barrinha, Sapo, Galinha, da Caieira, Esbarrancado, Campestre, das Mangueiras, Retirinho, da Chapadinha e Veredinha.

A captação de água para o abastecimento urbano e industrial de Rio Verde é feita junto aos Ribeirões Abóbora e Lage e bombeada para a Estação Central, onde recebe o tratamento e depois segue para a rede de distribuição. De acordo com a empresa de Saneamento de Goiás S/A (SANEAGO), a captação média do Ribeirão Abóbora é de 168 L/s e a do córrego da Lage é de 95 L/s. O Ribeirão Abóbora abastece 60% da população urbana e a indústria Perdigão, enquanto que o Ribeirão da Lage abastece 30% da população do perímetro urbano do município. Os 10% restantes do abastecimento urbano são efetuados através de poços tubulares.

Barbosa (2003) aponta alguns problemas capazes de comprometer a qualidade e a disponibilidade de água no município, entre os quais podem-se citar:

- a) grande quantidade de sedimentos em suspensão, que causam assoreamento dos cursos de água e comprometem a sua qualidade;
- b) possível diminuição da qualidade de águas subterrâneas em função da lixiviação de agrotóxicos;
- c) lançamento de efluentes industriais e domésticos, bem como dejetos humanos e de animais nos mananciais.

Em relação aos canais urbanos, como na maioria das cidades brasileiras, não há disponibilidade de dados fluviométricos, tais como curvas-chave que permitam estabelecer a vazão em uma seção do canal, em função da profundidade do escoamento. Também não há registros de campanhas isoladas de medição de vazão. Da mesma forma, a prefeitura municipal não dispõe de cadastro dos aspectos geométricos dos canais, tais como as

declividades e as características das seções (base, altura e inclinações das paredes laterais), exceto para o Córrego Barrinha. A rede de macrodrenagem principal é ilustrada pela Figura 9.

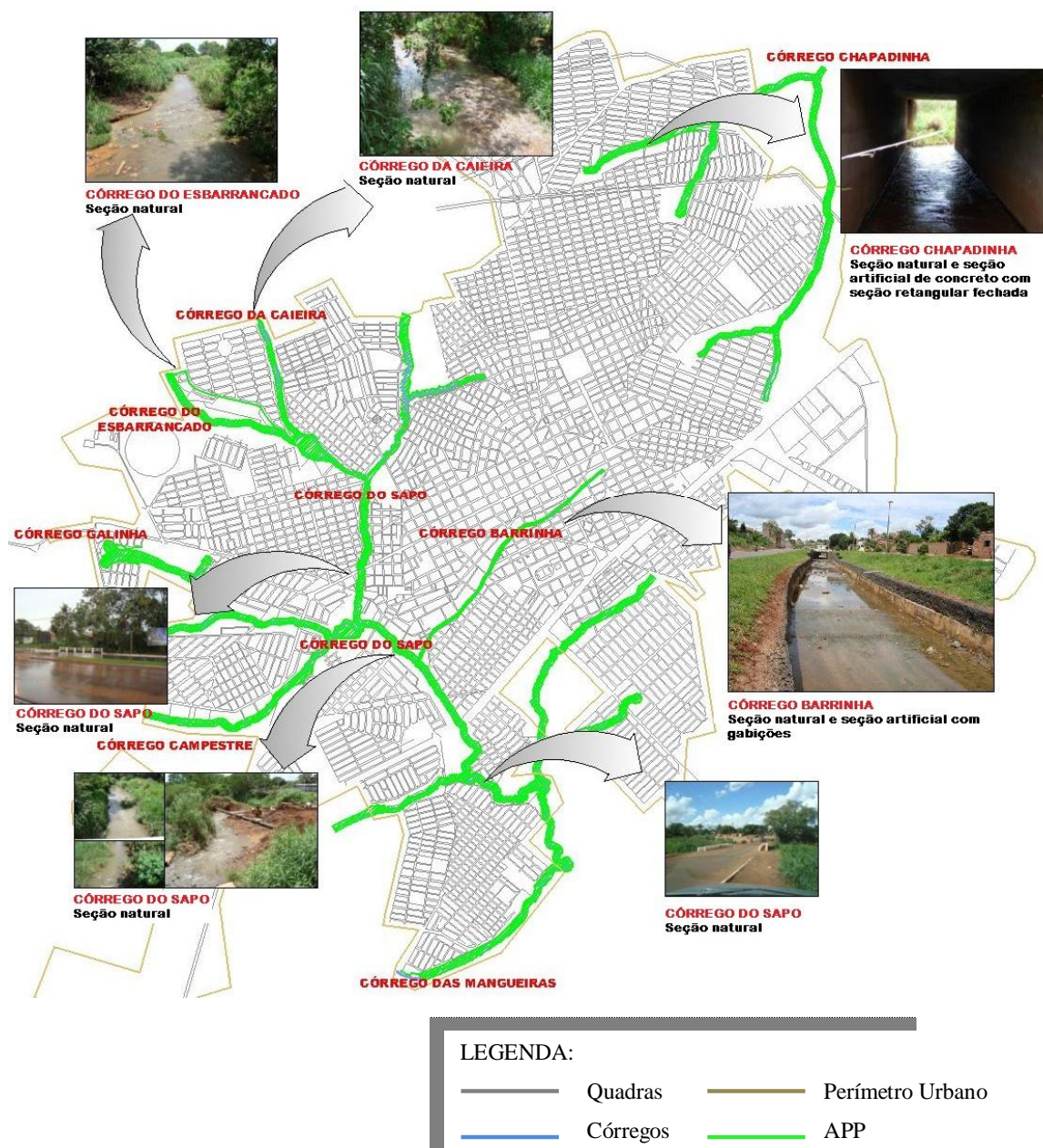


Figura 9 - Mapa da cidade de Rio Verde com as imagens dos principais canais urbanos

Fonte: Adaptado da Prefeitura Municipal de Rio Verde.

O Córrego Barrinha em sua nascente possui seção natural, preservada através de um cercado feito pela Secretaria do Meio Ambiente do município (Figura 10). Segue por um trecho em seção concretada, onde seu entorno é um terreno bastante plano (Figuras 11 e 12). Após estes trechos sua seção é artificial com gabiões (Figuras 13 e 14). Conforme imagens abaixo:



Figura 10: Terreno preservado entorno da nascente do Córrego Barrinha.



Figura 11 e 12: Trecho com seção concretada e entorno em terreno bastante plano



Figura 13 e 14: Trecho em seção artificial com gabiões

No início do seu trecho o canal artificial é mais alto e mais estreito (Figuras 15 e 16) ficando mais largo e baixo no final. (Figura 17 e 18).



Figura 15 e 16: Trecho em seção artificial com gabiões



Figura 17 e 18: Final do trecho do córrego barrinha: canal mais baixo e largo

CAPÍTULO 6

MATERIAIS E MÉTODOS

6.1 LEVANTAMENTO DE ÁREAS A PARTIR DE IMAGEM DE SATÉLITE

Neste trabalho, foi utilizado o mosaico existente da cidade de Rio Verde - GO, composto por uma imagem de satélite IKONOS em escala 1:19.000. Este mosaico foi feito em 27 de março de 2008, pela empresa Geo Engenharia Ltda de Goiânia – GO. A imagem possui resolução espacial de 1 m e erro RMS de 0,46 pixel. A imagem foi georreferenciada e posteriormente montada em um programa computacional do tipo CAD.

Este mapa, sobreposto à imagem, proporcionou o mapeamento e mensuração das áreas permeáveis. Estas foram demarcadas através do comando POLYLINE do programa AUTOCAD, somadas e calculadas através do comando LIST, que mostra a área e o perímetro de cada polígono (Figura 19).



Figura 19 - Áreas permeáveis demarcadas sobre imagem satélite

A demarcação destas áreas seguiu o seguinte critério:

- áreas permeáveis – áreas públicas, lotes sem construção ou qualquer tipo de impermeabilização. Também foram consideradas como áreas permeáveis as áreas verdes e APPs (áreas de preservação permanente).
- áreas verdes – praças, jardins, parques e bosques públicos, com cobertura vegetal predominante;
- área de Preservação Permanente – As APPs consideradas situam-se:
 - a) ao longo dos rios ou de outro qualquer curso de água, com tamanho de 30 (trinta) metros de largura de cada lado (definida pelo artigo 135 da Lei Municipal 5.090/2005)
 - b) ao redor de represas e reservatórios, naturais ou artificiais;
 - c) nas nascentes, ainda que intermitentes e nos chamados "olhos d'água", qualquer que seja a sua situação topográfica, num raio mínimo de 50 (cinquenta) metros de largura; afloramento de lençol (definida pelo artigo 2º, alínea “a”, número 1 da Lei Federal nº4771/65).
- áreas impermeáveis – todo o restante da área de estudo, ou seja, asfalto, casas. Essas áreas foram levantadas quantitativamente de forma indireta, descontando, da área total analisada as demais áreas tomadas como permeáveis.

A elaboração deste mapa facilitou os cálculos de áreas das sub-bacias e o mapeamento do uso e ocupação do solo, que foram divididos em três setores (Figura 20). A demarcação destes usos baseou-se em um conhecimento prévio da cidade e mapa de diagnóstico de usos das principais ruas e avenidas fornecidos pela prefeitura.

- Uso Industrial: Conforme Lei Municipal 5.478/2008, (que dispõe sobre o uso e ocupação do solo urbano - zoneamento do Município de Rio Verde) são edificações destinadas à indústrias de baixo, médio e alto grau de impacto;
- Uso Comercial: Conforme Lei Municipal 5.478/2008, são edificações caracterizadas para comércio varejista, atacadista e prestação de serviços, podendo ter baixo, médio e alto grau de impacto;
- Uso Residencial: Conforme Lei Municipal 5.478/2008, são edificações caracterizadas para habitação unifamiliar, geminada, seriada e coletiva.

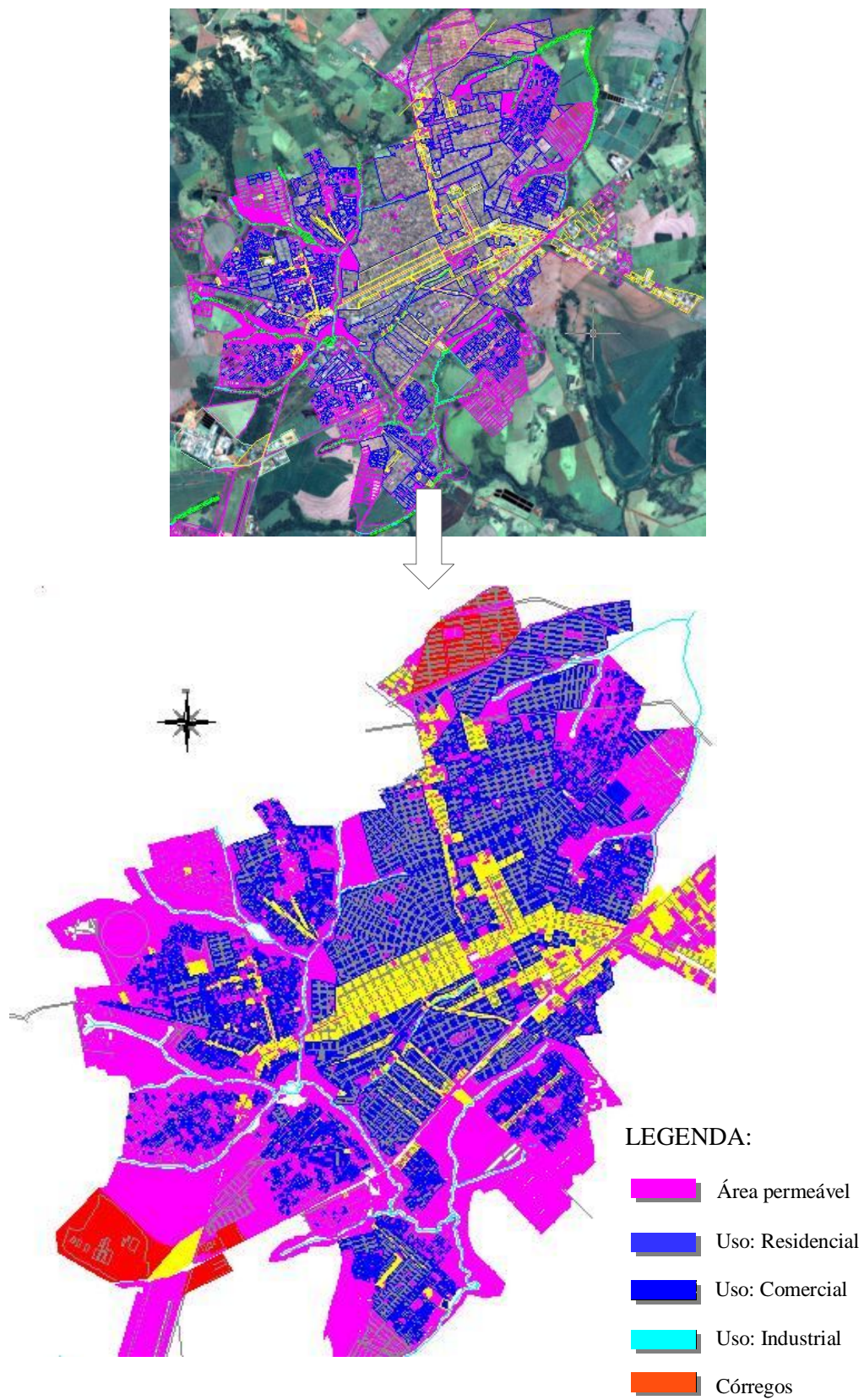


Figura 20 - Ocupações do solo demarcadas sobre imagem satélite

Também foi utilizado um mapa de levantamento topográfico de toda a cidade de Rio Verde, disponível em um programa do tipo CAD e disponibilizado pela SANEAGO de Goiânia-GO (Figura 21). Este mapa serviu de base para a montagem de um modelo numérico de terreno, utilizado para estimar as declividades das sub-bacias e dos canais. Este modelo numérico de terreno constitui uma das bases de dados para a metodologia de predição de zonas inundadas.

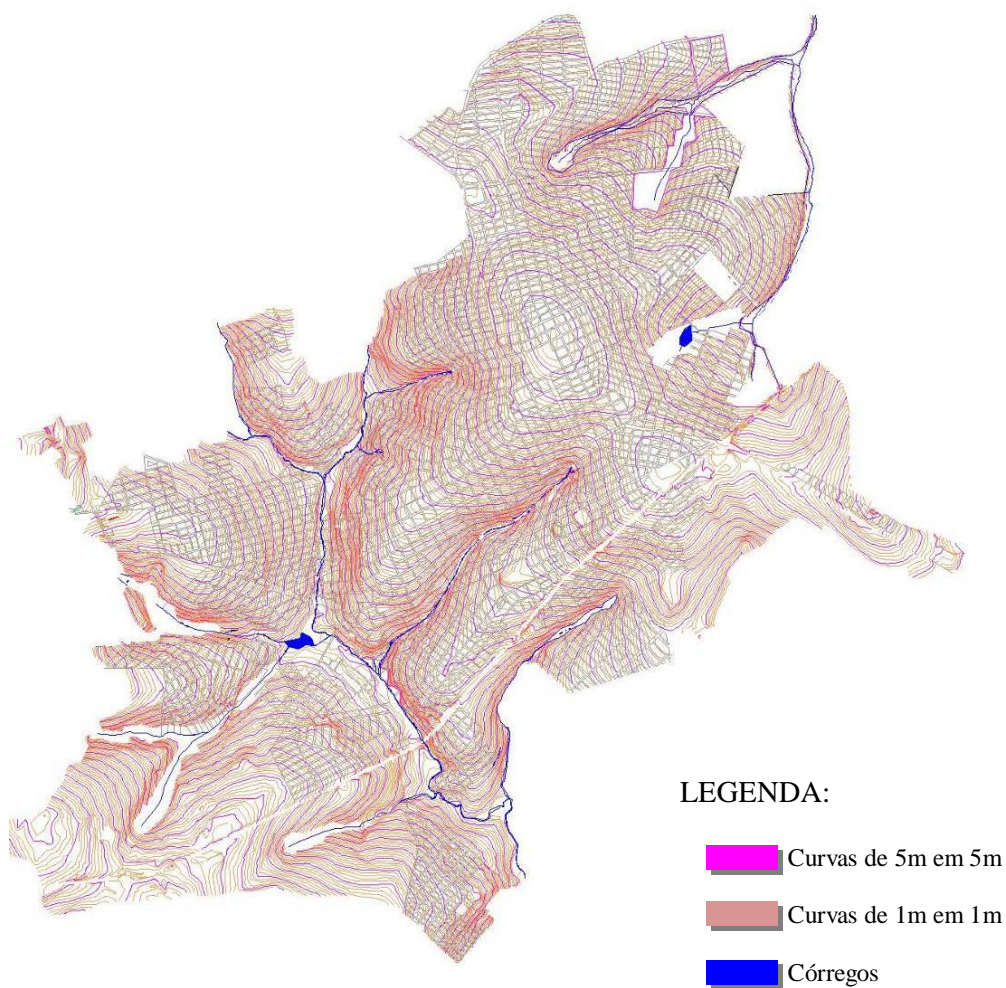


Figura 21 - Mapa com a curva de nível de Rio Verde

Fonte: adaptado de SANEAGO.

6.2 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 (Figura 22).

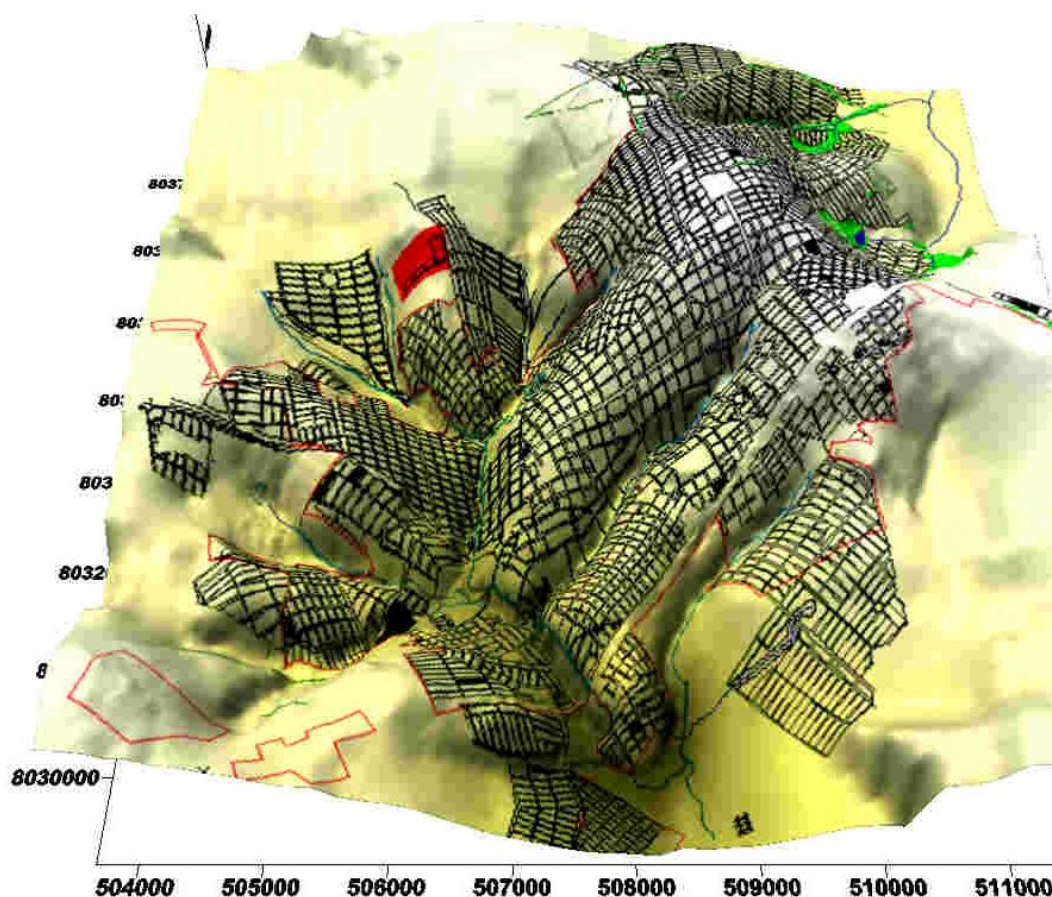


Figura 22 - Esquema tridimensional da superfície da cidade de Rio Verde

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, exemplificado pelo recorte do mapa apresentado na Figura 23.

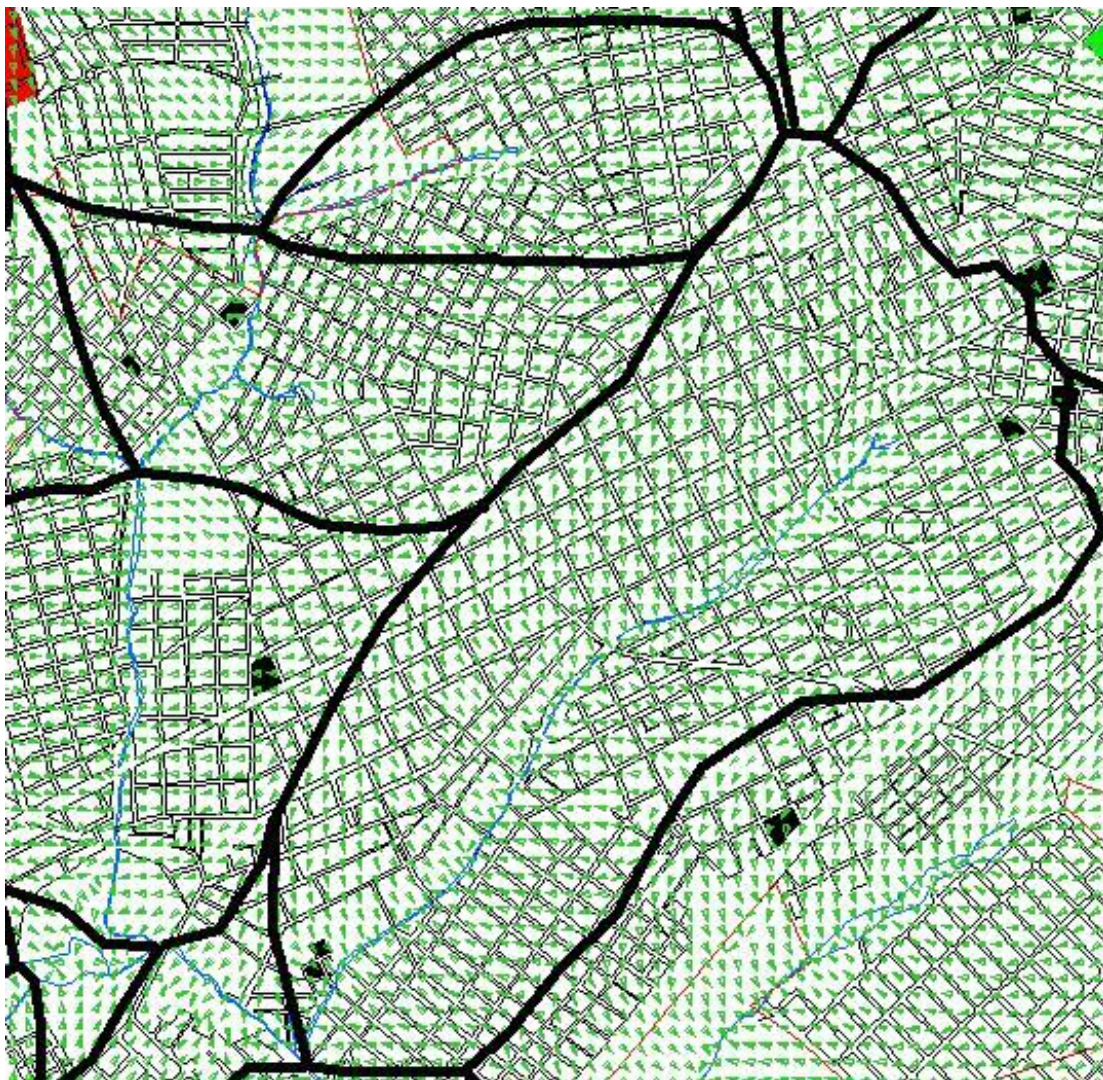


Figura 23 - Recorte: Vetores de Fluxo de escoamento superficial para divisão das sub-bacias

Para melhor estudo, as sub-bacias foram numeradas, totalizando 22 sub-bacias, mostradas pela Figura 24. 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. A numeração seguiu a ordem de formação dos córregos, de montante à jusante.

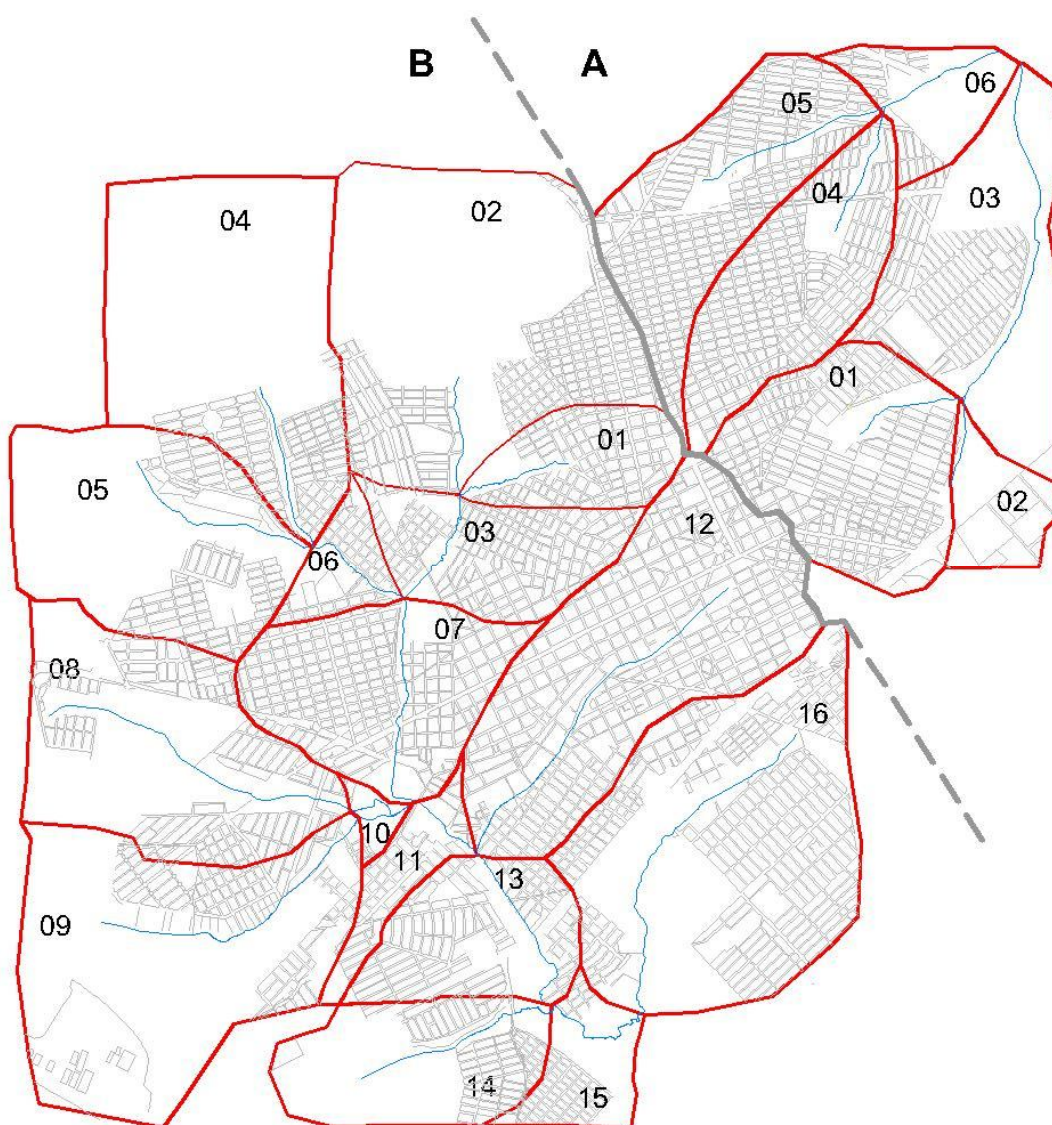


Figura 24 - Numeração e delimitação das 22 sub-bacias urbanas

6.3 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.

6.3.1 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. O primeiro é o método do número da curva (CN) adotado pelo *Soil Conservation Service*, do Departamento da Agricultura dos Estados Unidos (SCS). O segundo é método de Horton, com razão de infiltração variável e específica do local. O terceiro é o método da infiltração constante e o quarto, o método do balanço das massas. 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). Essa classificação é obtida de acordo com o Tabela 1. 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 o Tabela 2.

Tabela 1 - Grupo de Solos e Características do Solo

Grupo de Solo	Características do Solo
A	<p>Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).</p>
B	<p>Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m; mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos menos permeáveis do que o anterior, solo arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).</p>
C	<p>Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo porcentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).</p>
D	<p>Solos argilosos (30% e 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).</p>

Fonte: Tomaz (2002).

Tabela 2 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.

Utilização ou cobertura do solo	Grupo de Solos			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestas: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
Lotes de (m2)	% média impermeável			
<500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: Tomaz (2002).

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, obtido na Tabela 2, deve ser corrigido para levar em conta a condição de umidade antecedente do solo. As Tabelas 3 e 4 auxiliam nessa correção.

Tabela 3 - Condições de umidade antecedente do solo.

Condições do Solo	Situação do Solo
I	Solo seco
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado.

Fonte: Tomaz (2002).

Tabela 4 - Ajuste do número CN em função das condições de umidade do solo.

Condição normal II do número	Número CN correspondente para a devida Condição	
CN	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Fonte: Tomaz (2002).

Enfim, o que foi explicado, passo a passo, pode ser exemplificado pela Figura 25, a qual ilustra o fluxograma para obtenção do número CN da bacia.

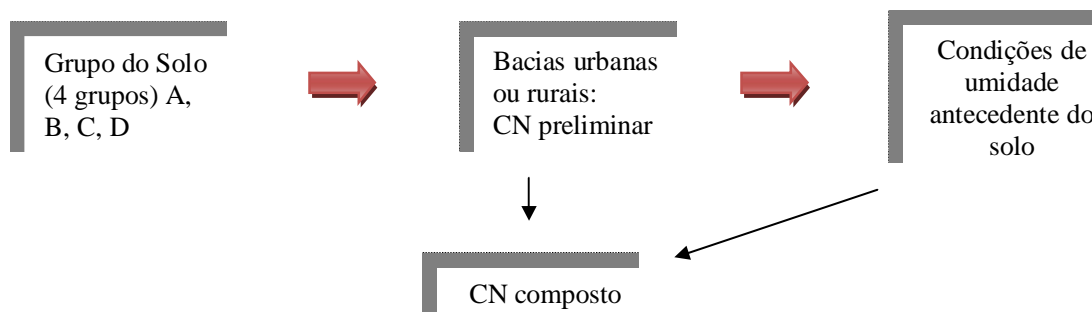


Figura 25 - Fluxograma para obtenção de CN

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:

$$CN = \sum_{i=1}^N \left[CN_i \cdot \frac{A_i}{A_{total}} \right] \quad (\text{Equação 6.1})$$

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. Salienta-se que o maior número CN equivale a 98, adotado para

áreas totalmente impermeáveis. Este número limite é um indicador de que nem toda chuva transforma-se em escoamento superficial, mesmo para áreas totalmente impermeáveis.

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 m^2 ;
- zonas comerciais e de escritórios;
- zonas industriais;
- terrenos baldios em boas condições;
- zonas cultivadas com conservação do solo.

No item seguinte, descreve-se a geração de escoamento superficial, de acordo com a sua relação com o número CN, bem como sua atenuação na própria bacia hidrográfica.

6.3.2 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.

O Método Santa Bárbara trata a bacia como um reservatório imaginário, no qual há entrada de água, gerada pelo escoamento superficial, armazenamento temporário e a saída no exutório, que compõe, finalmente, o hidrograma desejado (Figura 26).

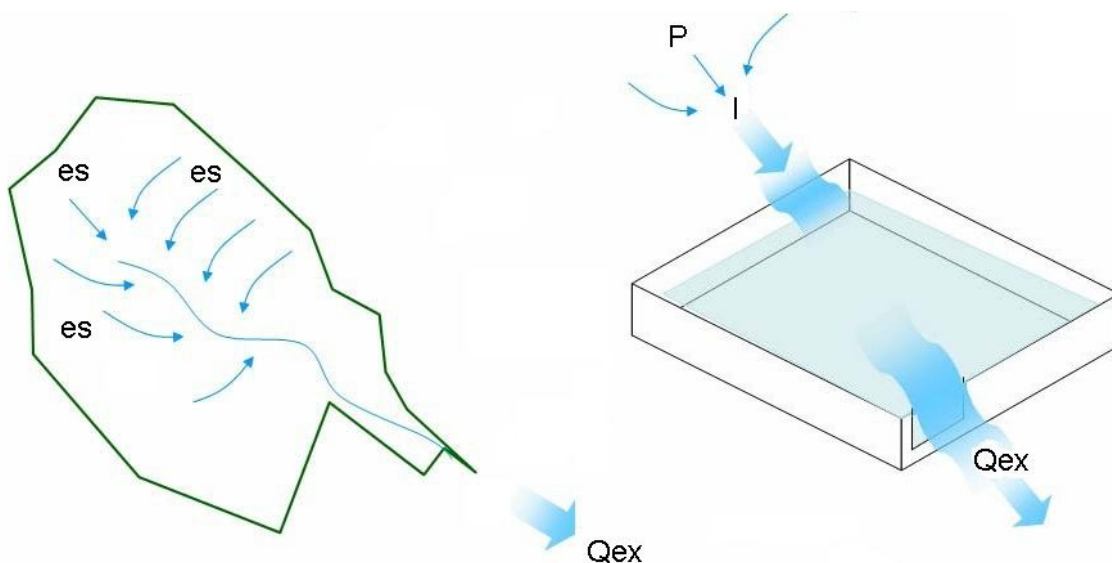


Figura 26 - Esquema ilustrativo do Método Santa Bárbara. O método considera o armazenamento temporário na bacia (reservatório imaginário), com vazão de entrada I e vazão de saída Q_{ex} . (Adaptado de Sousa, 2008)

Neste trabalho, a aplicação do Método Santa Bárbara foca-se na estimativa dos hidrogramas de cheia para seções de controle nos talwegues 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 6.2)

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 6.3)

- **Fração de área impermeável:** $d = A_I / A_{total}$ (Equação 6.4)

- **Coefficiente de retardo:** $k_r = \frac{\Delta t}{2.t_c + \Delta t}$ (Equação 6.5)

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 seqüência 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 6.6)

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 6.7)

- **Escoamento superficial acumulado** (transformação chuva-vazão):

$$Q_{ac}^{t+\Delta t} = \frac{(P_{ac}^{t+\Delta t} - 0,2 \cdot S)^2}{P_{ac}^{t+\Delta t} + 0,8 \cdot S}, \text{ quando } P_{ac}^{t+\Delta t} > 0,2 \cdot S$$

$$Q_{ac}^{t+\Delta t} = 0, \text{ quando } P_{ac}^{t+\Delta t} < 0,2 \cdot S \quad (\text{Equação 6.8})$$

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 6.9)

- **Intensidade da chuva efetiva na área impermeabilizada:**

$$i_{im}^{t+\Delta t} = P_{fx}^{t+\Delta t} / \Delta t \quad (\text{Equação 6.10})$$

- **Intensidade da chuva efetiva na área permeável:**

$$i_{per}^{t+\Delta t} = Q_{fx}^{t+\Delta t} / \Delta t \quad (\text{Equação 6.11})$$

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

$$I^{t+\Delta t} = (i_{im}^{t+\Delta t} \cdot d + i_{per}^{t+\Delta t} \cdot (1-d)) \times A_{total} \quad (\text{Equação 6.12})$$

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

$$Q_{ex}^{t+\Delta t} = Q_{ex}^t + k_r \cdot (I^t + I^{t+\Delta t} - 2 \cdot Q_{ex}^t) \quad (\text{Equação 6.13})$$

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.

6.3.3 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. Uma representação esquemática deste tipo de abordagem pode ser vista na Figura 27.

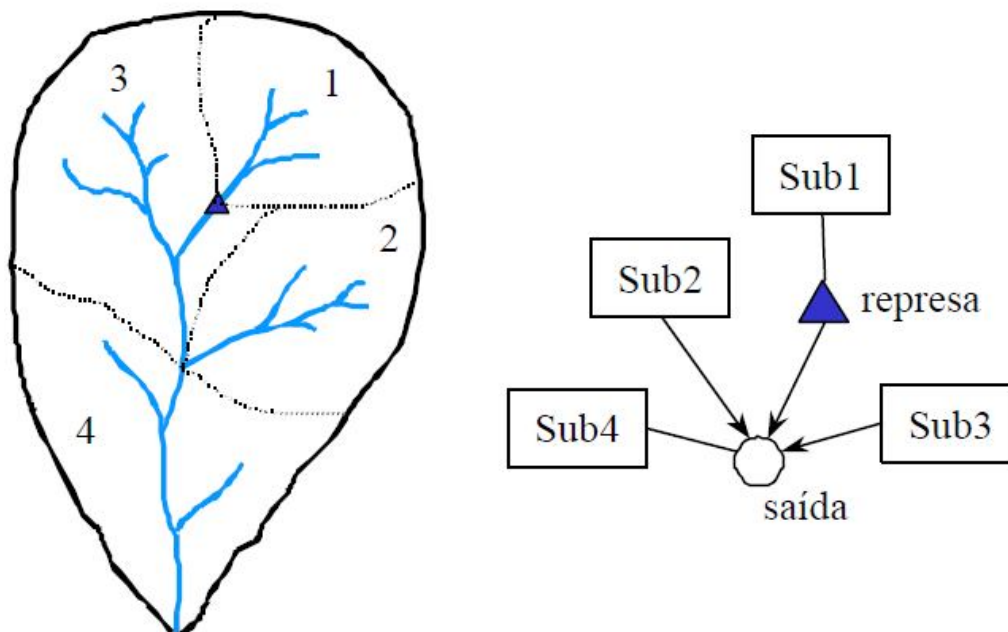


Figura 27 - Representação de uma bacia hidrográfica dividida em sub-bacias e diagrama esquemático mostrando os percursos da água até a saída da bacia. As setas indicam que a sub-bacia se comunica diretamente com a saída através de um curso de água

Fonte: Baseado em Maidment (1993) *apud* RENNÓ (2004).

No presente contexto, o Método Santa Bárbara é aplicado para estimar hidrogramas de vazões, geradas pela chuva excedente, nos exutórios de cada sub-bacia. Apesar 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, o qual será descrito oportunamente em itens seguintes.

Com o propósito de facilitar o entendimento, será considerada a discretização de uma sub-bacia em três setores de área acumulativa, segundo ilustra a Figura 28.

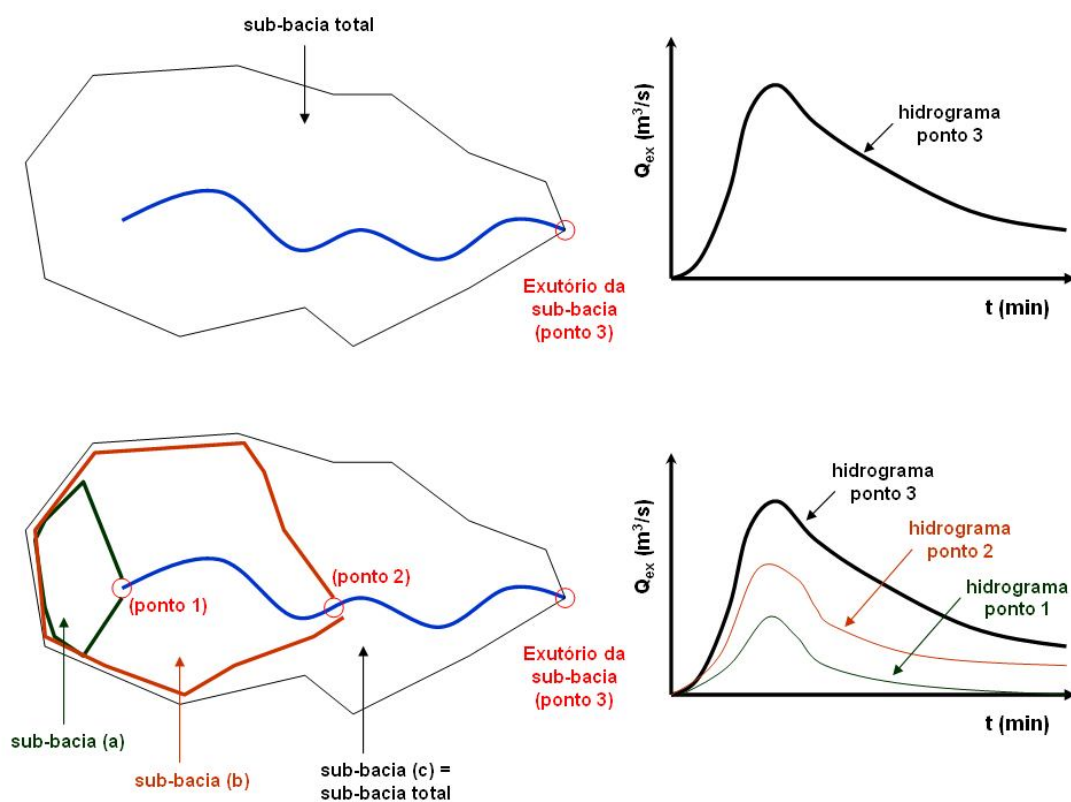


Figura 28 - Esquema de discretização de uma sub-bacia em três regiões de área acumulativa e hidrogramas estimados nos pontos de controle

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. Apesar disso, 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):

$$N_{\text{pontos}} = \frac{li - l}{L - l} \times (6 - 2) + 2 = (\text{maior inteiro}). \quad (\text{Equação 6.14})$$

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 29 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.

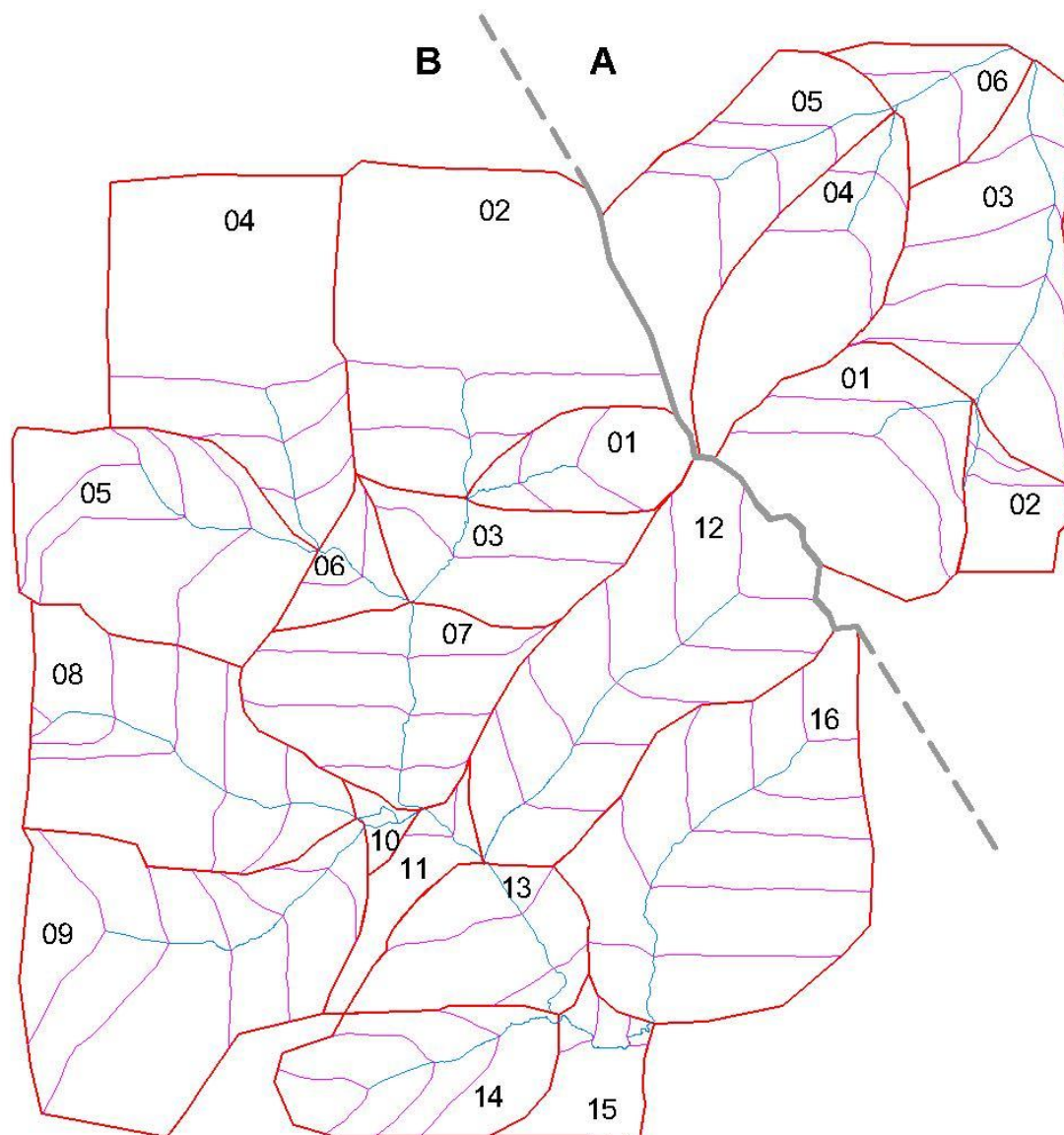


Figura 29 - Discretização final das 22 sub-bacias da área urbana de Rio Verde

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 30). 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. Assim, as seguintes relações serão utilizadas:

$$Q_1^{t+\Delta t} = Q_{ex\ 1}^{t+\Delta t} \quad (\text{hidrograma de entrada no ponto de montante}); \quad (\text{Equação 6.15})$$

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

(Equação 6.16)

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

(Equação 6.17)

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

$$q_{LN}^{t+\Delta t} = (Q_{ex\ N}^{t+\Delta t} - Q_{ex\ N-1}^{t+\Delta t}) / L_{N,N-1} \quad (\text{Equação 6.18})$$

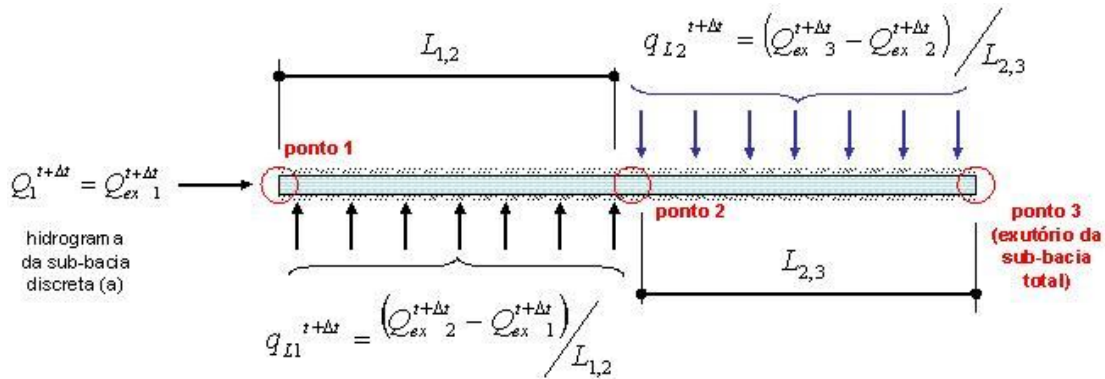


Figura 30 - Esquema de distribuição das vazões geradas pelo escoamento superficial ao longo do comprimento do canal.

6.3.4 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, explicado nos itens anteriores e o Tc (tempo de concentração).

Conforme relatado anteriormente, o tempo de concentração pode ser definido como o tempo necessário para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial numa seção considerada.

Existem várias fórmulas para a estimativa do tempo de concentração, todas elas de caráter empírico ou representando ajuste de curvas. Evidentemente os resultados de diferentes fórmulas não convergem para um mesmo valor numérico. Algumas exigem poucos dados para sua alimentação, outras exigem uma quantidade maior de parâmetros. Neste trabalho, serão utilizadas fórmulas que consideram o uso e ocupação do solo e o grau de impermeabilização da bacia, visto que esses fatores são relevantes em um estudo de macrodrenagem urbana e já compõe a determinação do CN. A partir de uma pesquisa na literatura, optou-se por utilizar as fórmulas:

- **Método de Germano:** $tc = 18,628 \cdot \frac{L^{0,882}}{imp^{0,272}}$ (Equação 6.19)

Em que:

tc = tempo de concentração da bacia (min);

L = comprimento do talvegue principal (km);

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

- **Método do SCS lag fórmula:** $tc = 3,42 \cdot \frac{L^{0,80} \cdot (1000/CN - 9)^{0,7}}{S_t^{0,50}}$ (Equação 6.20)

Em que:

tc = tempo de concentração da bacia (min);

L = comprimento do talvegue (km);

CN = número da curva;

S_t = declividade do talvegue (m/m).

Para a aplicação em bacias urbana, que é o caso, o SCS sugere procedimentos para ajuste da fórmula em função da área impermeabilizada. O fator de ajuste é calculado como:

$$FA = 1 - PI \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \quad \text{(Equação 6.21)}$$

Em que: PI = porcentagem impermeável da bacia.

Assim, o tempo de concentração pode ser corrigido como: $tc' = FA \cdot tc$ (Equação 6.22)

A declividade do talvegue pode ser aproximada pela declividade equivalente da bacia, a qual corresponde a uma declividade constante, cujo tempo de translação, para o mesmo comprimento em planta do talvegue, é igual ao tempo de translação do perfil natural. Tal declividade é calculada como:

$$S_t \equiv I_e = \left[\frac{L}{\sum_{j=1}^N (l_j \cdot S_j^{-1/2})} \right]^2 \quad (\text{Equação 6.23})$$

Na equação (6.23), L é o comprimento total, em planta, do talvegue principal da bacia, l_j e S_j são o comprimento e a declividade de cada sub-trecho.

No capítulo 7, após o cálculo do tempo de concentração através dos dois métodos, utilizaram-se os resultados obtidos pelo Método de Germano, visto que os valores encontrados foram os menores denotando assim um cenário de simulação mais crítico.

6.4 MODELO HIDRÁULICO

No item anterior, foram descritos os diversos métodos que, acoplados, propiciam a alimentação do modelo hidráulico, gerando as vazões que serão transportadas na calha dos canais e que, eventualmente, dependendo do cenário de precipitação e de urbanização, podem extravasar essa calha, invadindo as planícies de inundação. Neste item, são descritas as metodologias utilizadas para calcular o escoamento no canal.

6.4.1 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. A Figura 31 ilustra um trecho genérico entre duas seções consecutivas.

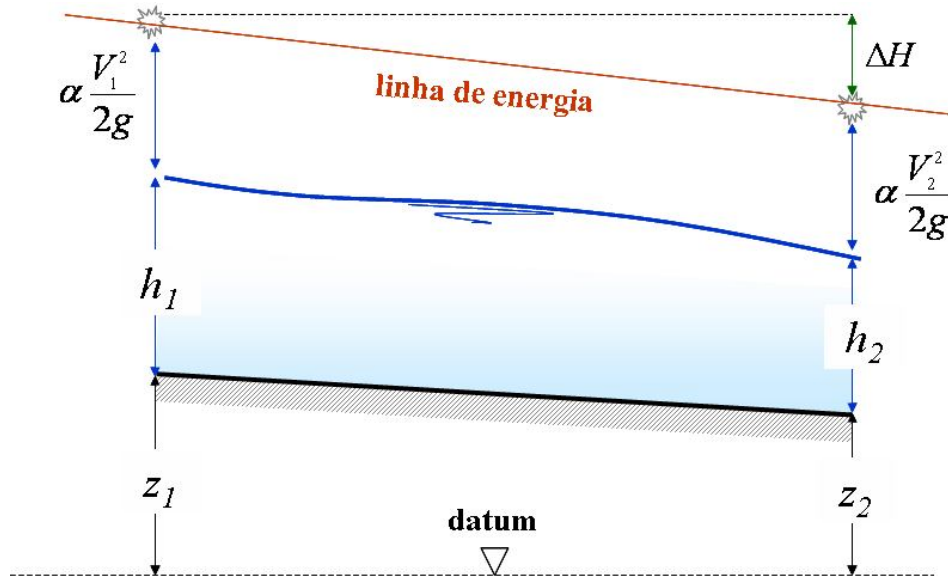


Figura 31 - Variáveis do escoamento entre duas seções consecutivas

A Figura 31 representa os níveis de energia, por unidade de peso de fluido, que o escoamento apresenta em cada seção. 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:

$$H = z + h + \frac{V^2}{2g} = z + h + \frac{Q^2}{A_m^2 \cdot 2g} \quad (\text{Equação 6.24})$$

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:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{(S_o - S_f)}{1 - (\alpha \cdot B \cdot Q^2) / (g \cdot A_m^3)} \quad (\text{Equação 6.25})$$

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 talvegues, 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:

$$S_f = \left(\frac{n \cdot Q}{A_m \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{Equação 6.26})$$

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 (6.25) 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 Figura 32. 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.

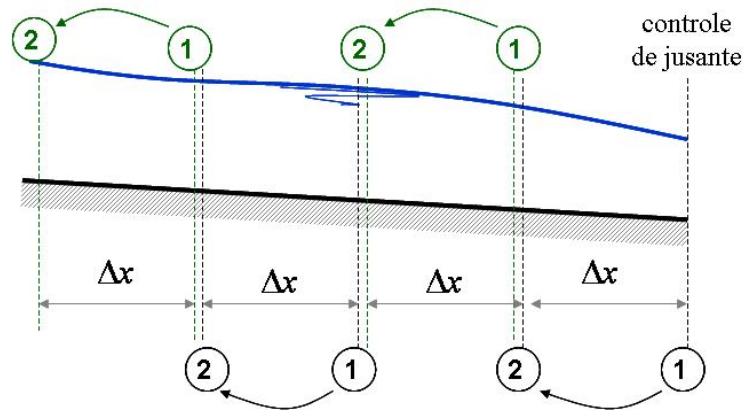


Figura 32 – Passos do *Standard Step Method*, explicitando a varredura das seções, para cálculo das profundidades, no sentido jusante-montante

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:

$$H_1 = z_1 + h_1 + \frac{Q^2}{A_{m1}^2 \cdot 2g} \quad (\text{Equação 6.27})$$

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

Passo 2: estimativa da primeira profundidade na seção 2:

$$\hat{h}_2 = h_1 + f(x_1, h_1) \cdot (x_2 - x_1) \quad (\text{Equação 6.28})$$

$$\text{Sendo que: } f(x_1, h_1) = \frac{(S_{o1} - S_{f1})}{\left[1 - (\alpha \cdot B_1 \cdot Q^2) / (g \cdot A_{m1}^3)\right]} \quad (\text{Equação 6.29})$$

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} :

$$F(h_2) = \hat{h}_2 + \alpha \frac{Q^2}{A_{m2}^2 \cdot 2g} + \frac{1}{2} \cdot \hat{S}_{f2} \cdot (x_2 - x_1) + z_2 - H_1 + \frac{1}{2} \cdot S_{f2} \cdot (x_2 - x_1) \quad (\text{Equação 6.30})$$

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} :

$$\frac{dF}{dh_2} = 1 - \alpha \frac{Q^2 \cdot \hat{B}_2}{g \cdot \hat{A}_{m2}^3} - (x_2 - x_1) \cdot \left(\hat{S}_{f2} \cdot \frac{\hat{B}_2}{\hat{A}_{m2}} + \frac{2}{3} \cdot \frac{\hat{S}_{f2}}{\hat{R}_{h2}} \cdot \frac{dR_{h2}}{dh_2} \right) \quad (\text{Equação 6.31})$$

Sendo que:

$$\frac{dR_{h2}}{dh_2} = \frac{\hat{B}_2}{\hat{P}_{m2}} - \frac{\hat{A}_{m2}}{\hat{P}_{m2}^2} \cdot \frac{dP_{m2}}{dh_2} \quad (\text{Equação 6.32})$$

$$\frac{dP_{m2}}{dh_2} = \begin{cases} 2 & (\text{canal retilinear}) \\ 2 \cdot \sqrt{1 + s^2} & (\text{canal trapezoidal}) \end{cases} \quad (\text{Equação 6.33})$$

s = declividade dos taludes do canal trapezoidal.

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

$$\text{profundidade ajustada: } h_2 = \hat{h}_2 - \frac{F(h_2)}{\left(dF/dh_2 \right)} \quad (\text{Equação 6.34})$$

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

Se $|h_2 - \hat{h}_2| \leq \text{tolerância}$, então: h_2 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.

6.4.2 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:*
$$B_a \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (\text{Equação 6.35})$$

- *Equação dinâmica:*
$$S_o = \frac{Q^2 \cdot n^2}{B_d^2 \cdot h^{10/3}} \quad (\text{Equação 6.36})$$

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 6.37)

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

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.

6.4.3 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. A Figura 33, retirada de Chaudhry (2008), embora meramente ilustrativa, fornece uma idéia mais clara acerca de tal mapeamento.

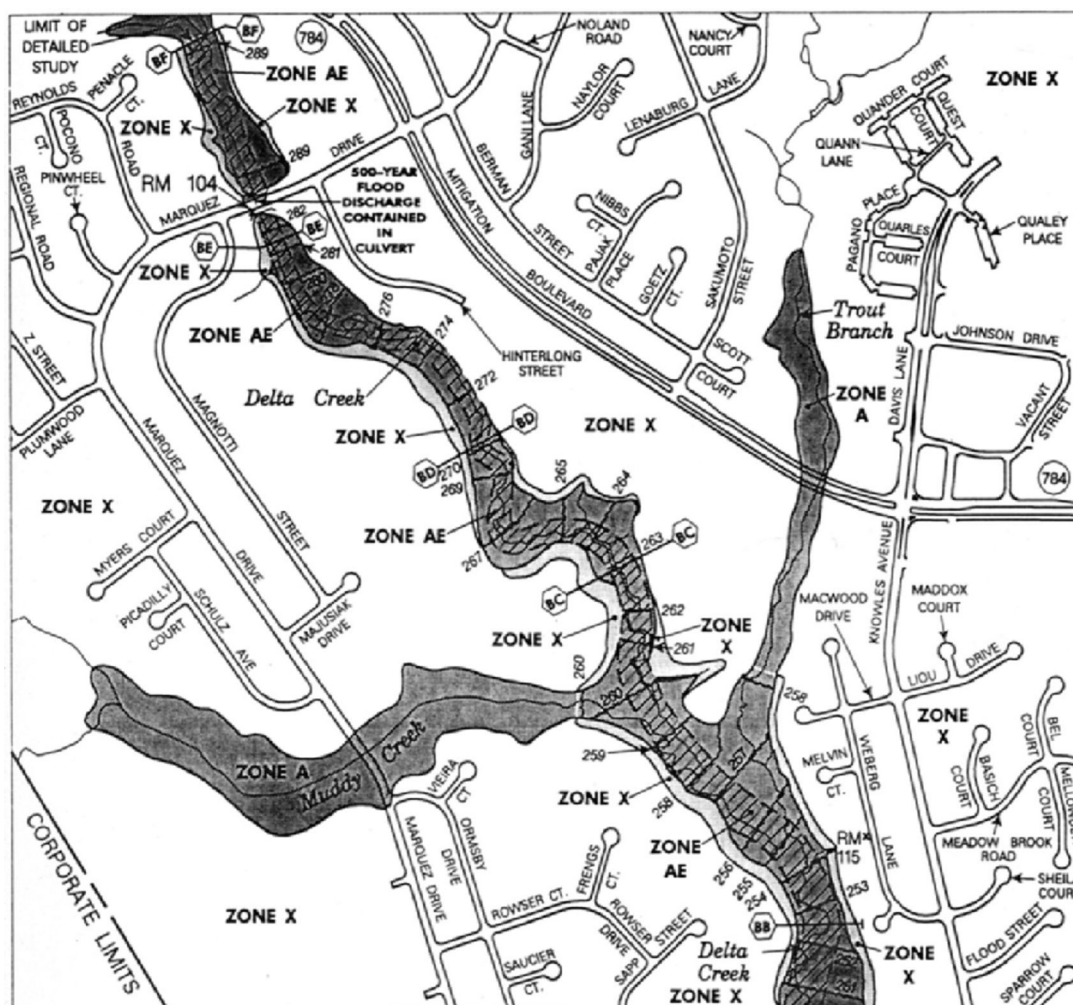


Figura 33. Mancha de inundação construída para um estudo de segurança contra enchentes

Fonte: Chaudry (2008) *apud* After Federal Emergency Management Agency (1995).

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 34 ilustra a seção típica utilizada para o canal estudado na presente pesquisa.

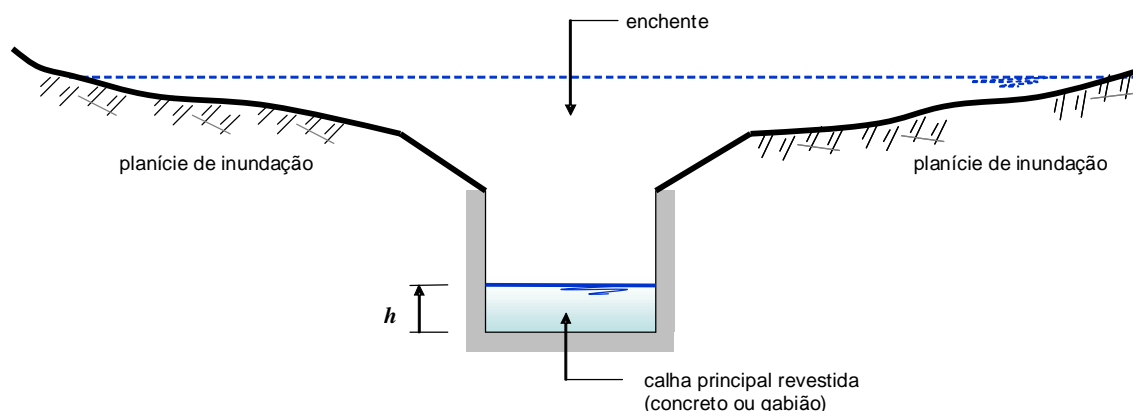


Figura 34 - Representação da seção típica do canal analisado neste trabalho, indicando ocorrência de enchentes com a invasão das planícies de inundação

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. A Figura 35 ilustra um desses exemplos de

refinamento, realizado para o córrego Barrinha, um dos principais cursos de água da malha urbana de Rio Verde.

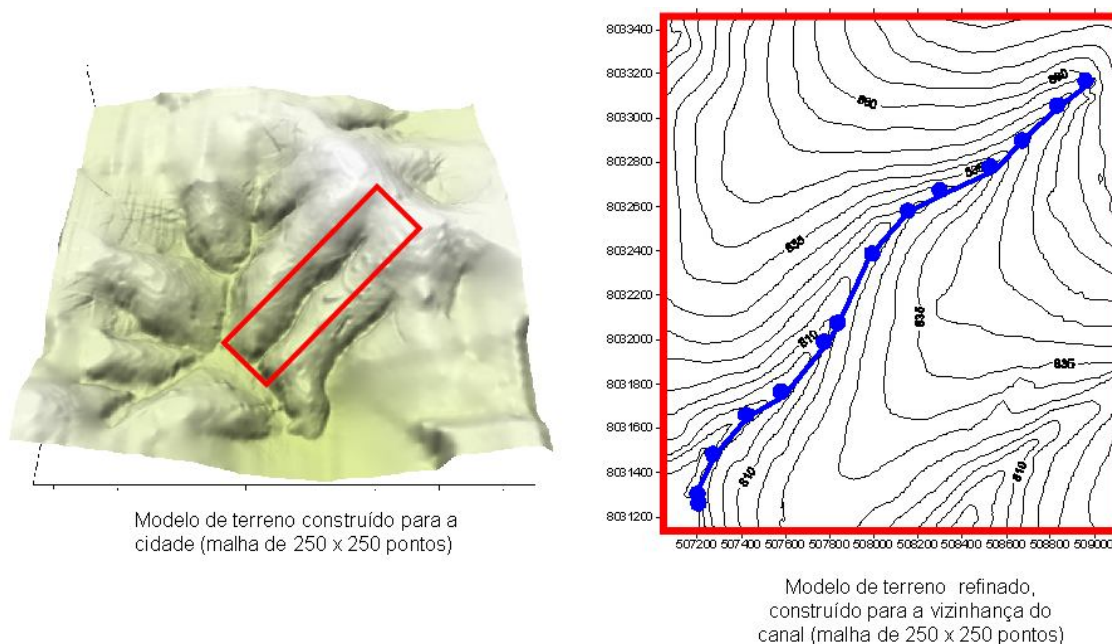


Figura 35. Esquema de modelo numérico de terreno refinado no entorno do canal

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 36. 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).

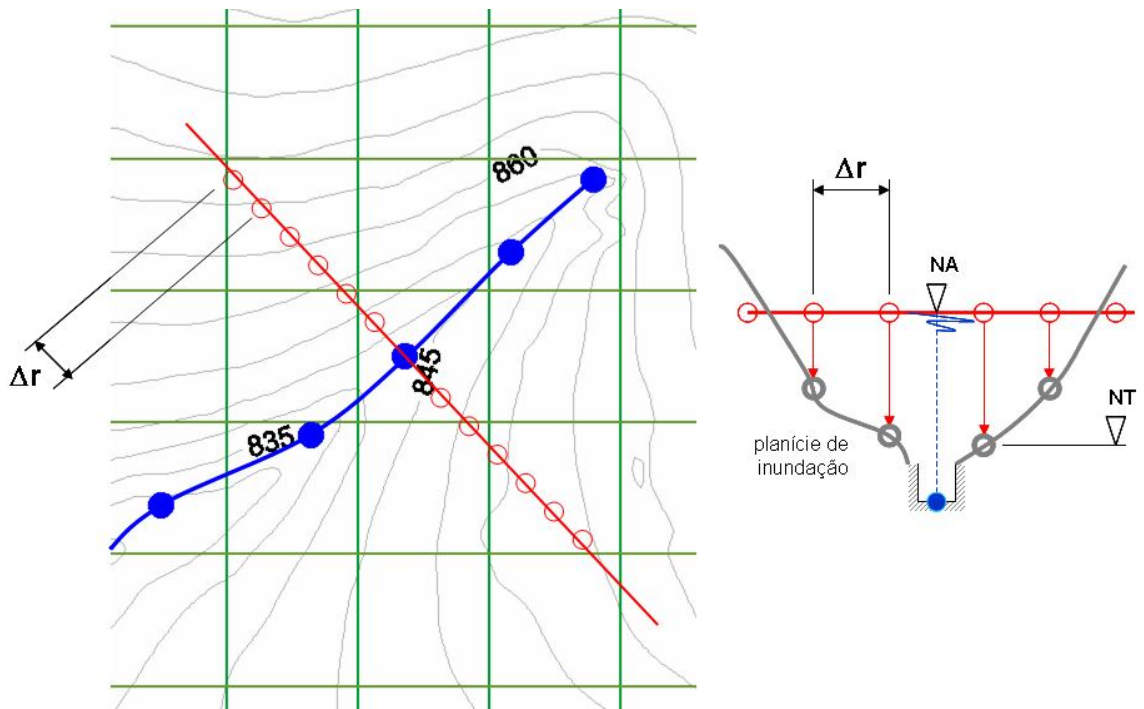


Figura 36 - Traçado de um corte transversal à seção do canal e comparação entre as cotas da superfície livre (NA) e do terreno (NT), com intuito de identificar coordenadas dentro de zonas de inundação. As linhas de grade verdes definem a malha de 250 x 250 pontos onde as coordenadas e cotas são conhecidas (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:

$$z_{IN} = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{z_i}{D_i} \right)}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{1}{D_i} \right)} \quad (\text{Equação 6.38})$$

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.

Enfim, é interessante ilustrar um fluxograma (Figura 37) que sintetiza a metodologia desenvolvida neste trabalho. Este fluxograma destaca quais são os dados de interesse a serem levantados, bem como o fundamento do método: o acoplamento entre o modelo numérico de terreno com os modelos hidrológico e hidráulico.

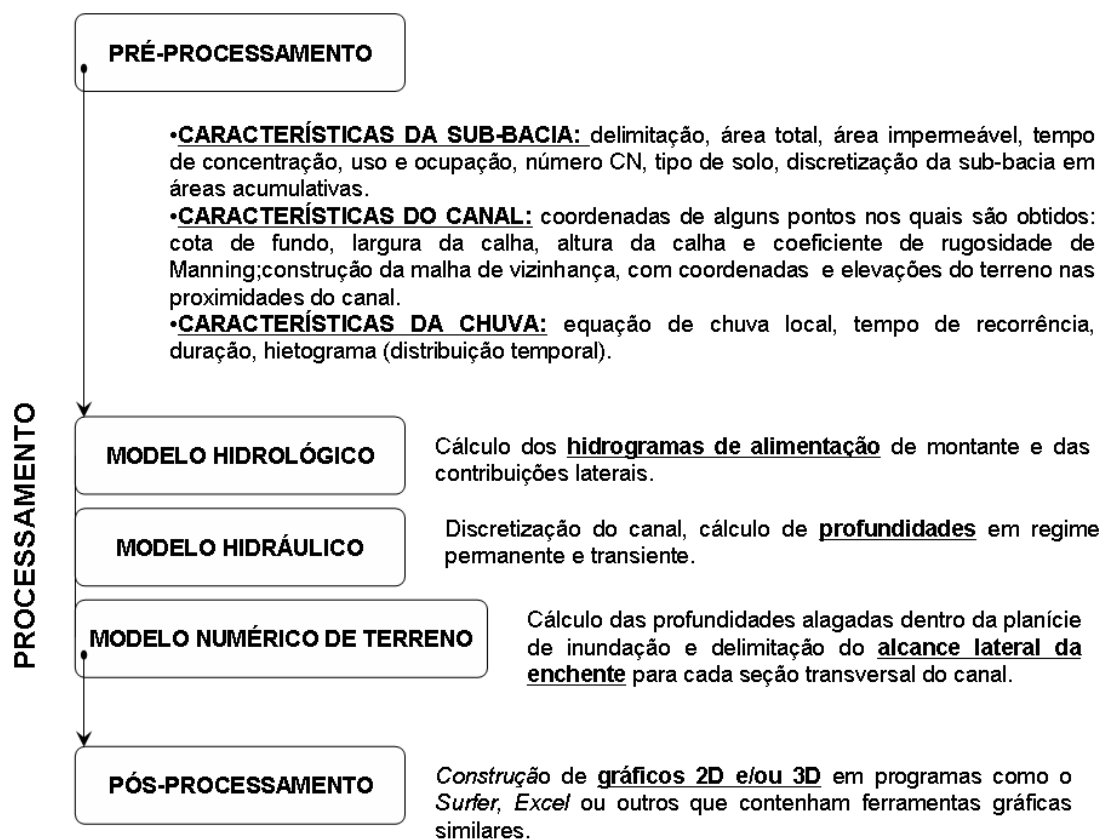


Figura 37. Fluxograma síntese da metodologia de simulação e delimitação de enchentes.

CAPÍTULO 7

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia descrita no capítulo anterior. Em uma primeira etapa, realizou-se a caracterização das 22 sub-bacias urbanas de Rio Verde. Neste sentido, a primeira parte deste capítulo é dedicada à apresentação de mapas que expõem a distribuição de parâmetros fundamentais para a alimentação do modelo hidrológico. Outra parte desta unidade é dedicada à apresentação de resultados referentes à propagação de cheias no córrego Barrinha. Neste contexto, a metodologia proposta foi aplicada na íntegra, desde a geração de vazões pelo modelo hidrológico, passando pela propagação de cheias no canal, via modelo hidráulico, e finalmente, utilizando o procedimento para delimitar áreas inundadas.

7.1 CARACTERIZAÇÃO DAS SUB-BACIAS URBANAS

Neste item são apresentados os resultados preliminares obtidos dos cálculos realizados em relação ao número CN, a porcentagem de área impermeabilizada e o tempo de concentração. Na Figura 38 podem-se visualizar os valores de CN e, na Figura 39, as porcentagens de áreas impermeáveis de cada sub-bacia.

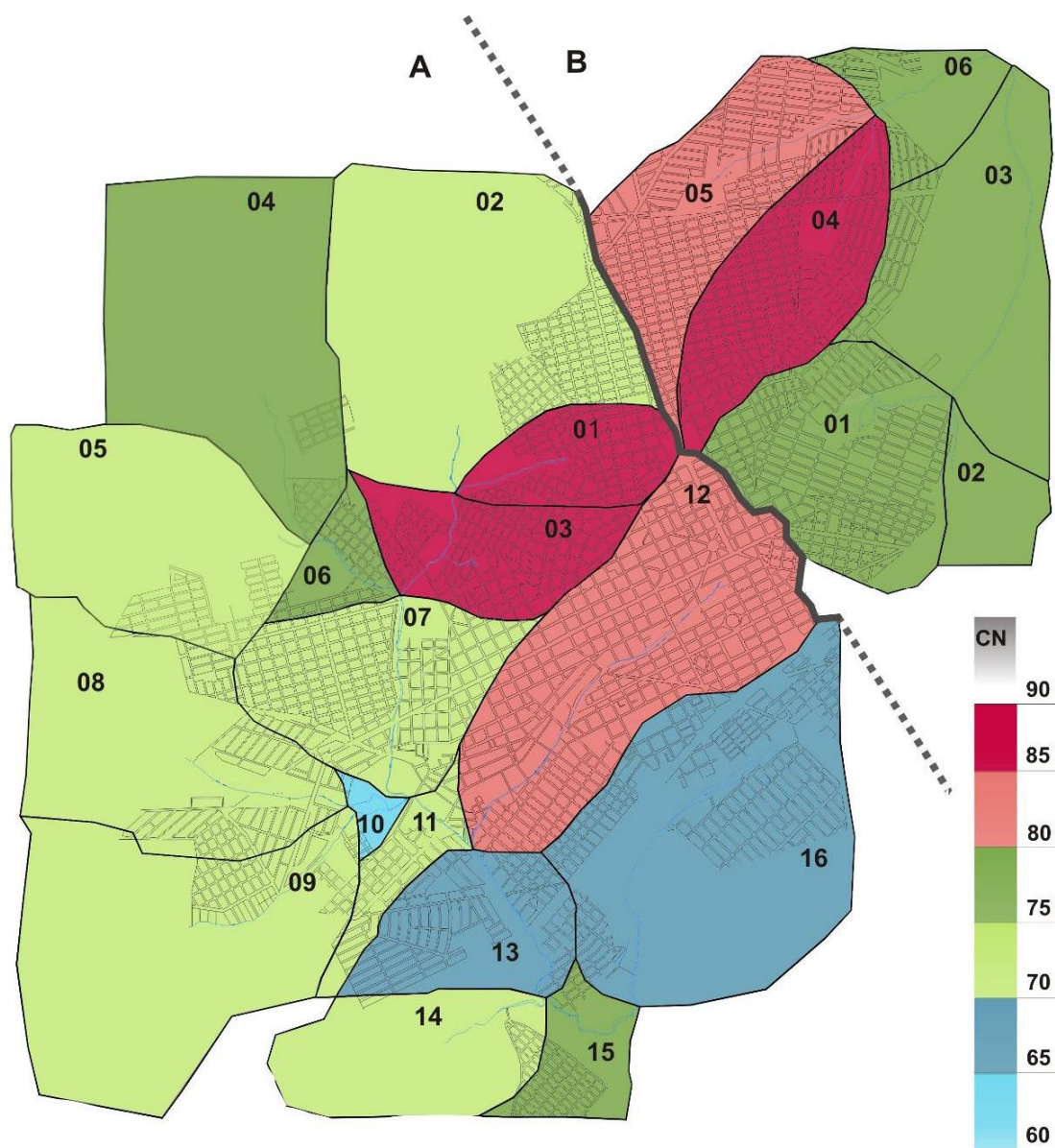


Figura 38 - Mapa com a distribuição dos valores de CN por sub-bacia

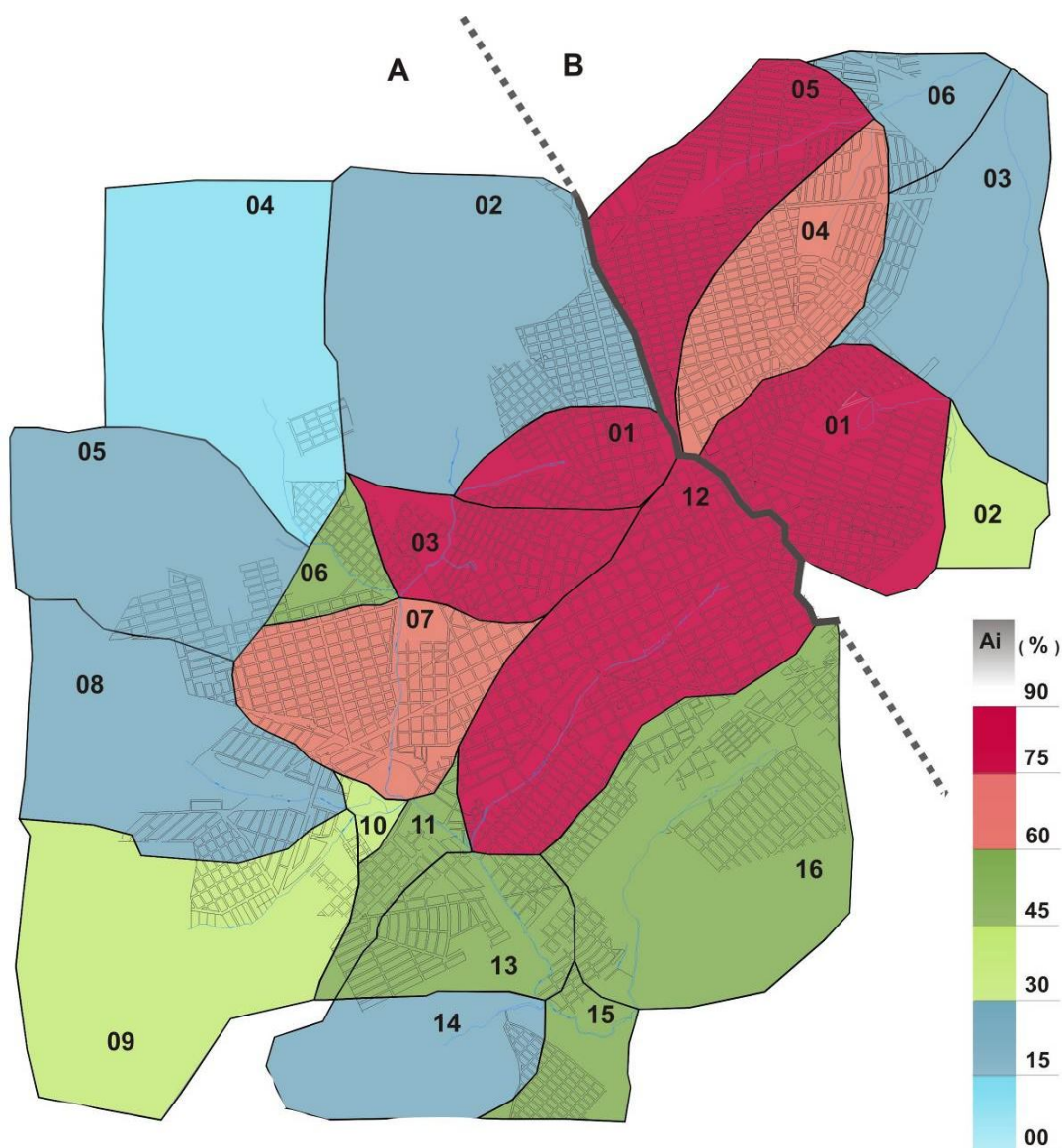


Figura 39 - Mapa com a porcentagem das áreas impermeáveis por sub-bacia

Nota-se que as sub-bacias 01,03 e 12, da Bacia A, além das sub-bacias 01 e 05, da Bacia B, foram as que apresentaram a maior área de impermeabilização. A maior parte destas sub-bacias coincide com o setor central da cidade, que normalmente apresenta maiores índices de impermeabilização. As sub-bacias que estão na área periférica, são aquelas que apresentam menores índices de impermeabilização.

Em relação ao tempo de concentração, as pequenas sub-bacias apresentaram menores valores (em vermelho) na Figura 40, seguidas pelas bacias médias com áreas impermeáveis, como é o caso das sub-bacias 12 ,da Bacia A, 04 e 05, da Bacia B. As bacias que apresentaram maiores

valores de tempo de concentração são aquelas maiores, periféricas e que possuem uma área permeável considerável (em azul). Também é possível notar a tendência dos tempos de concentração serem maiores em sub-bacias de conformação mais arredondada. Um contra-exemplo disto é a sub-bacia 12, da Bacia A, a qual drenada pelo córrego Barrinha, objeto das simulações da segunda parte deste capítulo. Nota-se que esta sub-bacia apresenta forma mais afilada e, embora apresente área de superfície altamente impermeabilizada, gerou tempos de concentração intermediários. Estes resultados confirmam a influência da forma das bacias no tempo de concentração, haja vista que, em bacias mais arredondadas, há a tendência de redução do tempo de concentração e de aumento dos picos de enchente.

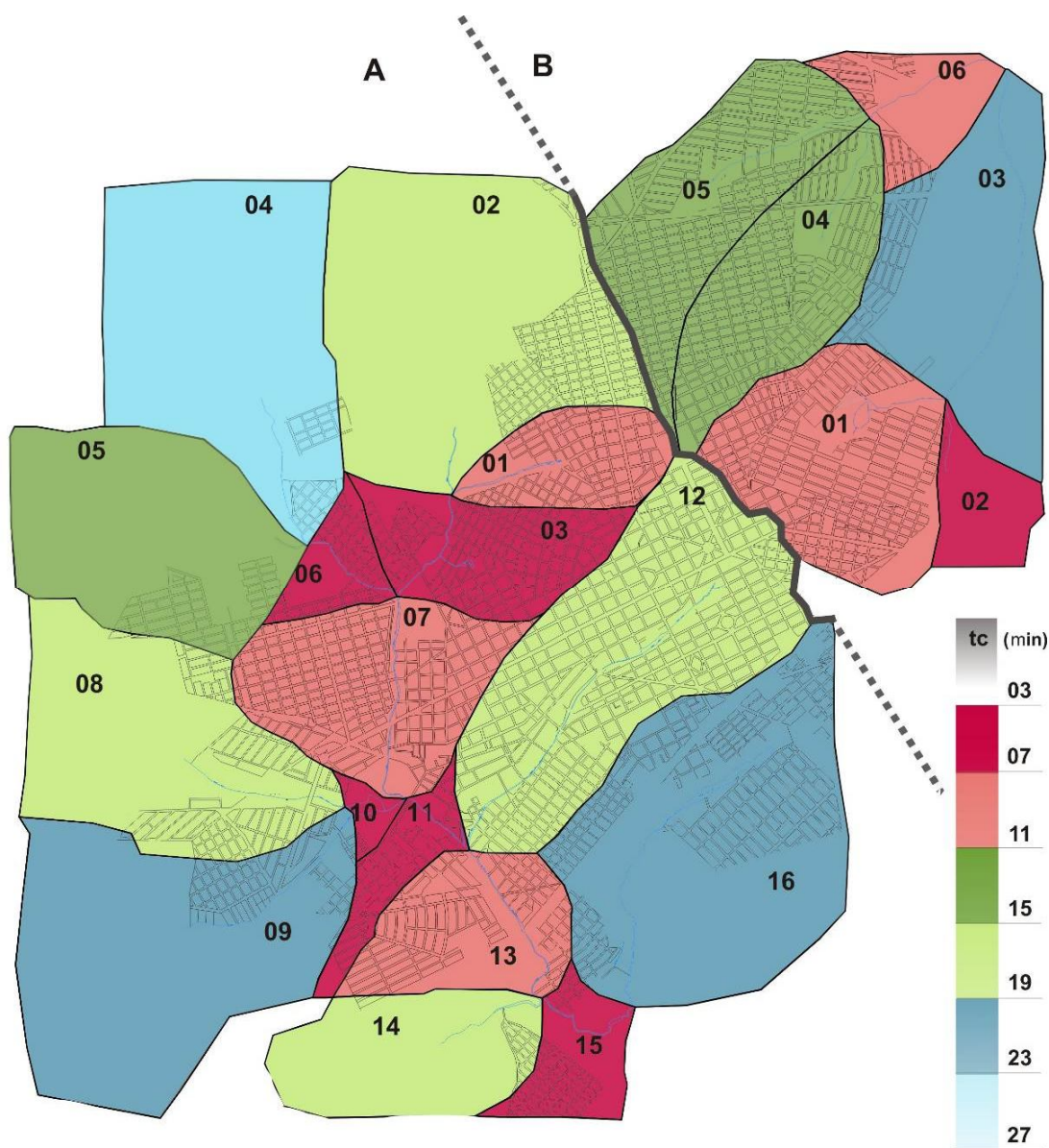


Figura 40 - Mapa com a demarcação dos tempos de concentração estimados para cada sub-bacia

7.2 PROPAGAÇÃO DE CHEIAS E ESTIMATIVA DE ÁREAS INUNDADAS

Neste item, são apresentados os resultados de vários cenários hipotéticos de precipitação e aplicação da metodologia completa sobre a sub-bacia do córrego Barrinha (sub-bacia 12, da Bacia A). O córrego Barrinha drena uma parte da região central de Rio Verde e está inserido em uma das sub-bacias mais impermeabilizadas da cidade. A Figura 41 ilustra o curso do referido córrego dentro da malha urbana.

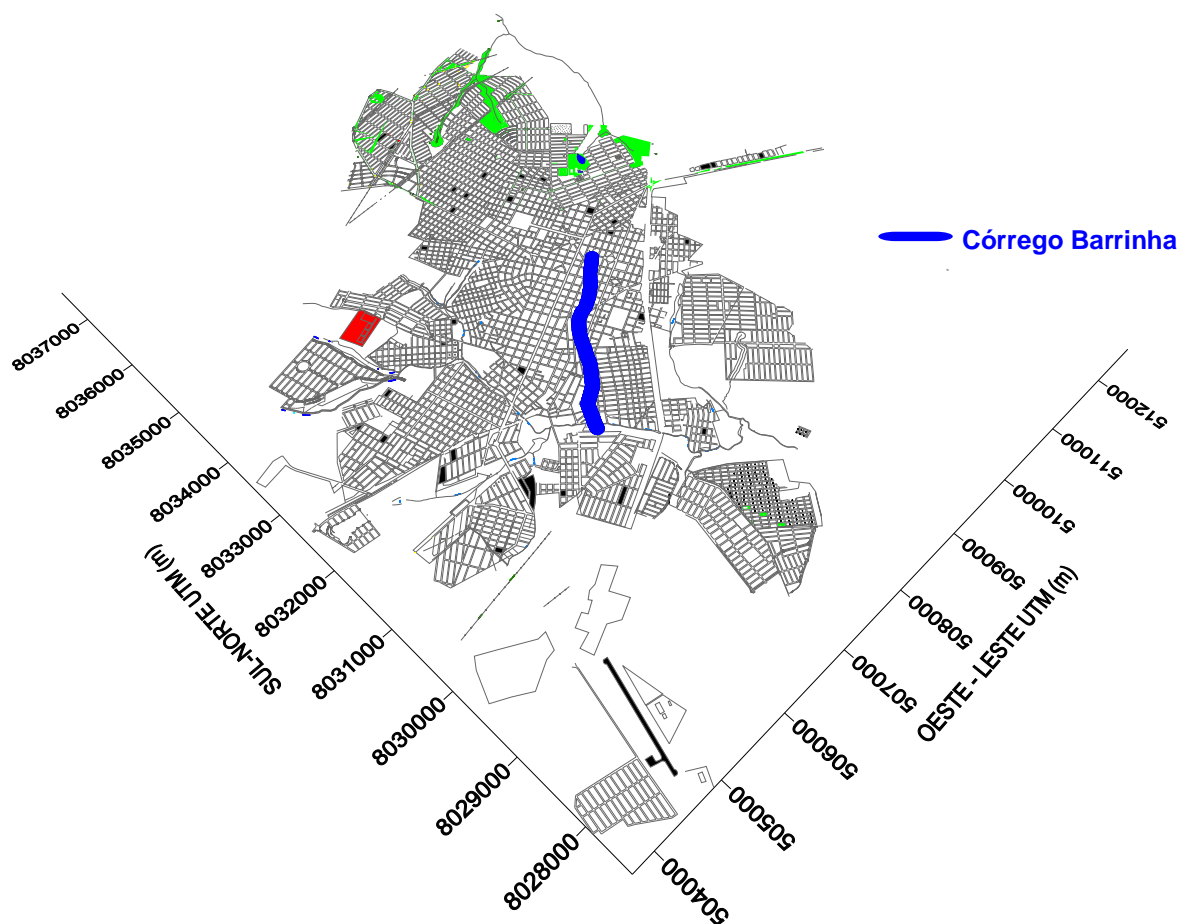


Figura 41 - Curso do córrego Barrinha dentro da malha urbana de Rio Verde

7.2.1 Caracterização do canal

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. As Figuras 42 e 43 ilustram a distribuição espacial deste canal, juntamente com características do relevo, direções e sentido dos vetores de fluxo superficial. O trecho de canal analisado tem 2760 m de comprimento.

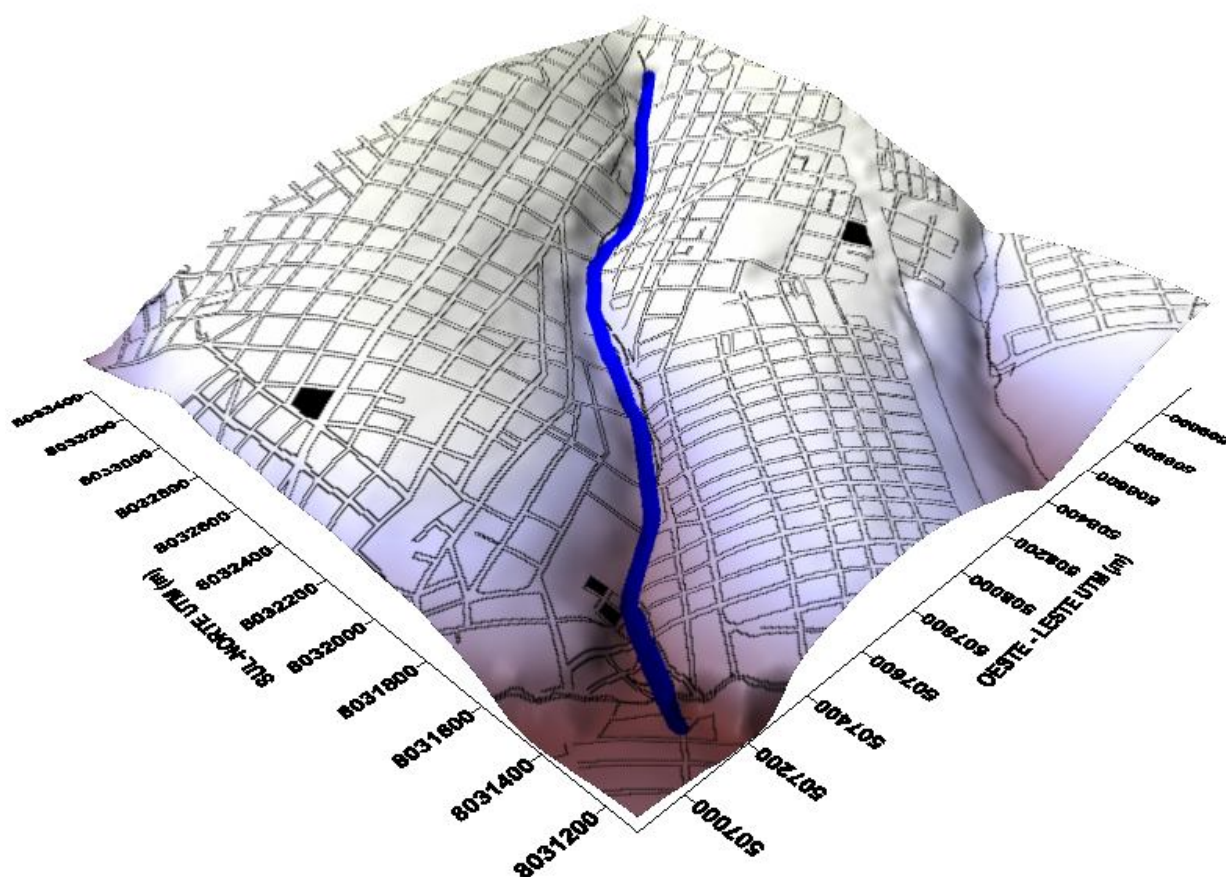


Figura 42 - Curso do córrego Barrinha e regiões circunvizinhas

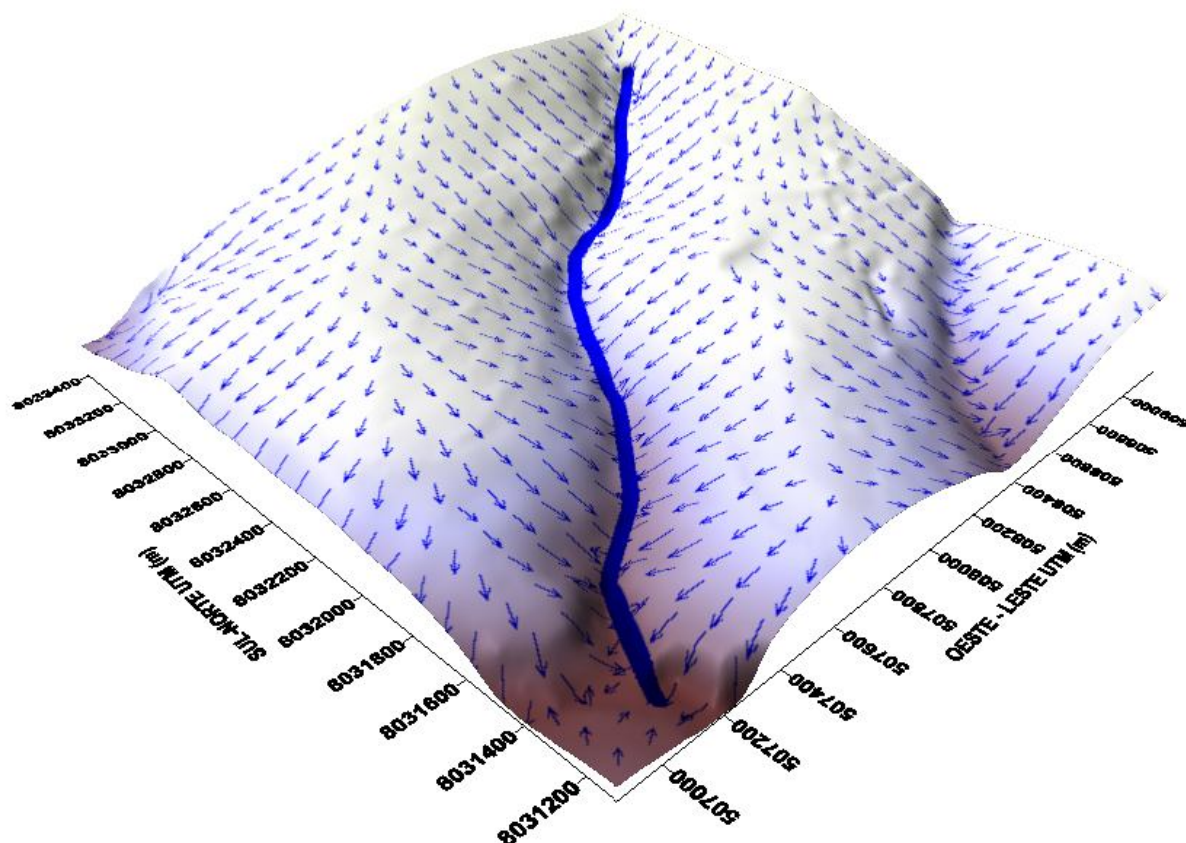


Figura 43 - Vetores de fluxo sobre a superfície do terreno e drenagem pelo córrego Barrinha

O modelo numérico de terreno foi gerado a partir dos programas AutoCad e Surfer. No AutoCad, foram coletadas características das curvas de nível, como coordenadas planas e elevação dos pontos utilizados para a construção das *polylines* que delineiam as curvas de cota altimétrica. 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, delimitadas pelas coordenadas ilustradas nas Figuras 42 e 43. Os espaçamentos obtidos foram de 9,35 m, na direção OESTE-LESTE; e de 9,26 m, na direção SUL-NORTE. É conveniente salientar que estes espaçamentos determinam o grau de precisão do modelo numérico de terreno, pois quanto menores, mais precisa será a delimitação de áreas inundadas.

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. À medida que se afasta lateralmente do canal, a perda de precisão das curvas de nível é tolerável, pois dificilmente manchas de inundação atingirão áreas mais distantes, principalmente em locais onde o curso de água apresenta-se bem encaixado no vale.

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. A Figura 44 ilustra a superposição entre o canal e as curvas de nível. Percebe-se que a sobreposição em planta ficou bastante coerente.

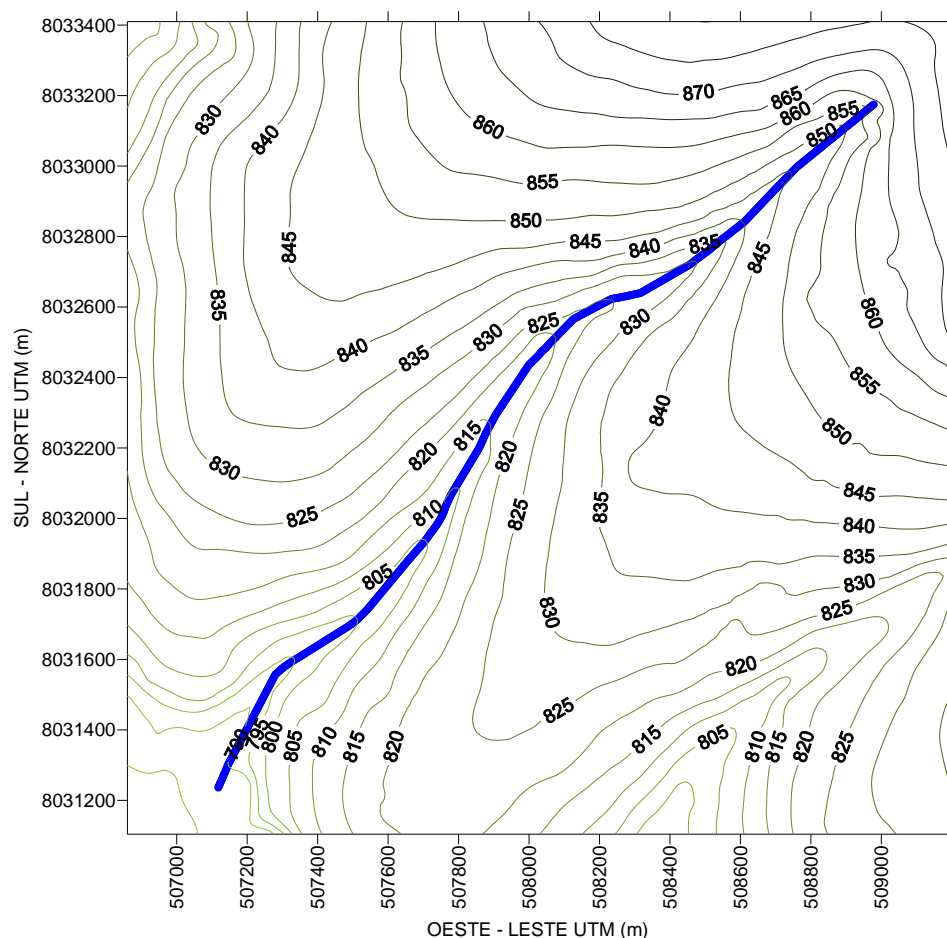


Figura 44 - Superposição do córrego Barrinha com as curvas de cota altimétrica na vizinhança.

Características geométricas do canal, como largura e altura de calha, bem como os coeficientes de rugosidade de Manning, foram levantados em alguns pontos específicos ao longo do comprimento do canal. As medidas de largura e altura de calha foram obtidas através de mapa de levantamento do córrego barrinha fornecido pela Secretaria de Obras da prefeitura municipal e o coeficiente de rugosidade de Manning foi calculado em cada ponto. Assim estes pontos foram chamados de amostrais. Para simulação com o modelo hidráulico, o canal foi discretizado em 1000 nós, o que condicionou um espaçamento de 2,76 m entre cada seção transversal de cálculo. A seção da calha principal foi considerada retangular.

Como os pontos amostrais não são coincidentes com os nós da discretização, utilizou-se uma interpolação linear para obter os valores de largura da calha (B), altura da calha (H_c) e coeficiente de rugosidade de Manning (n). Os resultados da interpolação geram estes três parâmetros em cada uma das seções intermediárias de cálculo, permitindo a aplicação do modelo de propagação de cheias. A Figura 45 ilustra a representação em planta do canal discretizado. As Figuras 46 a 49 ilustram as características geométricas e o coeficiente de rugosidade de Manning ao longo do canal. Em todos os casos, a linha contínua representa o canal e os marcadores azuis representam pontos amostrais.

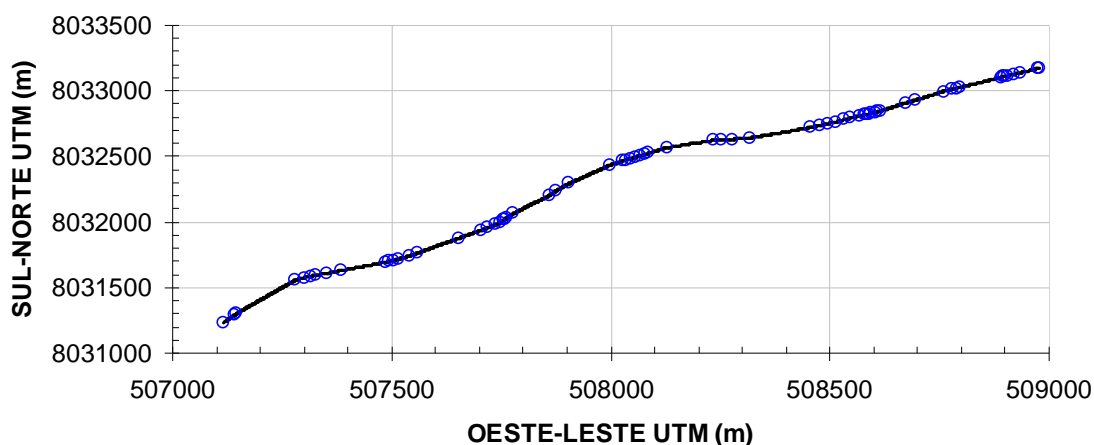


Figura 45 - Distribuição em planta do canal e localização dos pontos amostrais utilizados para delinear seções intermediárias.

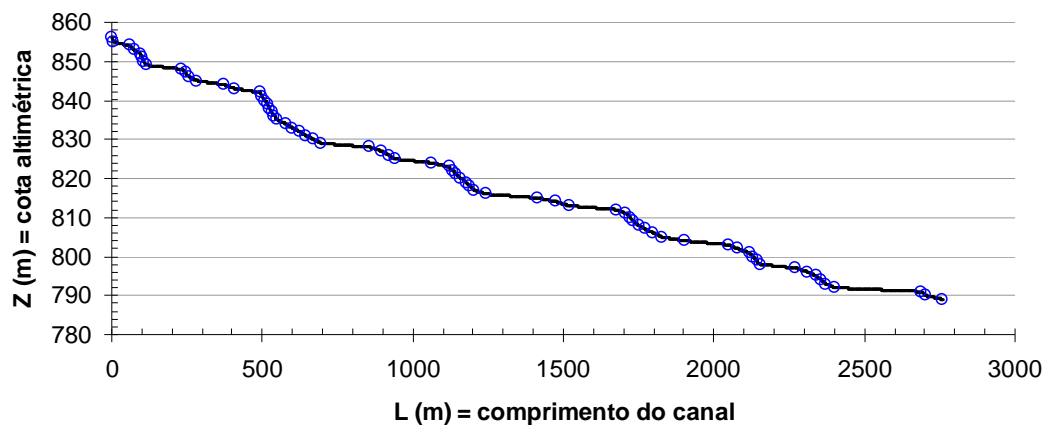


Figura 46 - Perfil longitudinal do canal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados de cota altimétrica do topo da calha principal.

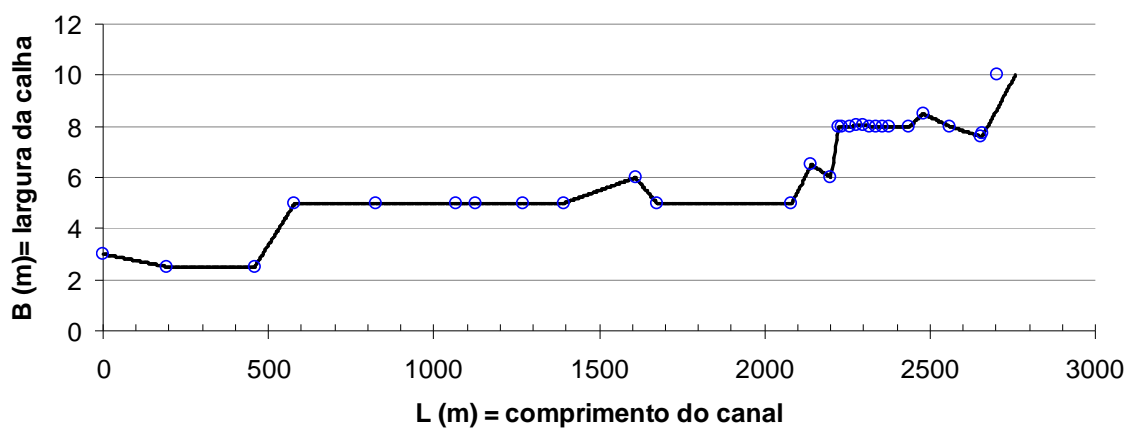


Figura 47 - Variação longitudinal da largura da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais de largura.

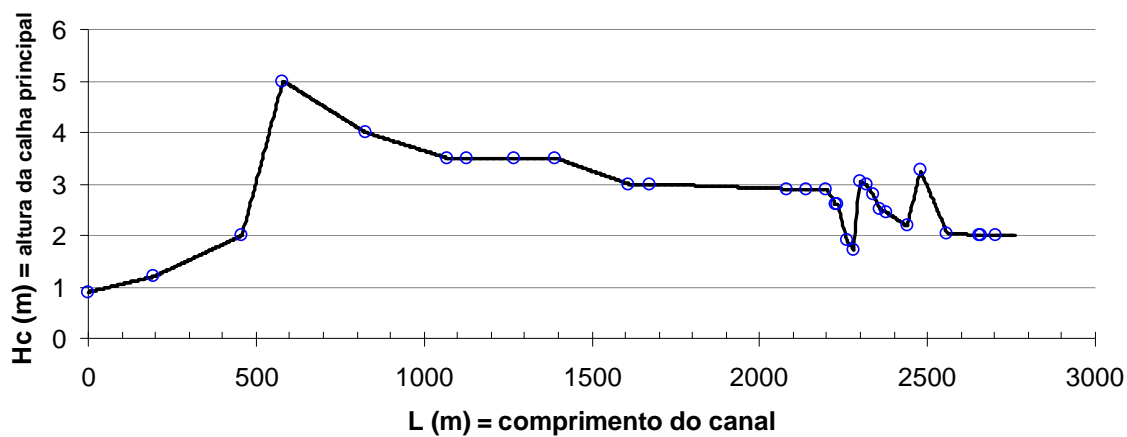


Figura 48 - Variação longitudinal da altura da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais de altura.

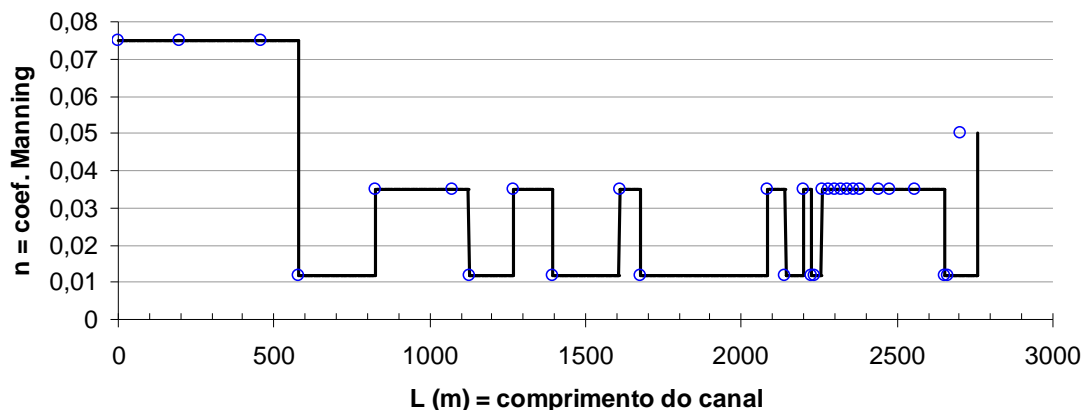


Figura 49 - Variação longitudinal do coeficiente de rugosidade de Manning da calha principal e localização dos pontos amostrais onde foram obtidos dados originais deste coeficiente.

Pelas Figuras 46 a 49, nota-se que, ao longo do trecho analisado, o canal do córrego Barrinha apresenta variações relevantes em suas características geométricas. Essas variações de seção transversal, basicamente da largura da calha, bem como as variações constantes de declividade, atuam como fatores que tendem a trazer instabilidades numéricas nas soluções, dificultando a aplicação de alguns modelos explícitos de propagação de cheias. Esta dificuldade é ainda mais agravada nos casos em que há o transbordamento da calha principal, haja vista que há uma variação brusca entre a seção transversal da calha principal e a seção transversal da área ocupada pela água na planície de inundação. Isto ocorre porque a primeira segue um certo padrão de regularidade, enquanto que a segunda é irregular, sendo ditada pelo modelo numérico de terreno.

Para inicializar o modelo hidráulico de propagação de cheias, é necessário partir de uma condição inicial, na qual o escoamento encontra-se em regime permanente. Nesta condição, parte-se do princípio de que é o escoamento superficial gerado pela chuva o único estímulo perturbador do escoamento, de forma que o regime estacionário ocorre antes do evento de precipitação. Desta forma, a condição inicial de regime permanente foi simulada para uma vazão de $2 \text{ m}^3/\text{s}$. Os resultados são ilustrados pelas Figuras 50 e 51. Na condição de regime permanente, percebe-se que as maiores profundidades ocorrem quando as declividades são elevadas e as larguras de calha mais estreitas, conforme era de se esperar.

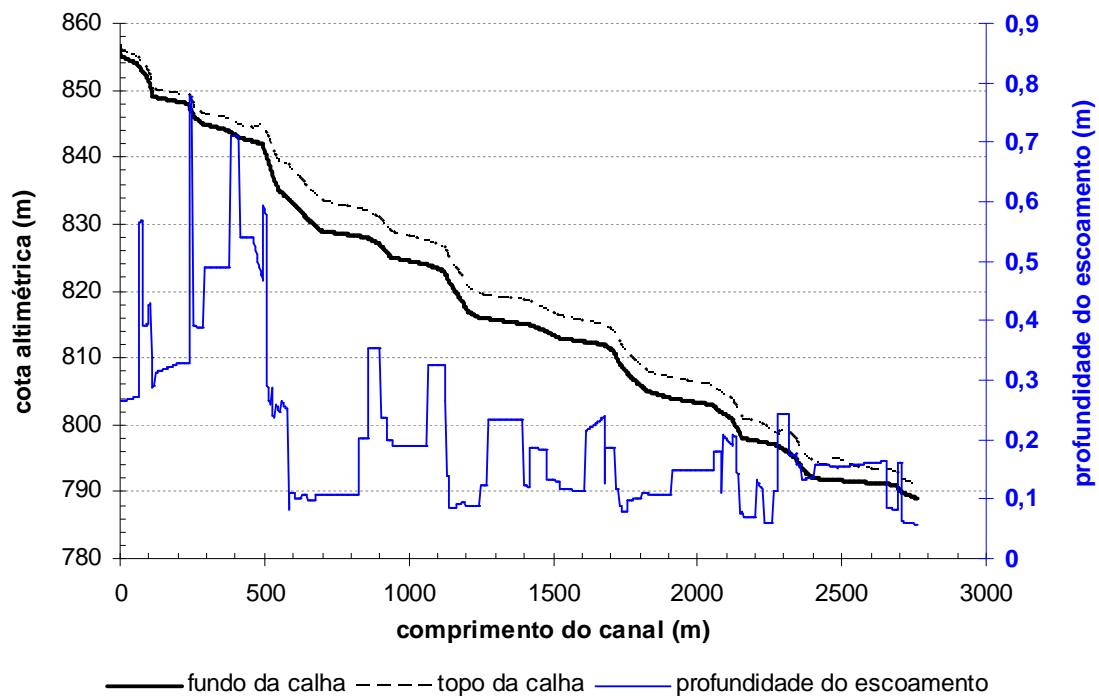


Figura 50 - Variação da profundidade do escoamento e perfil longitudinal da calha principal do canal: condição de regime permanente.

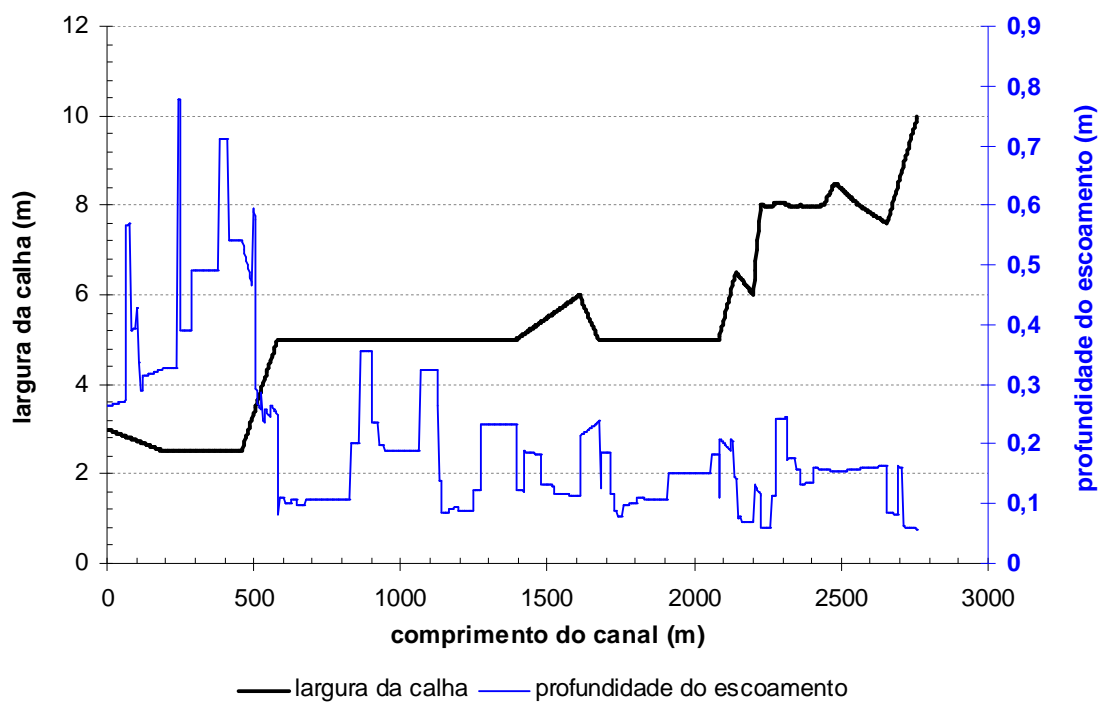


Figura 51 - Variação da largura da calha principal e da profundidade do escoamento: condição de regime permanente.

7.2.2 Cenários de precipitação

Os cenários impostos para as precipitações empregam a equação de chuva de Rio Verde, apresentada no capítulo 5. Esta equação relaciona a intensidade de precipitação, com a duração e tempo de recorrência da tormenta (T_r). Para efeito das simulações, a duração (t) da chuva foi imposta como sendo equivalente ao tempo de concentração (t_c) da sub-bacia. Esta consideração é comum para o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana. Esta hipótese faz sentido uma vez que grandes durações tendem a reduzir a intensidade da precipitação. Em contrapartida, é preciso que a chuva tenha duração suficiente para que o escoamento superficial possa ser gerado em toda a bacia. 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.

A distribuição espacial da precipitação foi considerada uniforme em toda a sub-bacia analisada. A distribuição temporal seguiu as curvas de Huff, com probabilidade de 50% de ocorrência. Evidentemente que, no caso de uma bacia específica, seria mais interessante utilizar o hietograma característico do local. Todavia, o levantamento desta distribuição temporal característica foge do escopo do presente trabalho. A Figura 52 ilustra as curvas de Huff utilizadas para gerar os hietogramas das simulações.

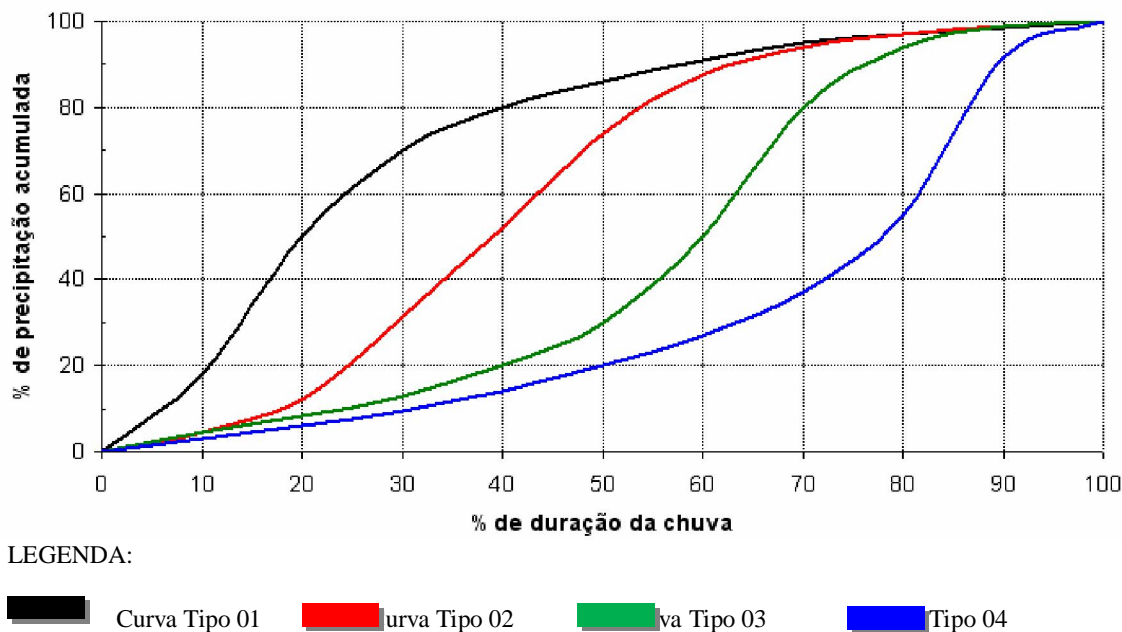


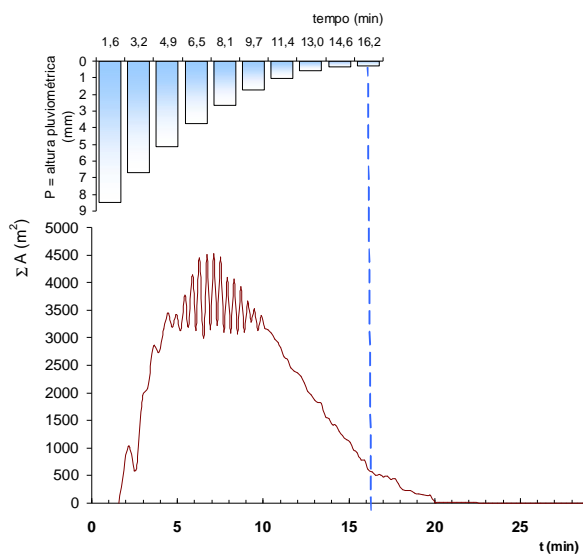
Figura 52 - Distribuição temporal da precipitação a partir das curvas de 50% de probabilidade de ocorrência para os quatro quartis de Huff (retirado de Sousa, 2008)

Neste sentido, as distribuições temporais foram classificadas, no presente trabalho, como:

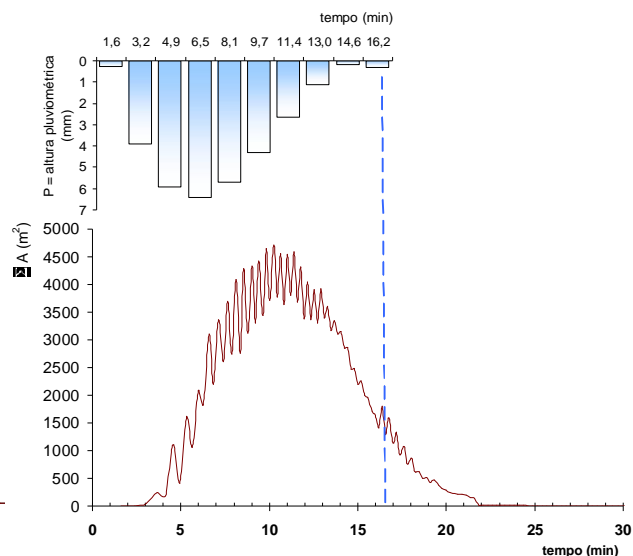
- *Curva tipo 1*- probabilidade de 50% de ocorrência no primeiro quartil: pico de chuva antes de 25% da duração (chuva concentrada no início do evento);
- *Curva tipo 2*- probabilidade de 50% de ocorrência no segundo quartil: pico de chuva entre 25% e 50% da duração;
- *Curva tipo 3*- probabilidade de 50% de ocorrência no terceiro quartil: pico de chuva antes entre 50% e 75% da duração;
- *Curva tipo 4*- probabilidade de 50% de ocorrência no quarto quartil: pico de chuva depois de 75% da duração (chuva concentrada no final do evento).

7.2.3 Simulações para $T_r = 2$ anos

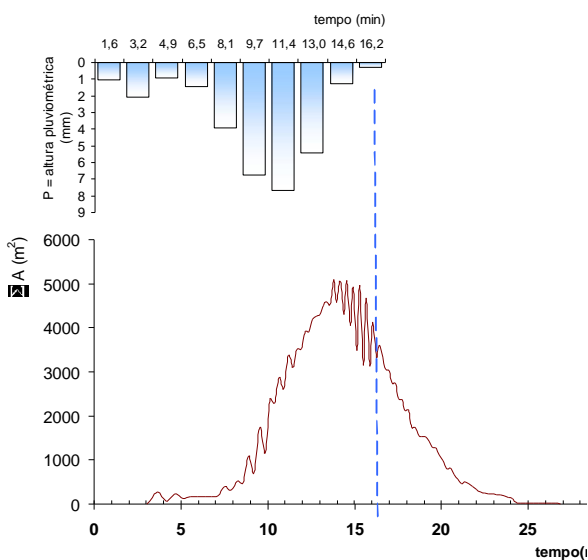
Neste item são apresentados resultados para chuvas com período de retorno de 2 anos, com simulações que incluem as quatro curvas de distribuição temporal citadas no item anterior. À medida que a chuva se inicia, os hidrogramas de vazões começam a alimentar o canal de forma que há um escoamento em caráter 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 53 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.



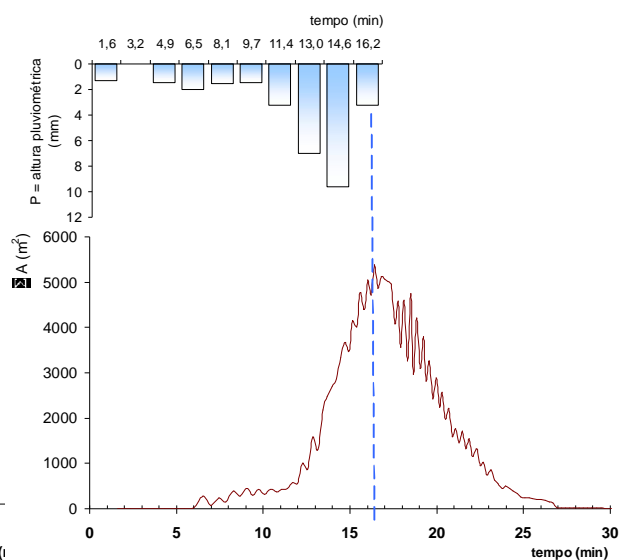
Curva tipo 1



Curva tipo 2



Curva tipo 3



Curva tipo 4

Figura 53 - 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 m², 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).

A Figura 54 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. Nota-se que a grande mancha de inundação ocorre na cabeceira da sub-bacia. Apenas uma pequena área, no baixo curso do córrego, é afetada pela enchente. De uma forma geral, um número muito reduzido de quadras e vias públicas é alcançado pela água transbordante.

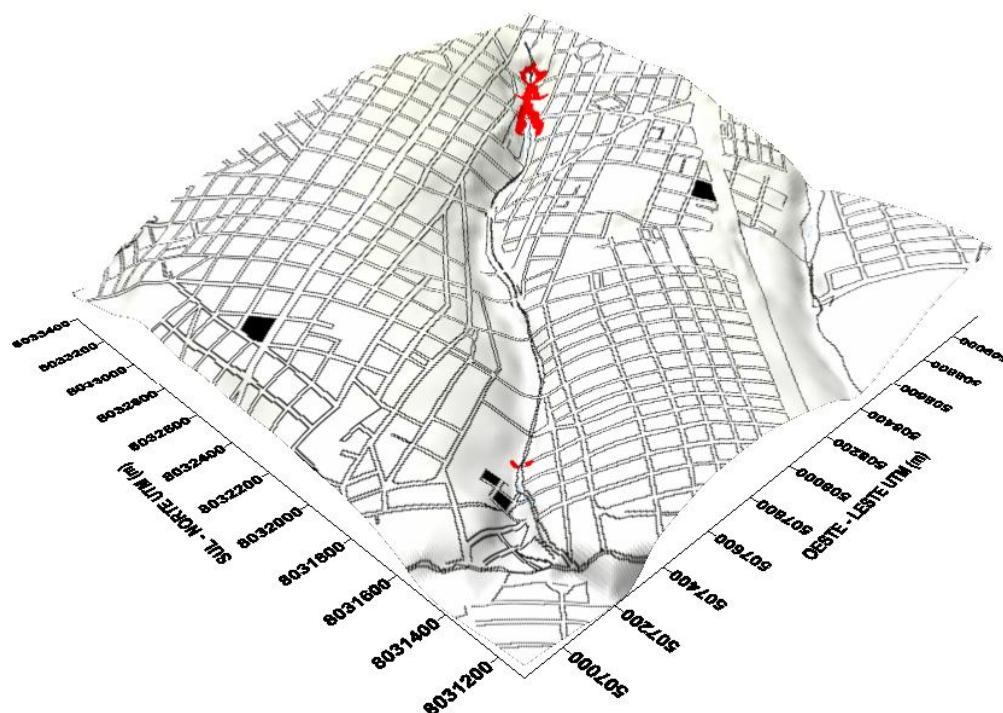


Figura 54 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 2 anos.

As Figuras 55 a 57 representam zonas inundadas para diferentes instantes simulados, desde o crescimento até a atenuação da onda de cheia, passando pelo instante de enchente crítica ($t = 16,42$ minutos). Percebe-se que, a partir do instante crítico, a simulação capturou o retrocesso da mancha de inundação.

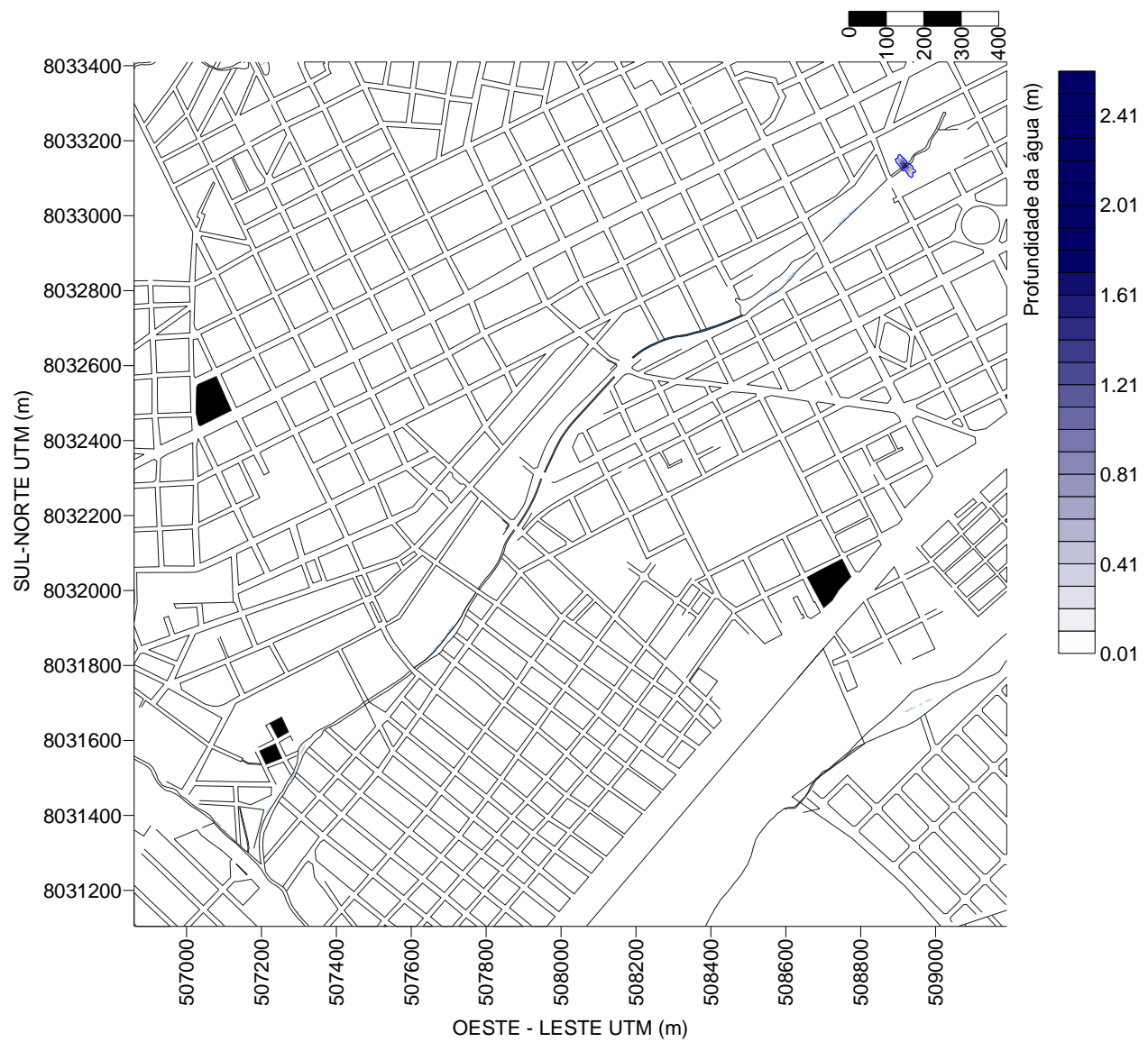


Figura 55 - Mancha de inundação para hietograma tipo 4, $T_r = 2$ anos e instante 6,50 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).

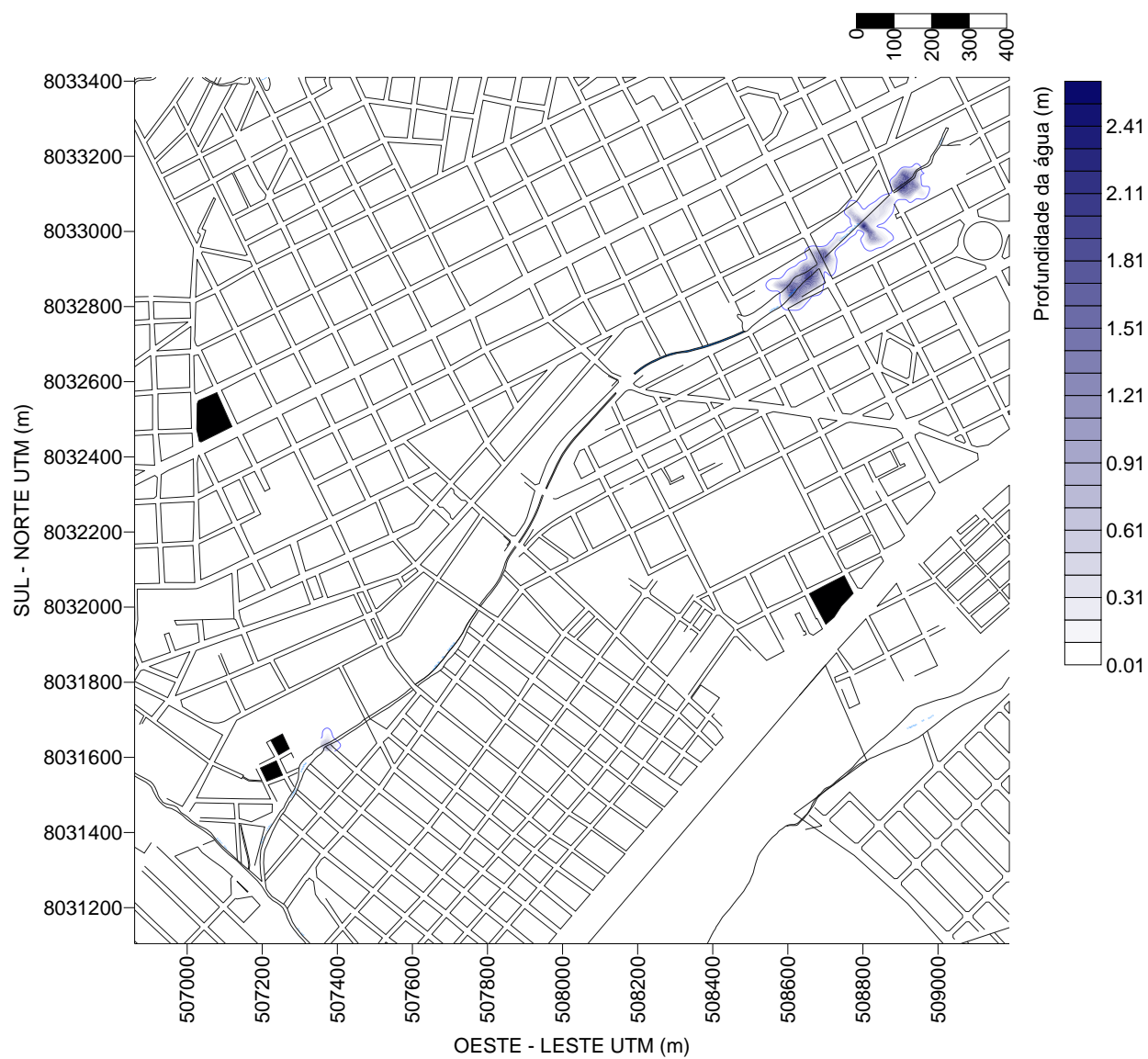


Figura 56 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 2$ anos e instante 16,42 minutos após o início da chuva (instante crítico em termos de enchente).

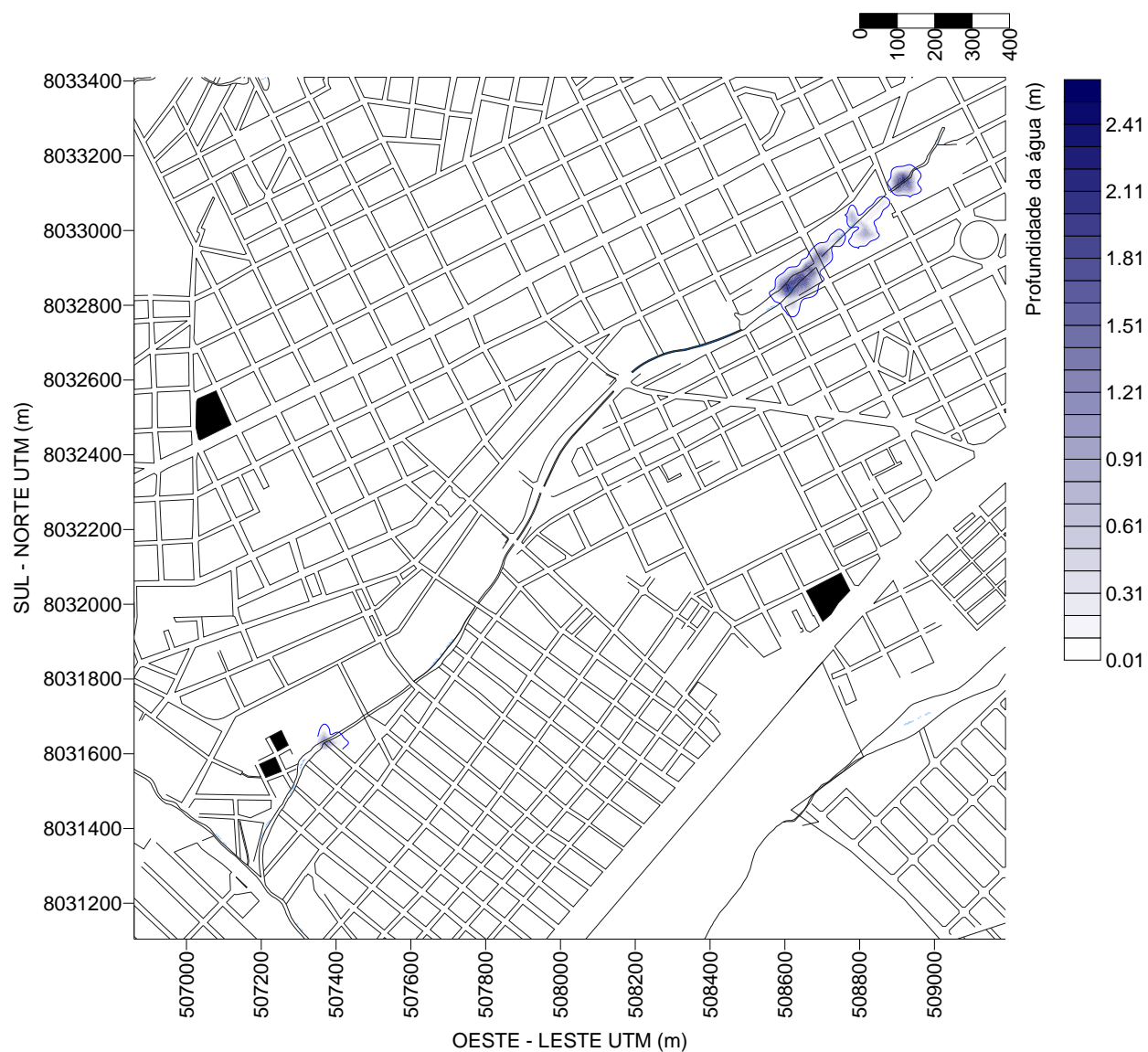


Figura 57 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 2$ anos e instante 18,49 minutos após o início da chuva (fase de recessão da enchente).

7.2.4 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.

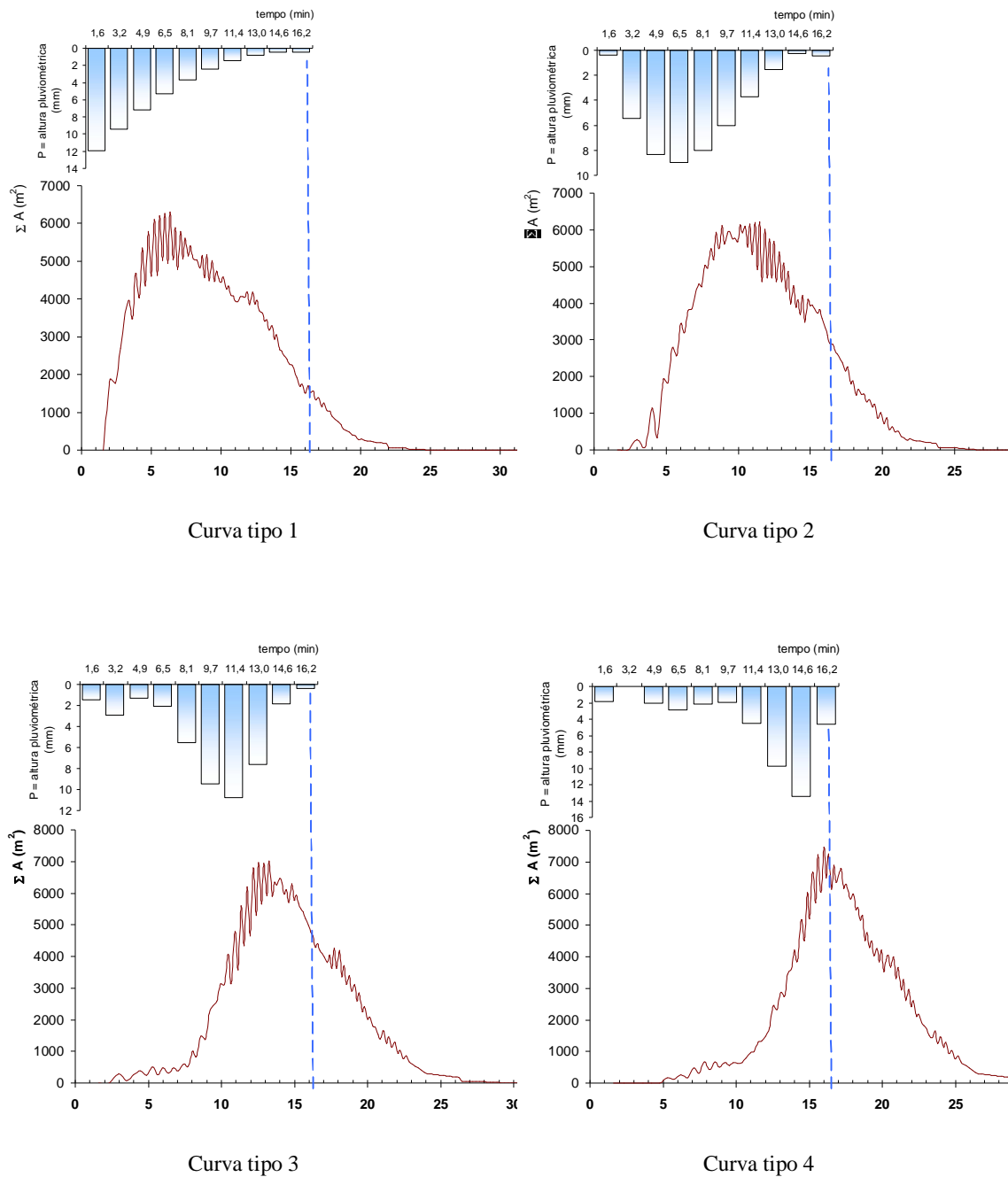


Figura 58 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.

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 (ΣA) tende a alcançar valores maiores. Neste caso, o valor máximo para

esta variável foi de 7467 m^2 , 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. As envoltórias de enchente também foram bastante semelhantes às do item anterior. Os padrões de inundação no alto curso do córrego são mantidos, com uma pequena área alagada no seu baixo curso. A Figura 60 ilustra a mancha de inundação para o instante crítico. Em linhas gerais, este cenário de precipitação não afetou áreas muito extensas.

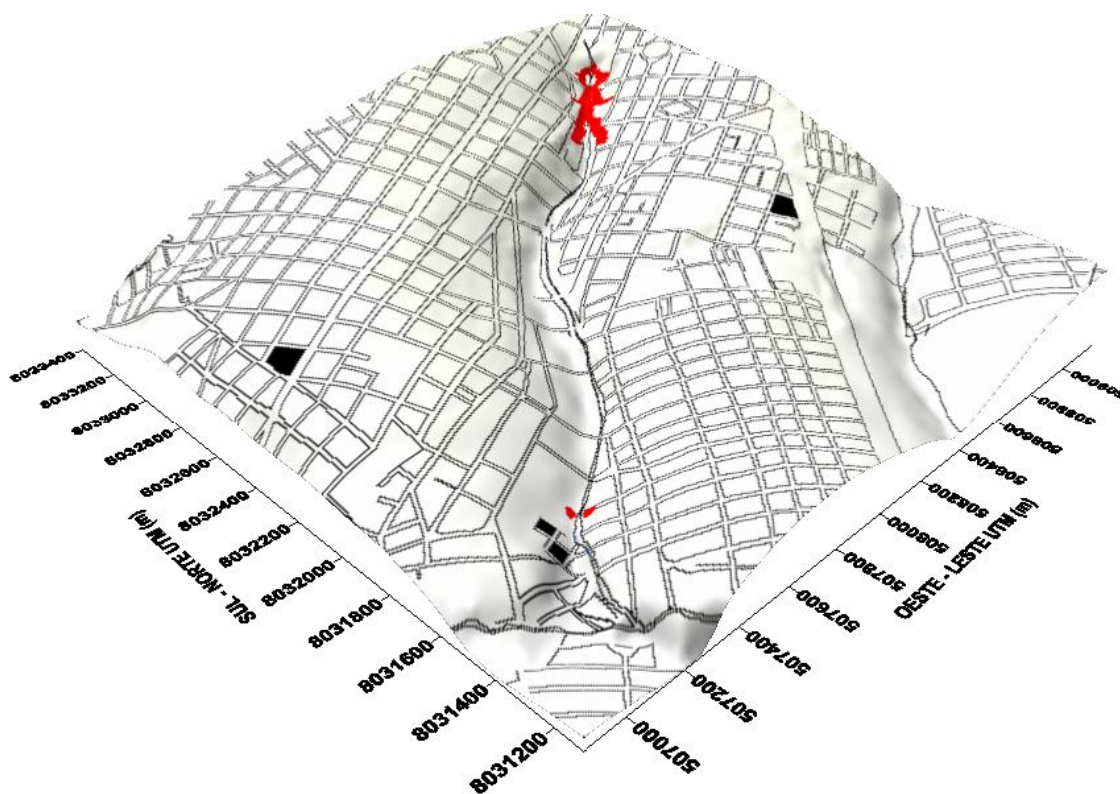


Figura 59 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 20 anos.

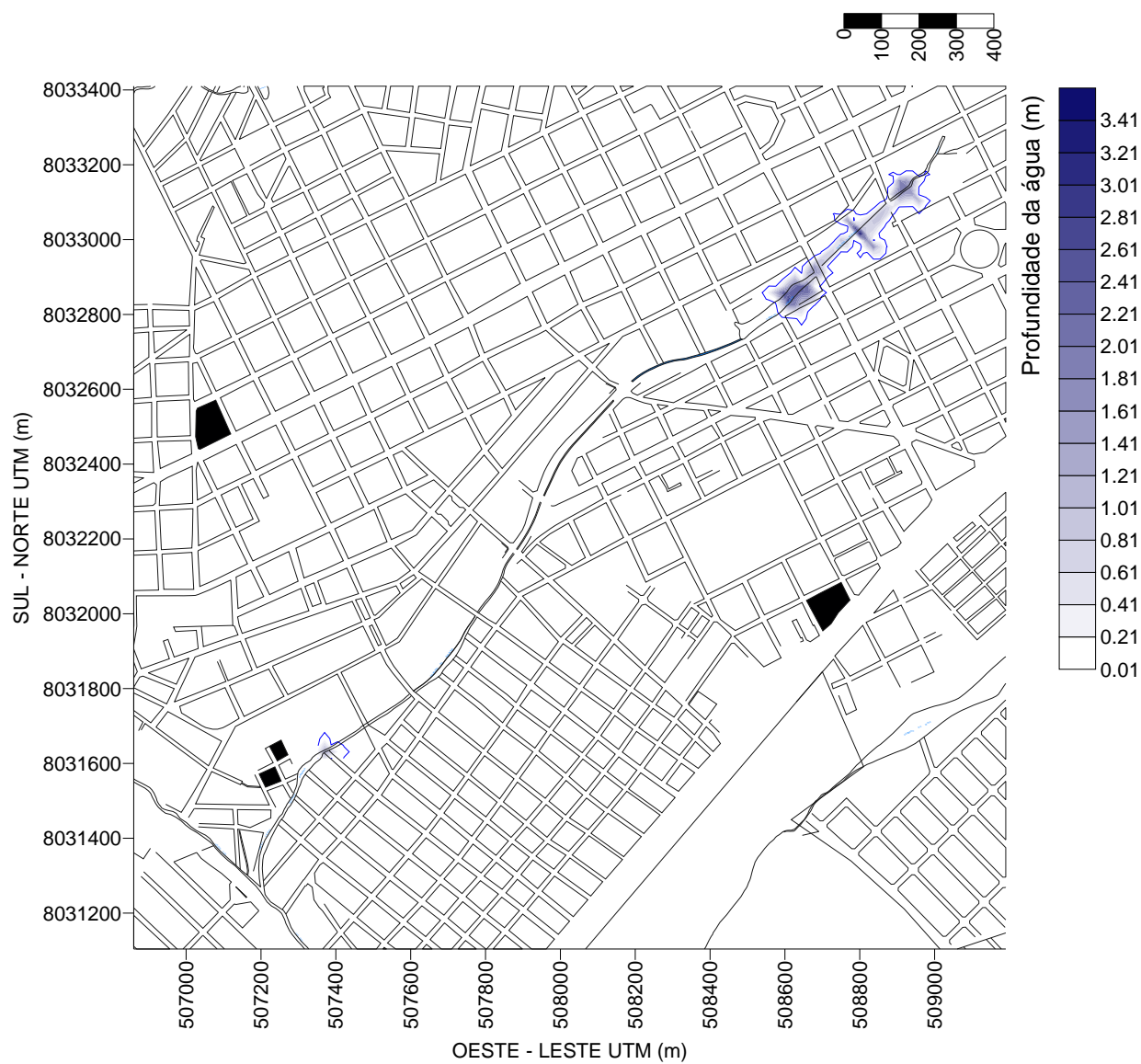


Figura 60 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 20$ anos e instante 15,99 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).

7.2.5 Simulações para $Tr = 100$ 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 16,23

minutos, equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia. O hietograma tipo 4, conforme ilustra a Figura 61, foi o que proporcionou o maior valor para (ΣA) , 18733 m².

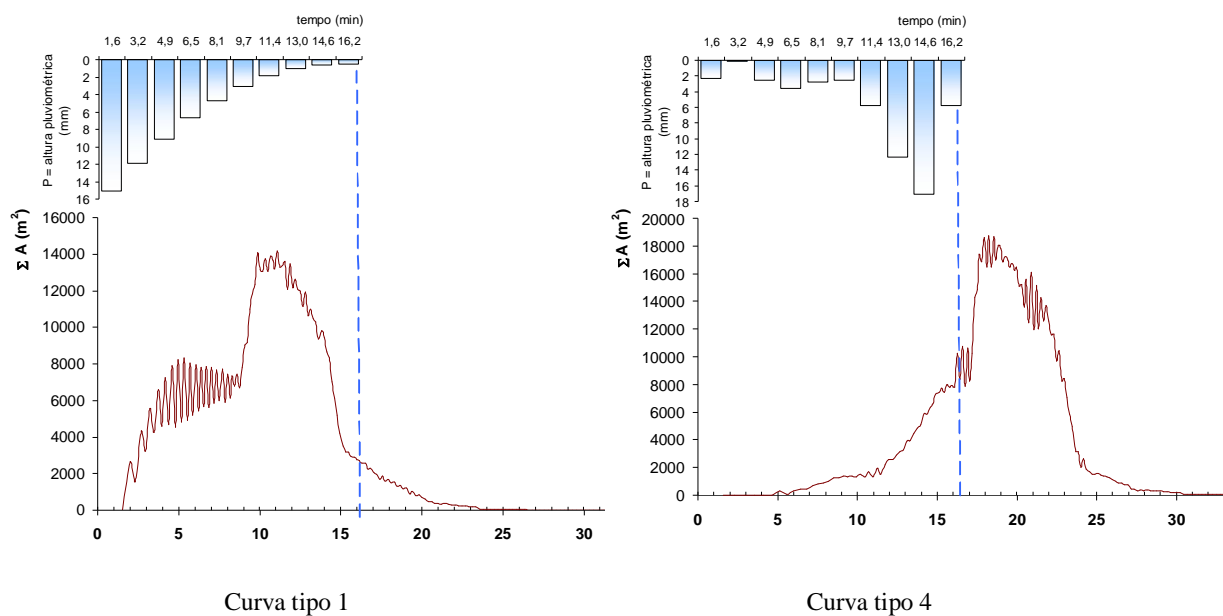


Figura 61 - Variação da soma das áreas molhadas das seções transversais e hietogramas que induziram os alagamentos.

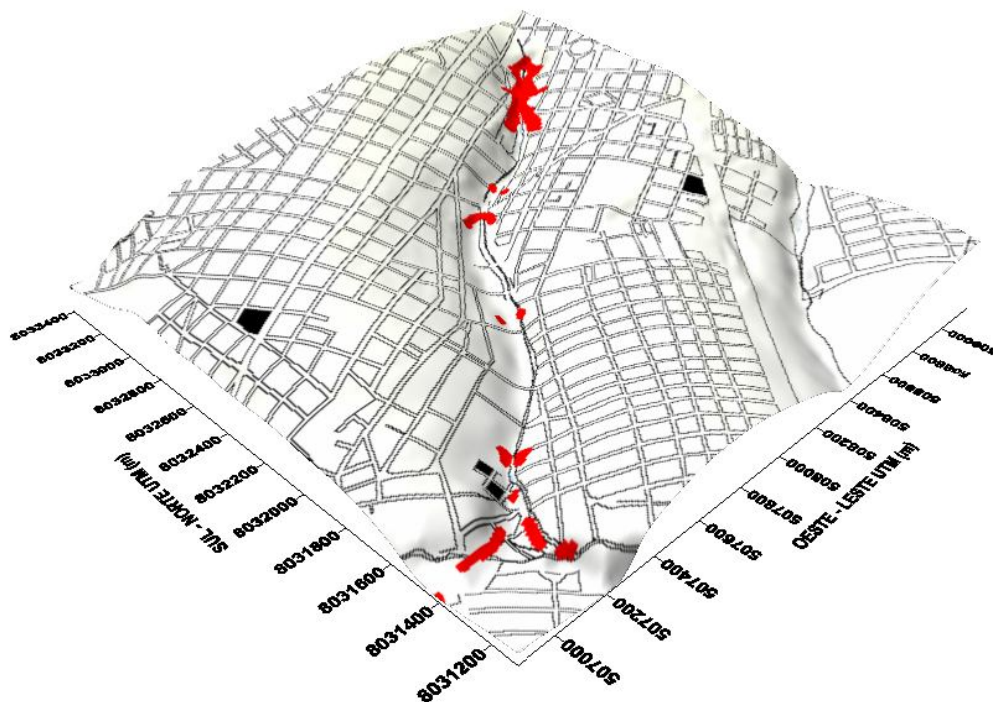


Figura 62 - Envoltórias de inundação simuladas para hietograma tipo 4 e período de retorno de 100 anos.

Neste cenário, as envoltórias de enchente (Figura 62) 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 63 a 66 ilustram mapas de inundação previstos durante o crescimento, pico e retrocesso da enchente.

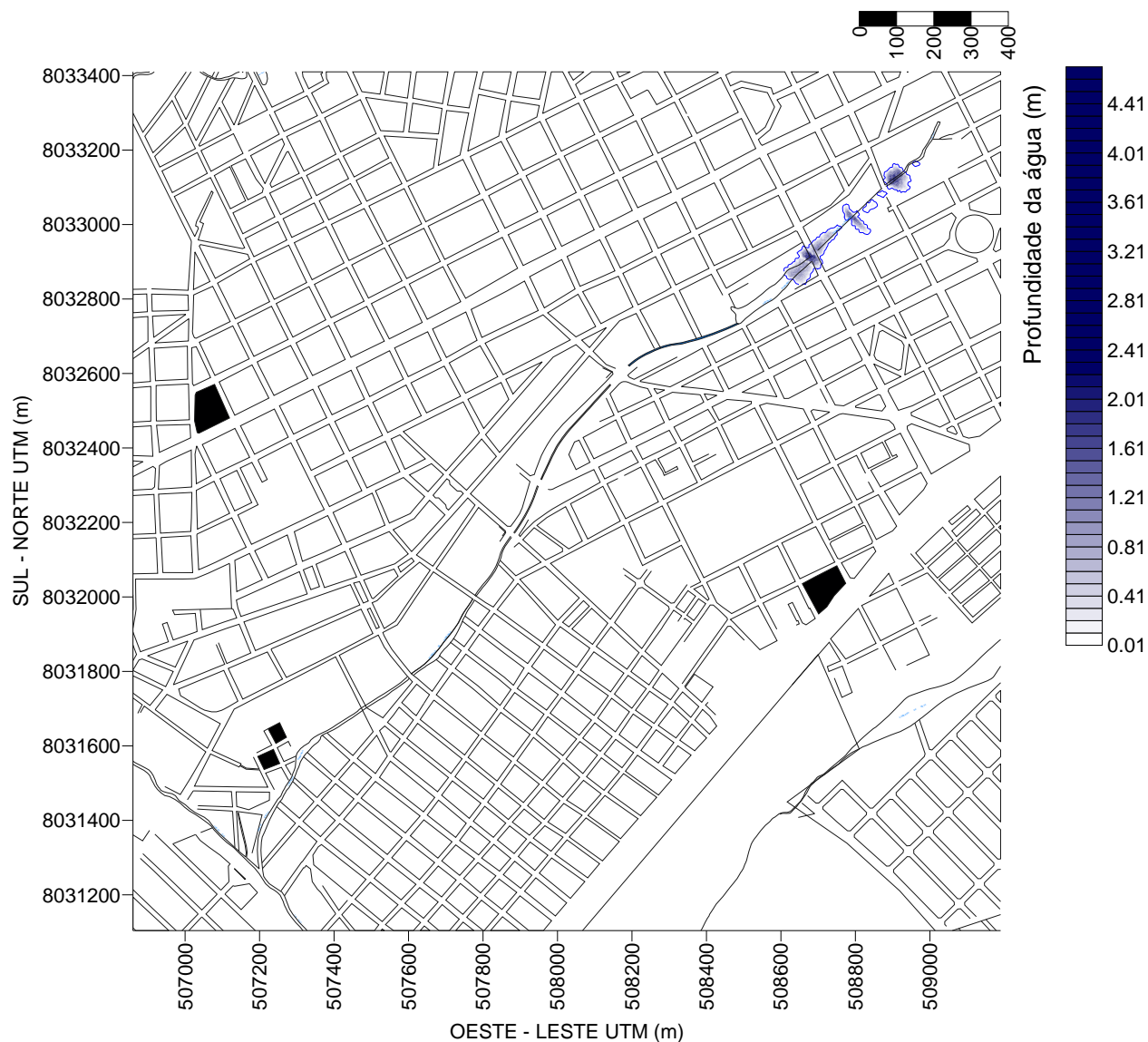


Figura 63 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $T_r = 100$ anos e instante 12,20 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).

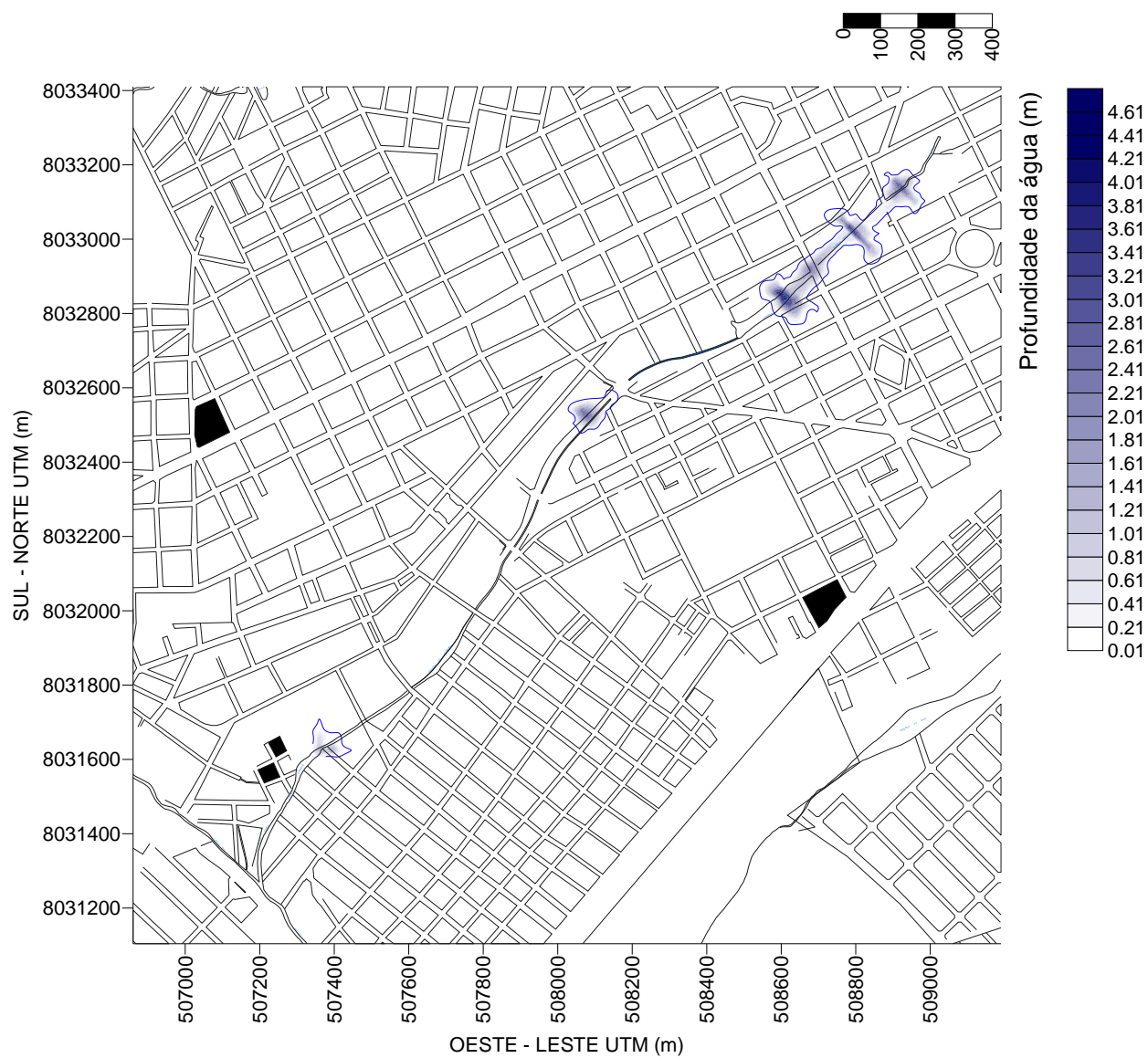


Figura 64 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 16,89 minutos após o início da chuva (fase de crescimento da enchente).

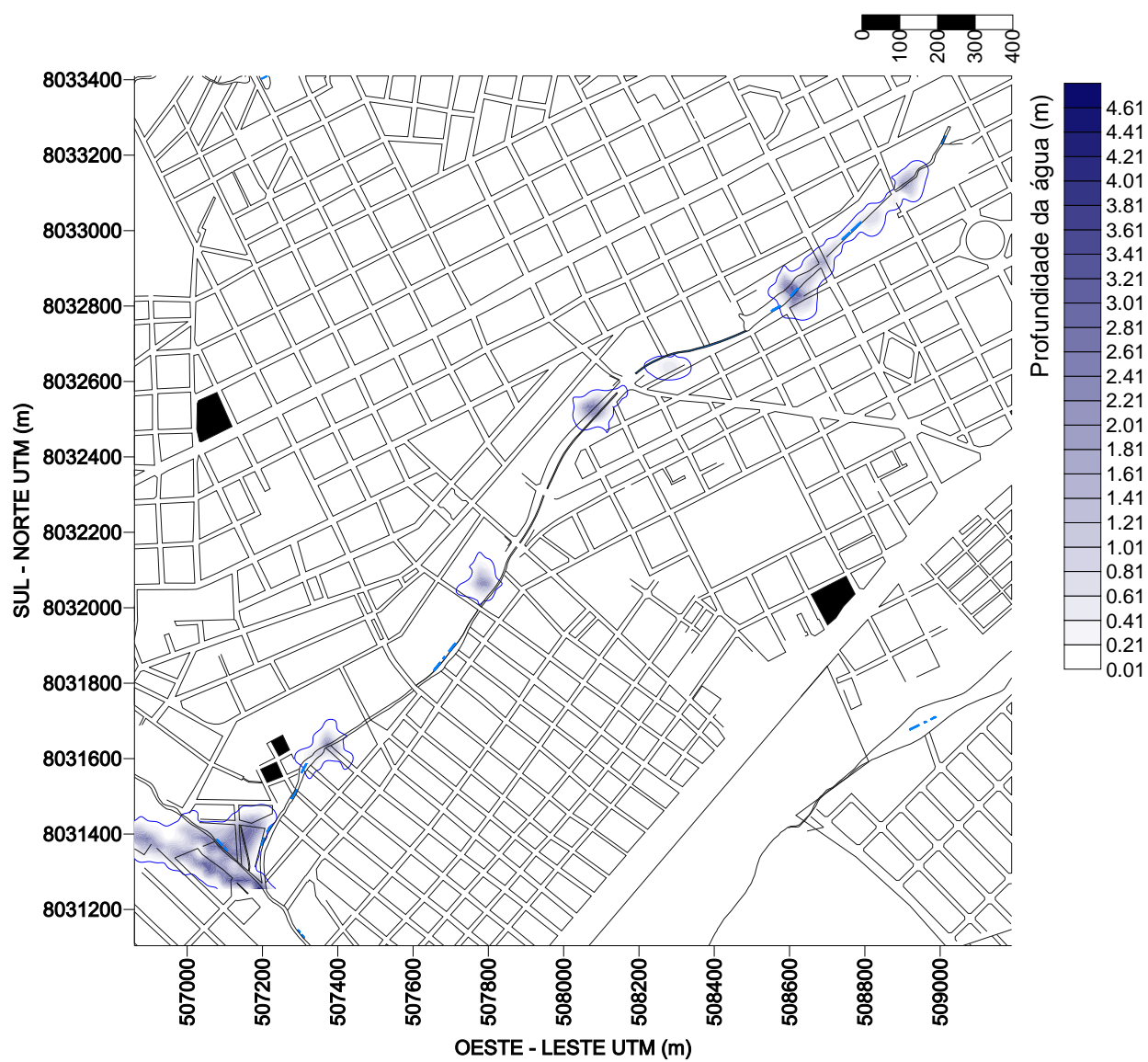


Figura 65 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 18,23 minutos após o início da chuva (instante crítico da enchente).

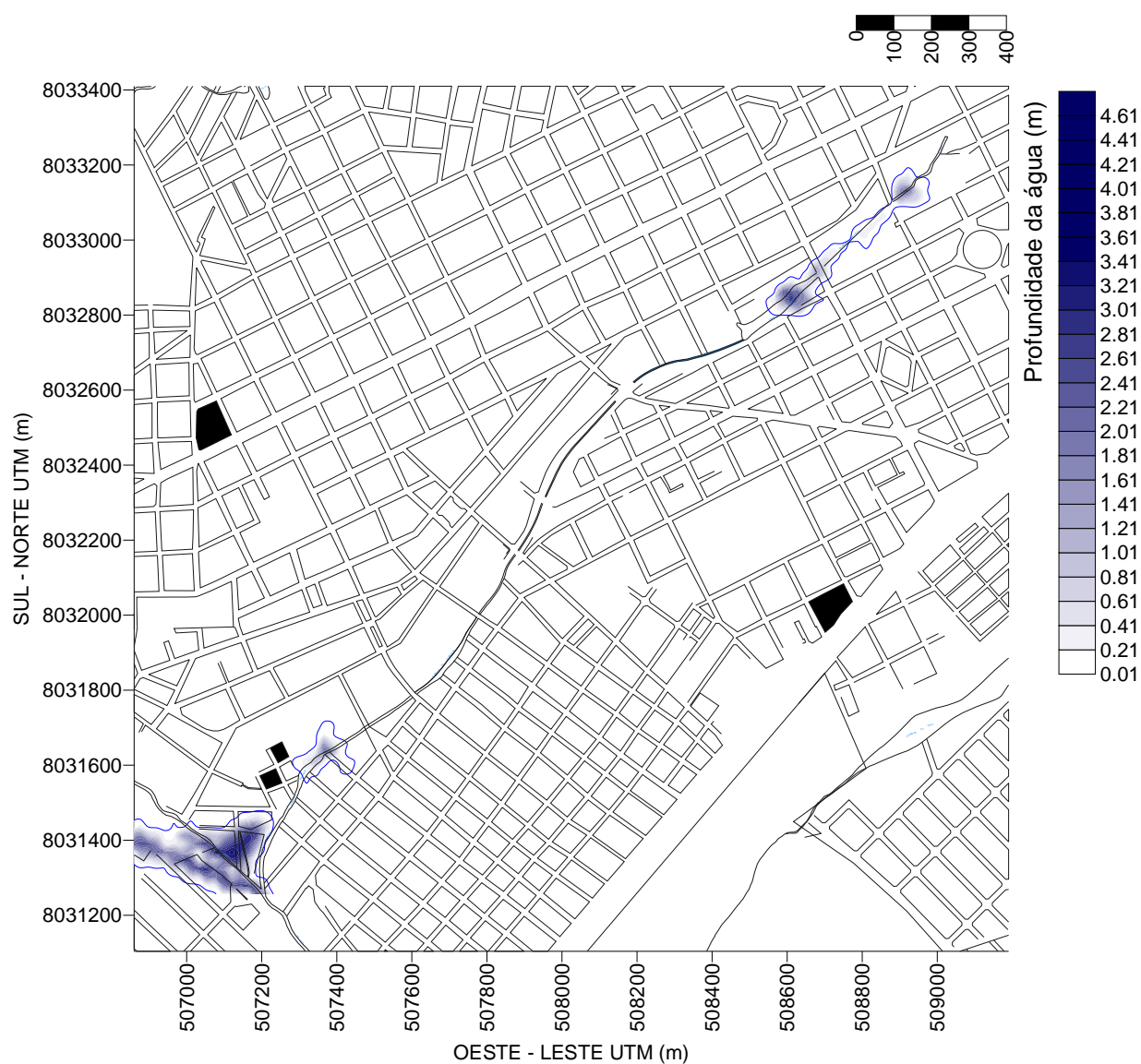


Figura 66 - Manchas de inundação para hietograma tipo 4, $Tr = 100$ anos e instante 20,74 minutos após o início da chuva (fase de recessão da enchente).

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.

7.2.6 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 67 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.

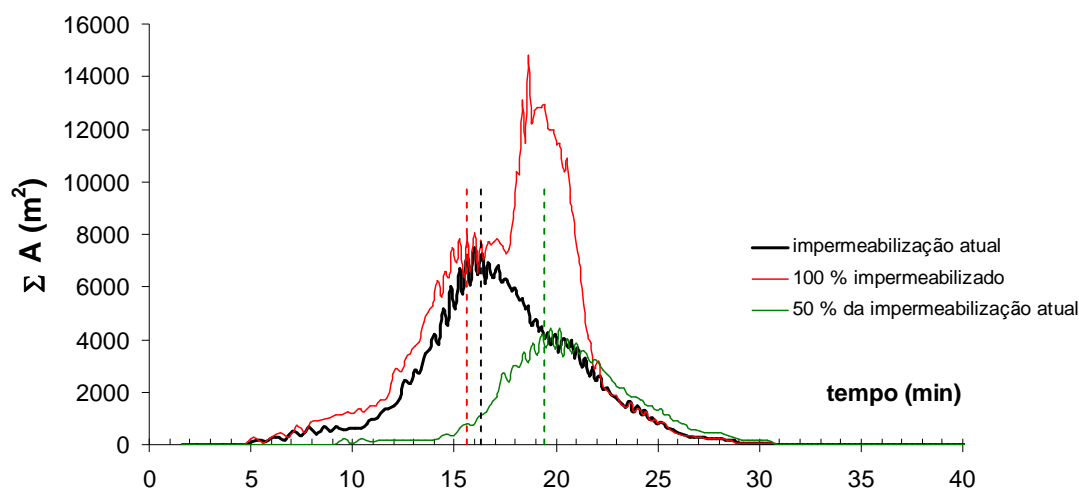


Figura 67 - Variação da soma das áreas molhadas das seções para diferentes cenários de impermeabilização da sub-bacia. As linhas tracejadas delimitam a duração de cada chuva.

As Figuras 68 a 71 ilustram as envoltórias de enchente para as três 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.

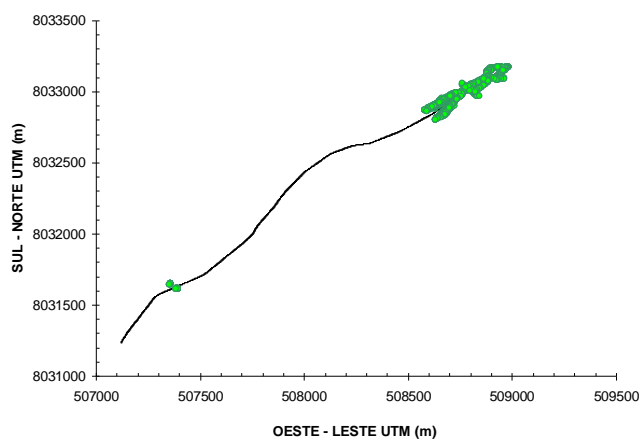


Figura 68 - Envoltória de enchente para o cenário com 50% da impermeabilização atual.

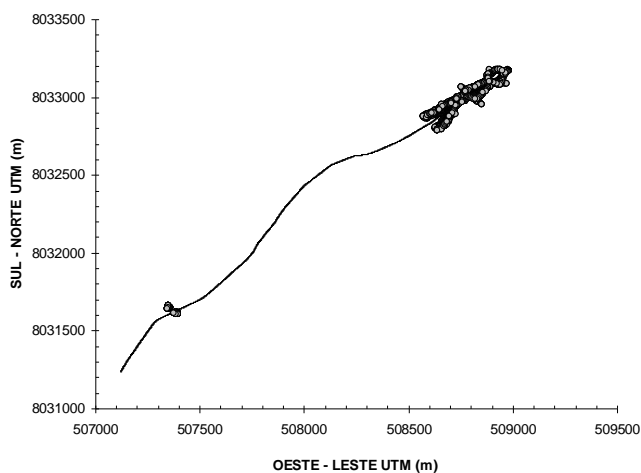


Figura 69 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização atual

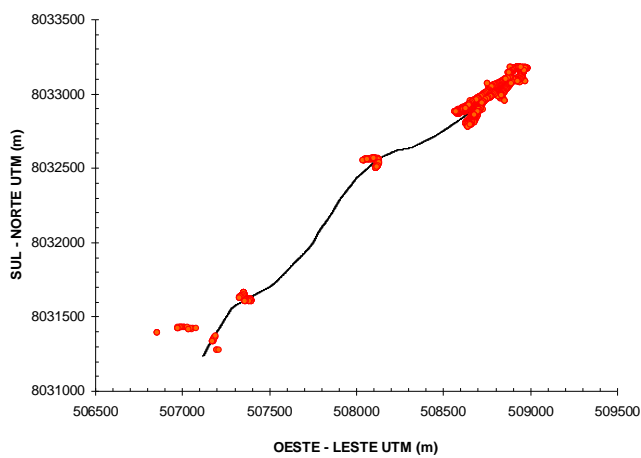
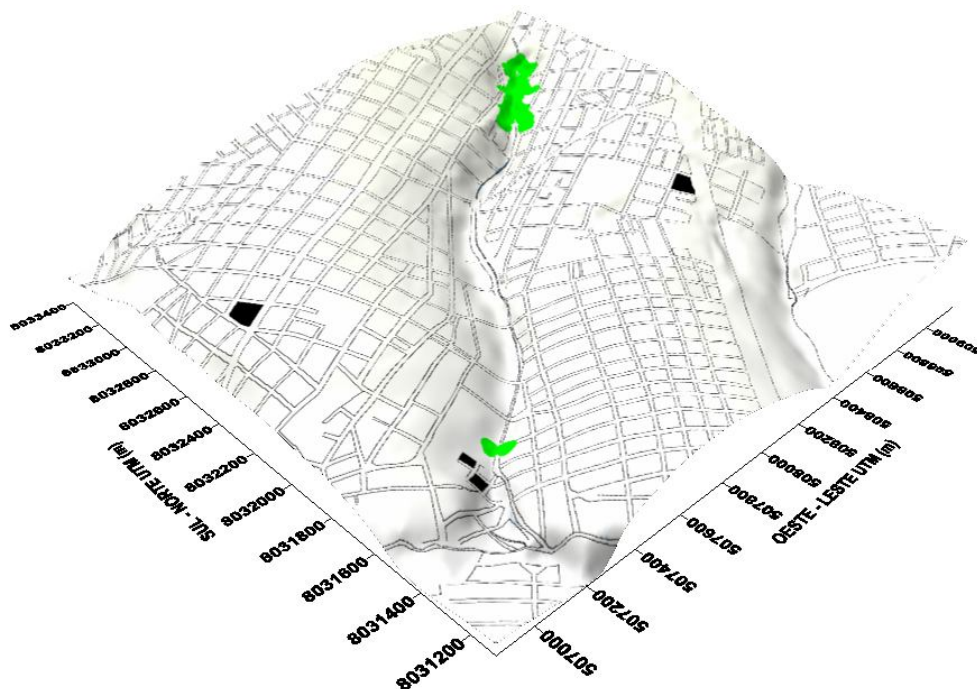


Figura 70 - Envoltória de enchente para o cenário de impermeabilização total.

50 % da impermeabilização atual



Impermeabilização total

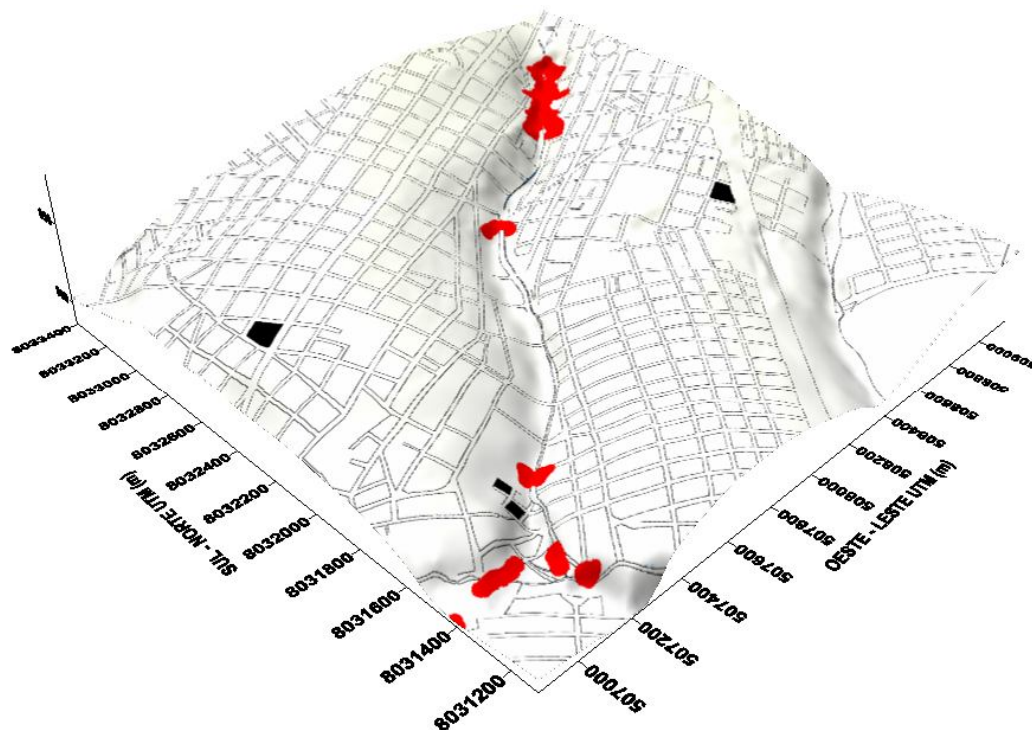


Figura 71 - Envolvórias de enchente para os cenários de 50% de impermeabilização atual e para situação de 100% de impermeabilização.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

No intuito de utilizar os modelos hidrológico e hidráulico para estimar e delimitar possíveis áreas inundadas, foi necessário levantar dados referentes aos aspectos hidrológicos envolvidos na drenagem urbana, como a equação da chuva e o cálculo da chuva excedente pelo método SCS, que depende, dentre outros requisitos, do tipo de solo, o uso e a ocupação e as características da bacia. Também foram abordados aspectos como tempo de concentração e tempo de retorno.

Uma dificuldade encontrada no decorrer do trabalho foi a coleta de dados que seriam a base do estudo, como um mapa completo com as curvas de nível, mapa pedológico da área urbana do município, a ausência de equação de chuva e demais dados hidrológicos na sede da prefeitura municipal, a ausência de informações sobre o sistema de drenagem já construído e seu estado de conservação, entre outros. Isto aponta para um dos maiores problemas enfrentados no planejamento da drenagem urbana no âmbito municipal: a falta de conhecimento da realidade do município em relação à drenagem urbana, bem como aos problemas relativos à estrutura institucional da drenagem urbana nos municípios de pequeno e médio porte do Brasil.

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 retenção 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. Este fato ficou bastante evidente quando partiu-se do cenário de impermeabilização atual, que já é elevada em torno de 90%, para um cenário hipotético altamente crítico com impermeabilização total. Nota-se que o cenário atual já supera o limite de impermeabilização de 80% estabelecido por legislação municipal. Com o aumento da impermeabilização de 90% para 100%, 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.

Em pesquisas futuras poderão ser estudadas a aplicação da metodologia numérica do presente trabalho em outras bacias, bem como outros tipos metodologias de estimativa, por exemplo, a propagação de cheias em rede de canais. Outra sugestão é o uso de modelos hidráulicos mais

elaborados, como as equações completas de Saint Venant (continuidade mais quantidade de movimento), com metodologias mais robustas de solução numérica, as quais sejam capazes de capturar variações bruscas de seção transversal, bem como variações contínuas de declividade. Também salienta-se que um modelo numérico de terreno bem refinado na vizinhança do canal amplia a precisão do método. Em termos de análises aplicadas, esta precisão requer levantamentos topográficos dentro da planície de inundação, melhorando as curvas de nível que margeiam o canal.

REFERÊNCIAS

ARC – Atlanta Regional Commission, 2001. **Georgia Stormwater Management Manual**. Georgia, E.U.A., 158p. Disponível em: <http://www.georgiastormwater.com/vol1/gsmvol1.pdf>
Acesso em: 28 de abril de 2010.

BARBOSA, C. C. Ecoturismo: uma saída econômica para as propriedades rurais do cerrado. **Revista Rveconomia**, Rio Verde, v. 1, n.1, nov. p. 12-13, 1999.

BARBOSA, C.C. **Proposta de Gestão de Recursos Hídricos na Bacia Hidrográfica do Rio Paranaíba**. 2003,79p. Dissertação (Mestrado em Agroecossistemas) Centro de Ciências Agrárias da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

CANHOLI, A.P. **Drenagem Urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 302p.

COSTA, A. R., SIQUEIRA, E. Q., MENEZES FILHO, F. C. M. **Curso Básico de Hidrologia Urbana: nível 3**. Brasília: ReCESA 2007. 130 p.; il. Realização do NuReCO: Núcleo Regional Centro-Oeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental.

CHAUDHRY, M.H. **Open channel flow**, 2ed., 2008 Springer Science+Business Media, LLC.

CPRM, ANA e IGAM. 2004. **Definição da Planície de inundação da cidade de Governador Valadares**. Belo Horizonte. 30 p.

FARIA, Rita e PEDROSA, Antônio. **Impactos da Urbanização na Degradação do solo urbano e sua relação com o incremento de inundações urbanas em Santa Maria da Feira**. Disponível em <http://web.letras.up.pt/aspedos/>, Uberlândia, 2005

FIGUEIREDO, A. P. S. 2003. **Determinação da Mancha de Inundação do Município de Itajubá na Enchente de janeiro /2000**. XI Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto – INPE. Belo Horizonte.

<Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística IBGE 2010 > Disponível em: <http://www.ibge.gov.br> Acesso em: 14 de outubro de 2011.

JÚNIOR, A. T. C. **Rio Verde Completo Agro-industrial**. 2006, 130p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Arquitetura e Urbanismo) Universidade de Uberaba.

PARKINSON, J. *et al*, Drenagem Urbana Sustentável no Brasil. **Relatório do Workshop em Goiânia**, 2003. disponível em: http://4ccr.pgr.mpf.gov.br/institucional/grupos-de-trabalho/residuos/docs_resid_solidos/drenagem_urbana_no_Brasil-workshop_relatorio081003.pdf. Acesso em: 28 de abril de 2010

PMSP – Prefeitura Municipal de São Paulo. **Diretrizes Básicas para projetos de Drenagem Urbana no município de São Paulo**. São Paulo, 289p, 1999. disponível em: http://www.usp.br/fau/docentes/deptecnologia/r_toledo/3textos/07drenag/drensp.pdf. Acesso em : 14 de dezembro de 2009.

RENNÓ, C. D.; SOARES, J. V. **Discretização espacial de bacias hidrográficas**. INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – São José dos Campos SP, 2004.
Disponível em : http://www.dsr.inpe.br/dsr/vianei/p_simposios/Discretiza%E7%E3o%20de%20bacias.pdf.
Acesso: 16 de setembro de 2010.

SEPLAN. 2009, disponível em: <http://www.seplan.go.gov.br/sepin/>. Acesso em 14 de abril de 2010.

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 (Mestrado em engenharia civil) Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2008.

SILVA, A. P. M. **Elaboração de Manchas de Inundação para o Município de Itajubá, utilizando SIG.** 2006, 105p. Dissertação (Mestrado em engenharia de energia) Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2006. Disponível em:
http://www.professoralexandre.unifei.edu.br/Mestrado/Ana_moni.pdf. Acesso em: 14 de setembro de 2010.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras Municipais.** São Paulo, Editora: Navegar, 2002.

TUCCI, C. E. M. et al. **Drenagem urbana.** Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995. 428p.

TUCCI, C. E. M. “Inundações Urbanas” in TUCCI, C.E.M. porto, R. L. L. e Barros, M. T. (org.).**Drenagem Urbana.** Editora da UFRG e ABRH, Porto Alegre, 15-36, 1995.

TUCCI, C. E. M. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: princípios e concepção”.** RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos,2(2) 5-12, 1997.

TUCCI, C. E. M. “Drenagem Urbana” in TUCCI, C.E.M. (org.).**Hidrologia: ciência e aplicação.** 2 ed., São Paulo: Editora Universidade EDUSP/ABRH, 2001

TUCCI, C.E.M. **Gerenciamento da Drenagem Urbana** In: Revista Brasileira dos Recursos Hídricos/RBRH/ Associação Brasileira dos Recursos Hídricos – Vol.7, n.1 – Porto Alegre / RS: ABRH, 2002. 5-27p.

TUCCI, C.E. M. **Avaliação e controle da drenagem urbana** / organizado por Carlos E. M. Tucci e David da Motta Marques. – Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS, 2000.

UFG, **Avaliação de Impactos Ambientais – Município de Rio Verde (Go)**. Relatório Técnico Parcial I: Mapas Temáticos de Serviço e Memoriais Explicativos, Goiânia: Universidade Federal de Goiás Instituto de Estudos Sócio-Ambientais Laboratório de Geologia e Geografia Física, 2009

VIEIRA DA SILVA, R.C.; Mascarenhas, F.C.B.; Miguez, M.G. Hidráulica Fluvial. 2 ed. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

ANEXO A

CÓDIGO BASE EM *VISUAL BASIC* APLICADO AO EXCEL

```

Sub Tran_3()
' =====
' PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA NO CANAL
' ANÁLISE DE TRANSBORDAMENTO E DELIMITAÇÃO DE ZONAS DE INUNDAÇÃO
' =====
' DECLARAÇÃO DAS VARIÁVEIS E ATRIBUIÇÕES INICIAIS:
' ~~~~~
' Curso de água:
Dim Vo(10000), ho(10000), Ao(10000), Qo(10000) As Double
Dim V(10000), h(10000), A(10000), Q(10000) As Double
Dim So(10000), ql(10000) As Double
Dim L(10000), B(10000), Hc(10000), n_M1(10000) As Double
Dim Bo(10000), Pc(10000), P(10000) As Double
Dim n_M2(10000), nc(10000) As Double
Dim x(10000), y(10000), z(10000) As Double
' Malha de vizinhança:
Dim xt(250, 250), yt(250, 250), zt(250, 250) As Double
Dim xdir(10000), ydir(10000), xesq(10000), yesq(10000) As Double
Dim zdir(10000), zesq(10000) As Double
Dim xdi(10000), ydi(10000), xes(10000), yes(10000) As Double
Dim dvert(10000) As Double
' Sub-bacias:
Dim Lb(10), CNb(10), Ab(10), Aib(10), tcb(10) As Double
' Vetores que armazenam dados de inundação:
Dim xin(60000), yin(60000), zin(60000), dvein(60000) As Double
' Características da precipitação:
Tr = Sheets("1").Cells(3, 65)          ' tempo de recorrência:anos

```

```

td = Sheets("1").Cells(5, 65)          'duração da chuva: minutos
'Armazenamento de resultados:
Dim armazena(10) As Double
'Outras variáveis e parâmetros:
Pi = 3.141593
CFL = 100
nx = 250                                'malha do terreno
ny = 250                                'malha do terreno
dlat = 1.5                             'incremento lateral para área de inundação
tipo = Sheets("1").Cells(7, 65)         'tipo de distribuição temporal da chuva
Ndis = Sheets("1").Cells(4, 26)         'número de nós da malha
dl = Sheets("1").Cells(6, 26)           'incremento espacial da malha
Lf = Sheets("1").Cells(2, 15)           'comprimento do canal
Qini = Sheets("1").Cells(4, 48)         'vazão inicial de regime permanente
hjus = Sheets("1").Cells(12, 86)        'contorno de jusante
k = 1

'LEITURA DOS DADOS DA DISCRETIZAÇÃO e HIDRODINÂMICOS INICIAIS:
'~~~~~
Sheets("1").Activate
i = 1
While (Cells(i + 3, 27) <> "")
    x(i) = Cells(i + 3, 27)
    y(i) = Cells(i + 3, 28)
    z(i) = Cells(i + 3, 29)
    L(i) = Cells(i + 3, 30)
    So(i) = Abs(Cells(i + 3, 31))
    Bo(i) = Cells(i + 3, 32)
    Hc(i) = Cells(i + 3, 33)
    n_M1(i) = Cells(i + 3, 34) * 1
    n_M2(i) = 0.016 'coef. de Manning p/asfalto na planície de inundação
    ho(i) = Cells(i + 3, 49)
    Ao(i) = Bo(i) * ho(i)
    Qo(i) = Qini
    Vo(i) = Qini / Ao(i)
    ql(i) = 0
    B(i) = Bo(i)
    i = i + 1
Wend

'LEITURA DOS DADOS DAS SUB-BACIAS E DA MALHA DE VIZINHANÇA:
'~~~~~
'Sub-bacias:
i = 1
While (Sheets("1").Cells(i + 3, 68) <> "")
    Lb(i) = Sheets("1").Cells(i + 3, 68)

```

```

    CNb(i) = Sheets("1").Cells(i + 3, 69)
    Ab(i) = Sheets("1").Cells(i + 3, 70)
    Aib(i) = Sheets("1").Cells(i + 3, 71)
    tcb(i) = Sheets("1").Cells(i + 3, 72)
    i = i + 1
Wend
Nsub_bacias = i - 1
'Malha de vizinhança:
ind = 1
xto = 1E+30
yto = 1E+30
For i = 1 To ny
For j = 1 To nx
    xt(i, j) = Sheets("1").Cells(ind + 3, 17)
    yt(i, j) = Sheets("1").Cells(ind + 3, 18)
    zt(i, j) = Sheets("1").Cells(ind + 3, 19)
    If (xt(i, j) < xto) Then
        xto = xt(i, j)
    End If
    If (yt(i, j) < yto) Then
        yto = yt(i, j)
    End If
    ind = ind + 1
Next
Next
dx = xt(1, 2) - xt(1, 1)
dy = yt(2, 1) - yt(1, 1)

'LEITURA DOS INSTANTES DE TEMPO A SEREM RESGATADOS: RESULTADOS ARMAZENADOS:
Sheets("2").Activate
i = 3
k = 1
While (Cells(i, 1) <> "")
    Cells(i, 1).Select
    If (Selection.Interior.ColorIndex = 46) Then
        armazena(k) = Sheets("2").Cells(i, 1)
        k = k + 1
    End If
    i = i + 1
Wend
Narm = k - 1

'LAÇO TEMPORAL ----->
Sheets("1").Activate
t = 0
nível = 0

```



```

ordem_canal = Cells(6, 10)
ActiveWindow.ScrollColumn = 99
Range(Cells(4, 87), Cells(10000, 99)).ClearContents
Sheets("2").Activate
ActiveSheet.Range(Cells(2, 3), Cells(20000, 200)).ClearContents
Sheets("1").Activate
Amáx = 0
coluna = 8

Do

'PASSO DE TEMPO:
'~~~~~
dtmin = 1000
For i = 1 To Ndis
    dt = CFL * dl / (Qo(i) / B(i) / (ho(i)) + Sqr(9.81 * (ho(i))))
    If (dt <= 0) Then
        dt = 0.005
    End If
    If (dt < dtmin) Then
        dtmin = dt
    End If
Next
dt = dtmin
t = t + dt

'CÁLCULO DE ÁREAS INUNDADAS:
'~~~~~
inu = 1
SomaA = 0
For i = 1 To Ndis - 1
    na = z(i) - Hc(i) + ho(i)           'cota da superfície livre
    If (ho(i) <= Hc(i)) Then             'sem transbordamento
        Ao(i) = Bo(i) * ho(i)
        P(i) = 2 * ho(i) + Bo(i)
        xdir(1) = x(i)
        ydir(1) = y(i)
        xesq(1) = x(i)
        yesq(1) = y(i)
        xdi(i) = xdir(1)
        ydi(i) = ydir(1)
        xes(i) = xesq(1)
        yes(i) = yesq(1)
        B(i) = Bo(i)
        nc(i) = n_M1(i)
        Vo(i) = Qo(i) / Ao(i)
    End If
Next

```

```

Else                                     'com transbordamento
'-----
'VERIFICANDO MARGEM DIREITA:
mr = (y(i + 1) - y(i)) / (x(i + 1) - x(i))
m1 = mr
m2 = -1 / mr
ang2 = Atn(m2)
Amolh = (Bo(i) * ho(i)) / 1
Pmolh = (2 * Hc(i) + Bo(i)) / 1
cont = 1
Do
    delta = cont * dlat
    If (m2 < 0) Then
        xdir(cont) = x(i) + (Bo(i) / 2) + delta * Cos(ang2)
    Else
        xdir(cont) = x(i) - (Bo(i) / 2) - delta * Cos(ang2)
    End If
    'ydir(cont) = y(i) - m2 * (xdir(cont) - x(i))
    ydir(cont) = y(i) + (Bo(i) / 2) + delta * Sin(ang2)
    'Interpolação com inverso da distância:
    '~~~~~
    indx = Int((xdir(cont) - xto) / dx)
    indy = Int((ydir(cont) - yto) / dy)
    soma1 = 0
    soma2 = 0
    For kx = (indx - 2) To (indx + 2)
    For ky = (indy - 2) To (indy + 2)
        If (kx > 0 And ky > 0 And kx <= nx And ky <= ny) Then
            dist = Sqr((xdir(cont) - xt(ky, kx)) ^ 2 + (ydir(cont) - yt(ky,
kx)) ^ 2)

            soma1 = soma1 + (zt(ky, kx) / dist)
            soma2 = soma2 + (1 / dist)
            zdir(cont) = soma1 / soma2
        'Else
        'artifício para não usar:
        'zdir = z(i) + cont * 1
    End If
Next
Next
'zdir(cont) = soma1 / soma2
'Área molhada e perímetro molhado:
'~~~~~
dvert(cont) = (na - zdir(cont))
If (dvert(cont) > 0) Then      'o NA está acima da cota interpolada do
terreno

    If (cont = 1) Then

```

```

        Amolh = Amolh + (dvert(cont) + (ho(i) - Hc(i))) * (dlat) / 2
        angulo = Atn(Abs(zdir(cont) - (z(i))) / dlat)
        Pmolh = Pmolh + (dlat) / Cos(angulo)
    Else
        Amolh = Amolh + (dvert(cont) + dvert(cont - 1)) * dlat / 2
        angulo = Atn(Abs(zdir(cont) - zdir(cont - 1)) / dlat)
        Pmolh = Pmolh + (dlat) / Cos(angulo)
    End If
End If

'Armazenamento de dados de áreas inundadas:
'~~~~~

xin(inu) = xdir(cont)
yin(inu) = ydir(cont)
zin(inu) = zdir(cont)
dvein(inu) = dvert(cont)
inu = inu + 1
cont = cont + 1
If (delta > 300) Then
    GoTo 30
End If
Loop While (dvert(cont - 1) >= 0)

30
xdi(i) = xdir(cont - 1)
ydi(i) = ydir(cont - 1)
'-----
'VERIFICANDO MARGEM ESQUERDA:
cont = 1
Do
    delta = cont * dlat
    If (m2 < 0) Then
        xesq(cont) = x(i) - Bo(i) / 2 - delta * Cos(ang2)
    Else
        xesq(cont) = x(i) + Bo(i) / 2 + delta * Cos(ang2)
    End If
    'yesq(cont) = y(i) + m2 * (xesq(cont) - x(i))
    yesq(cont) = y(i) - (Bo(i) / 2) - delta * Sin(ang2)
    'Interpolação com inverso da distância:
    indx = Int((xesq(cont) - xto) / dx)
    indy = Int((yesq(cont) - yto) / dy)
    soma1 = 0
    soma2 = 0
    For kx = (indx - 2) To (indx + 2)
    For ky = (indy - 2) To (indy + 2)
        If (kx > 0 And ky > 0 And kx <= nx And ky <= ny) Then
            dist = Sqr((xesq(cont) - xt(ky, kx)) ^ 2 + (yesq(cont) - yt(ky,
kx)) ^ 2)

```

```

        somal = somal + (zt(ky, kx) / dist)
        soma2 = soma2 + (1 / dist)
        zesq(cont) = somal / soma2
        'Else
        'artifício para não usar:
        'zdir = z(i) + cont * 1
    End If
Next
Next
'Área molhada e perímetro molhado:
'~~~~~
dvert(cont) = (na - zesq(cont))
If (dvert(cont) > 0) Then      'o NA está acima da cota interpolada do
terreno
    If (cont = 1) Then
        Amolh = Amolh + (dvert(cont) + (ho(i) - Hc(i))) * (dlat) / 2
        angulo = Atn(Abs(zesq(cont) - (z(i))) / dlat)
        Pmolh = Pmolh + (dlat) / Cos(angulo)
    Else
        Amolh = Amolh + (dvert(cont) + dvert(cont - 1)) * dlat / 2
        angulo = Atn(Abs(zesq(cont) - zesq(cont - 1)) / dlat)
        Pmolh = Pmolh + (dlat) / Cos(angulo)
    End If
End If      'Armazenamento de dados de áreas inundadas:
'~~~~~
xin(inu) = zesq(cont)
yin(inu) = yesq(cont)
zin(inu) = zesq(cont)
dvein(inu) = dvert(cont)
inu = inu + 1
cont = cont + 1
If (delta > 300) Then
    GoTo 40
End If
Loop While (dvert(cont - 1) >= 0)
40
xes(i) = zesq(cont - 1)
yes(i) = yesq(cont - 1)
Ao(i) = Amolh
P(i) = Pmolh
Pc(i) = Pmolh - (Bo(i) + 2 * Hc(i))
B(i) = Sqr((xes(i) - xdi(i)) ^ 2 + (yes(i) - ydi(i)) ^ 2)
'nc(i) = ((P(i) - Pc(i)) * n_M1(i) + Pc(i) * n_M2(i)) / (P(i))
nc(i) = 1 / P(i) ^ 0.5 * Sqr(Pc(i) * n_M2(i) ^ 2 + (P(i) - Pc(i)) * n_M1(i)
^ 2)
Vo(i) = Qo(i) / Ao(i)

```

```

        SomaA = SomaA + Ao(i)
    End If
Next
Ninu = inu - 1

'MODELO DE PROPAGAÇÃO DE CHEIA:
'~~~~~
cont = 0
teta = 0.7
beta = 0.6
Q(1) = Qini + STB(CNb(1), Ab(1), Aib(1), tcb(1), Tr, td, t, tipo, dt)
Bd = Qo(1) / (Vo(1) * ho(1))
alfa = nc(1) ^ 0.6 / (Bd ^ 0.6 * So(1) ^ 0.3)
h(1) = alfa * Q(1) ^ beta
V(1) = Q(1) / Ao(1)
For i = 1 To (Ndis - 1)
    'CONTRIBUIÇÕES DIFUSAS:
    If (ordem_canal = 1) Then 'canal primário
        If (L(i) <= Lb(2 + cont)) Then
            ql(i) = STB(CNb(2 + cont), Ab(2 + cont), Aib(2 + cont), tcb(2 + cont),
Tr, td, t, tipo, dt) - STB(CNb(1 + cont), Ab(1 + cont), Aib(1 + cont), tcb(1 +
cont), Tr, td, t, tipo, dt)
            ql(i) = ql(i) / (Lb(2 + cont) - Lb(1 + cont))
        Else
            cont = cont + 1
            ql(i) = STB(CNb(2 + cont), Ab(2 + cont), Aib(2 + cont), tcb(2 + cont),
Tr, td, t, tipo, dt) - STB(CNb(1 + cont), Ab(1 + cont), Aib(1 + cont), tcb(1 +
cont), Tr, td, t, tipo, dt)
            ql(i) = ql(i) / (Lb(2 + cont) - Lb(1 + cont))
        End If
    Else 'canal secundário
        If (L(i) <= Lb(1 + cont)) Then
            ql(i) = STB(CNb(1 + cont), Ab(1 + cont), Aib(1 + cont), tcb(1 + cont),
Tr, td, t, tipo, dt) - 0
            ql(i) = ql(i) / (Lb(1 + cont) - 0)
        Else
            cont = cont + 1
            ql(i) = STB(CNb(1 + cont), Ab(1 + cont), Aib(1 + cont), tcb(1 + cont),
Tr, td, t, tipo, dt) - STB(CNb(cont), Ab(cont), Aib(cont), tcb(cont), Tr, td, t,
tipo, dt)
            ql(i) = ql(i) / (Lb(1 + cont) - Lb(cont))
        End If
    End If
    If (cont > Nsub_bacias - 1) Then
        cont = Nsub_bacias - 1
    End If

```

```

If (ql(i) < 0) Then
    ql(i) = 0
End If

'ONDA CINEMÁTICA:
Ba = Ao(i) / ho(i)
Bd = Bo(i)
alfa = nc(i) ^ 0.6 / (Bd ^ 0.6 * So(i) ^ 0.3)
Q(i + 1) = Q(i) + 1 / teta * (dl / dt) * (Ba * alfa) * (Qo(i) ^ beta - Q(i) ^
beta) + (1 - teta) / teta * (Qo(i) - Qo(i + 1)) + ql(i) * dl / teta
h(i + 1) = alfa * Q(i + 1) ^ beta
Next

'ANEXAÇÃO
If (t > fatemp) Then
    For i = 1 To Ndis
        'hidrodinâmica:
        Cells(i + 3, 87) = L(i)
        Cells(i + 3, 88) = z(i)
        Cells(i + 3, 89) = h(i)
        Cells(i + 3, 90) = V(i)
        Cells(i + 3, 91) = Q(i)
        Cells(i + 3, 92) = A(i)
        Cells(i + 3, 93) = V(i) / Sqr(9.81 * h(i))
        Cells(i + 3, 94) = ql(i)
        Cells(i + 3, 95) = z(i) + h(i)
        'inundação:
        If (i < Ndis) Then
            '    If (h(i) > Hc(i)) Then
            '        Cells(i + 3, 100) = 1
            '    Else
            '        Cells(i + 3, 100) = 0
            '    End If
            Cells(i + 3, 96) = xdi(i)
            Cells(i + 3, 97) = ydi(i)
            Cells(i + 3, 98) = xes(i)
            Cells(i + 3, 99) = yes(i)
        End If
        'atualização:
        Qo(i) = Q(i)
        ho(i) = h(i)
    Next
    fatemp = fatemp + 0
    Macro3
End If

```

```

'ANEXAÇÃO DE DADOS DE INUNDAÇÃO:
'~~~~~
For ind = 1 To Narm
If (t / 60 = armazena(ind)) Then
    Amáx = SomaA
    For i = 1 To Ndis
        Sheets("2").Cells(2, coluna) = Amáx
        Sheets("2").Cells(4, coluna) = t / 60 'min
        For k = 1 To Ninu
            Sheets("2").Cells(k + 1, coluna + 1) = xin(k)
            Sheets("2").Cells(k + 1, coluna + 2) = yin(k)
            Sheets("2").Cells(k + 1, coluna + 3) = zin(k)
            If (dvein(k) < 0) Then
                dvein(k) = 0
            End If
            Sheets("2").Cells(k + 1, coluna + 4) = dvein(k)
            Sheets("2").Cells(k + 1, coluna + 5) = zin(k) + dvein(k)
        Next
        Sheets("2").Cells(i + 1, coluna + 6) = h(i)
    Next
    coluna = coluna + 7
End If
Next

Cells(4, 86) = nível
Cells(6, 86) = dt
Cells(8, 86) = t
Cells(10, 86) = t / 60
Cells(3, 102) = t
Cells(3, 104) = t / 60
Cells(12, 86) = h(Ndis)
Cells(3, 106) = Q(1)

nível = nível + 1

'Anexando as áreas molhadas acumuladas:
If (nível > 1) Then
    Sheets("2").Cells(nível + 1, 1) = t / 60
    Sheets("2").Cells(nível + 1, 2) = SomaA
End If

Loop Until (t > 5 * td * 60)

End Sub

```

Function huff1(x)

```
'DISTRIBUIÇÃO DE HUFF ACUMULADA COM PROB. DE 50% NO PRIMEIRO QUARTIL
'*****
huff1 = 0.0001184895 * x ^ 3 - 0.032513429 * x ^ 2 + 3.0613031609 * x
End Function
```

Function huff2(x)

```
'DISTRIBUIÇÃO DE HUFF ACUMULADA COM PROB. DE 50% NO SEGUNDO QUARTIL
'*****
A = 5.87121 * 0.000001
B = -1.44066 * 0.001
C = 1.04768 * 0.1
D = -9.57391 * 0.1
E = 1.37413
huff2 = A * x ^ 4 + B * x ^ 3 + C * x ^ 2 + D * x + E
End Function
```

Function huff3(x)

```
'DISTRIBUIÇÃO DE HUFF ACUMULADA COM PROB. DE 50% NO TERCEIRO QUARTIL
'*****
A = 6.60987 * 0.000000001
B = -1.92496 * 0.000001
C = 2.00555 * 0.0001
D = -8.96766 * 0.001
E = 1.71805 * 0.1
F = -6.62204 * 0.1
huff3 = A * x ^ 6 + B * x ^ 5 + C * x ^ 4 + D * x ^ 3 + E * x ^ 2 + F * x
End Function
```

Function huff4(x)

```
'DISTRIBUIÇÃO DE HUFF ACUMULADA COM PROB. DE 50% NO QUARTO QUARTIL
'*****
A = -7.19401 * 0.000000001
B = 1.96767 * 0.000001
C = -1.97733 * 0.0001
D = 9.05332 * 0.001
E = -1.81403 * 0.1
F = 1.51663
huff4 = A * x ^ 6 + B * x ^ 5 + C * x ^ 4 + D * x ^ 3 + E * x ^ 2 + F * x
End Function
```

Function STB(CN, A, Ai, tc, Tr, td, tfinal, tipo, dt)

```
'FUNÇÃO QUE GERA A VAZÃO VIA MÉTODO SANTA BÁRBARA
'=====
'Cálculos iniciais:
```



```

'=====
intensidade = 40.457 * Tr ^ 0.1471 / (td + 19.081) ^ 0.88655 'intensidade(mm/min)
P = intensidade * td 'altura pluviométrica
(mm)
s = 25400 / CN - 254 'potencial de retenção
(mm)
D = Ai / A 'fração de área
impermeável
kr = dt / (2 * tc * 60 + dt) 'coeficiente de
retardo
Qo = 0
t = 0
Paco = 0
Qo = 0
Iento = 0
Qsaio = 0

Do

t = t + dt
'precipitação acumulada:
If (t < td * 60) Then
    If (tipo = 1) Then
        Pac = P / 100 * huff1(t / (td * 60) * 100)
    ElseIf (tipo = 2) Then
        Pac = P / 100 * huff2(t / (td * 60) * 100)
    ElseIf (tipo = 3) Then
        Pac = P / 100 * huff3(t / (td * 60) * 100)
    Else
        Pac = P / 100 * huff4(t / (td * 60) * 100)
    End If
Else
    Pac = Pac
End If
'Chuva efetiva acumulada:
If (Pac > 0.2 * s) Then
    Q = (Pac - 0.2 * s) ^ 2 / (Pac + 0.8 * s)
Else
    Q = 0
End If
'Chuva efetiva por faixa:
Qfx = Q - Qo
'Precipitação por faixa:
Pfx = Pac - Paco
'Hidrograma de entrada no reservatório imaginário:
i_imp = Pfx / dt '(mm/s)

```

```

i_perm = Qfx / dt  '(mm/s)
Ient = A * (i_imp * D * 0.001 + i_perm * (1 - D) * 0.001)
'Hidrograma de saída resultante:
Qsai = Qsaio + kr * (Iento + Ient - 2 * Qsaio)
If (Qsai < 0) Then
    Qsai = 0
End If
'Atualização:
Paco = Pac
Qo = Q
Iento = Ient
Qsaio = Qsai
Loop Until (t >= tfinal)
STB = Qsai

End Function

```