

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ANÁPOLIS – UNIEVANGÉLICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SOCIEDADE, TECNOLOGIA E
MEIO
AMBIENTE (PPSTMA) - MESTRADO EM CIÊNCIAS AMBIENTAIS

EDUARDO DOURADO ARGOLO

**SIMULAÇÕES E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE MICROBACIA
URBANA PARA PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: O CASO DO RIO DAS ANTAS
NA CIDADE DE ANÁPOLIS- GO**

Anápolis - GO

2015

EDUARDO DOURADO ARGOLO

**SIMULAÇÕES E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE MICROBACIA
URBANA PARA PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: O CASO DO RIO DAS ANTAS
NA CIDADE DE ANÁPOLIS- GO**

Dissertação apresentada ao curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Sociedade, Tecnologia e Meio Ambiente (PPSTMA) do Centro Universitário de Anápolis - UniEVANGÉLICA como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências Ambientais.

Orientador: Professor Dr. Carlos Christian Della Giustina.

Co-orientadora: Professora Dra. Josana de Castro Peixoto.

Anápolis - GO

2015

A693

Argolo, Eduardo Dourado.

Simulações e modelagem hidrológica de microbacia urbana para previsão de inundações: o caso do Rio das Antas na cidade de Anápolis-Go / Eduardo Dourado Argolo – Anápolis: Centro Universitário de Anápolis UniEvangélica, 2015.

90 p.; il.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Christian Della Giustina.

Dissertação (mestrado) – Programa de pós-graduação em Sociedade, Tecnologia e Meio Ambiente – Centro Universitário de Anápolis – UniEvangélica, 2015.

1. Modelo Hidrológico 2. *Run-Off* 3. Simulação 4. Inundação 5. Solo I. Giustina, Carlos Christian Della II.Título.

CDU 504

Catálogo na Fonte

Elaborado por Hellen Lisboa de Souza CRB1/1570

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ANÁPOLIS – UNIEVANGÉLICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SOCIEDADE, TECNOLOGIA E MEIO
AMBIENTE

**SIMULAÇÕES E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE MICROBACIA URBANA
PARA PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: O CASO DO RIO DAS ANTAS NA
CIDADE DE ANÁPOLIS- GO**

Eduardo Dourado Argôlo

Dissertação de Mestrado submetida à Banca Examinadora do Programa de Pós-Graduação em Sociedade, Tecnologia e Meio Ambiente (PPSTMA) do Centro Universitário de Anápolis - UniEVANGÉLICA, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Ciências Ambientais.

Aprovado por:

Prof. Dr. Carlos Christian Della Giustina - Orientador

Prof. Dra. Maria Barbalho - Anápolis - PPSTMA/UnieEVANGÉLICA

Prof. Dr. Leonardo de Almeida - Brasília - ANA/Agencia Nacional das Águas

Prof. Dr. Clarimar José Coelho - Anápolis - PPSTMA/UnieEVANGÉLICA
(Suplente)

Anápolis
2015

AGRADECIMENTOS

Ao Criador das Leis da Física: Deus.

À minha esposa, que foi a base de tudo.

A meus pais, dedicados em minha educação.

Ao Professor Nilton, que foi o primeiro a ouvir e direcionar meu projeto.

Ao Professor Sandro Dutra, pelo incentivo, confiança e gestão do mestrado.

À Professora Maria Barbalho, que me orientou na primeira fase do projeto.

Ao Professor Christian, que me orientou até a complementação do projeto.

À Professora Josana, que demonstrou incentivo no momento em que precisei.

À Professora Giovanna, pela capacidade de demonstrar alegria.

À Natasha, pelo incentivo e aconselhamento no projeto.

À Eunice pelo incentivo e apoio administrativo.

Aos colegas do mestrado, pelo profissionalismo e incentivo.

A CAPES, que, por meio da bolsa, me proporcionou realizar este sonho.

À Unievangélica, pela oportunidade e organização do mestrado.

Assim como a chuva e a neve descem dos céus e não voltam para ele sem regarem a terra e fazerem-na brotar e florescer, para ela produzir semente para o semeador e pão para o que come, assim também ocorre com a palavra que sai da minha boca: Ela não voltará para mim vazia, mas fará o que desejo e atingirá o propósito para o qual a enviei.

Isaías 55:10-11

RESUMO

A bacia do rio das Antas está localizada na cidade de Anápolis, no Centro-Oeste goiano. O recorte do território estudado exemplifica uma área urbana com riscos de inundação de alagamento pelas águas pluviais. A cidade encontra-se em franca expansão urbana, fator este que desencadeou uma corrida imobiliária nos últimos anos e que tem provocado o incremento da impermeabilização da bacia estudada. Este estudo se propõe a simular vazões do rio das Antas e de suas respectivas áreas de inundação, em resposta às diferentes intensidades de chuva. A intensidade dos índices pluviométricos pode provocar danos à população e a instalações existentes na topografia local. Essas vazões simuladas são construídas a partir da elaboração de cenários presentes de ocupação do solo na bacia em foco, utilizando uma modelagem hidrológica através do método Racional e a equação de Bernoulli, no modelo de simulação hidráulica do programa computacional HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*).

Palavras-Chave: modelo hidrológico; *RUN-OFF*; simulação; inundação; solo.

ABSTRACT

The Antas river basin is located in the southwest part of the city of Anápolis in the mid-West of Goiás. The study area outline is an example of an urban region with a risk of flooding by rainwater. The city is growing rapidly due to significant real estate development in recent years. As a result the permeability of the study area has also been declining.

This study proposes to simulate flows of the Antas river and respective areas of flooding in response to different intensities of rain. Severe flooding can cause extensive damage to urban areas and risk to human life. The simulation of flows is also done via the elaboration of present land development scenarios along the study area. The hydrological model utilizes the Rational Method and the Bernoulli's equation in the hydraulic simulation model HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*).

Keywords: hydrologic modeling; run-off; simulation; inundation; waterproofing soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Demonstração gráfica do escoamento superficial em uma bacia hidrográfica - adaptado (TUCCI,1995).....	9
Figura 2: Fluxograma em sensoriamento remoto segundo Crósta (1992).....	16
Figura 3: Representação dos leitos menor e maior, e da planície de inundação (fonte: ECKARDT, 2008).	18
Figura 4:Sistema de Integração entre SIGs - adaptado (ALMEIDA,2006).....	19
Figura 5 - Modelo hidrológico proposto.....	23
Figura 6 - Areas de contribuição de drenagem.	28
Figura 7: Pontos para cálculo de vazões no rio das Antas	33
Figura 8: Perfil de linha d'água e energia para aplicação de Bernoulli	34
Figura 9:Localização da área de estudo.....	41
Figura 10: Uso do Solo utilizando método supervisionado - Ano de 2010	42
Figura 11: Bairro Jamil Miguel no ano de 2010 -ImagemGeoeyes 2010 (Prefeitura Municipal de Anápolis)	45
Figura 12:Bairro Jamil Miguel - ano de 2013	46
Figura 13:Simulação de chuva utilizando a equação de chuvas em Goiânia para um tempo de retorno de 10 anos.....	47
Figura 14: Representação em curvas de nível do MDE da bacia-piloto	49
Figura 15: Modelagem realizada em imagem Vetorial TIN	50
Figura 16: Imagem tridimensional das seções de controle com previsão de áreas de inundação no Hec-Ras	51
Figura 17: Representação do perfil longitudinal com 1 metro de resolução de uma seção de controle na bacia-piloto no HEC-Ras.....	51
Figura 18: Mapeamento das áreas inundáveis para um período de retorno de 5 anos no Rio das Antas, no trecho inicial da bacia.....	53
Figura 19:Limite da construção atual do canal artificial no rio das Antas, a jusante da ponte sobre a avenida Pedro Ludovico	54
Figura 20:Área de inundação para período de retorno de 5 anos na região do Bairro Jamil Miguel.....	55
Figura 21: Levantamento das coordenadas dos limites de inundação no rio das Antas - Parque das Primaveras - avenida Isadora São Rodrigues.....	56

Figura 22: Área de inundação no bairro Parque Primavera em Anápolis, para um período de retorno de 10 anos.....	57
Figura 23: Inundação do rio das Antas no loteamento Primavera (janeiro 2013)na Av. Isadora São Rodrigues.....	58
Figura 24: Trecho canalizado no rio das Antas - Anápolis	59
Figura 25: Inundação no córrego das Antas na década de 1970.....	59
Figura 26: Obras de rebaixamento de parte do leito rochoso do ribeirão das Antas para aumento da profundidade do rio.....	60
Figura 27: Área inundável - simulação próxima à junção do córrego dos Cesáreos com o rio das Antas, para um período de retorno de 50 anos.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limite para utilização de cálculo empírico de chuvas em vazões pelo método Racional em bibliografias diversas	24
Tabela 2: Padrão de uso do solo no projeto	25
Tabela 3: Valores de <i>C run-off</i> à partir da natureza da superfície.	25
Tabela 4: Tempo de recorrência em função do tipo de obra, DER/SP 1980.....	30
Tabela 5: Valores do coeficiente “n” da fórmula de Manning para canais naturais (Tucci 2004)	35
Tabela 6: Padrão de uso do solo no projeto	42
Tabela 7 : Comparação de número de <i>clusters</i> com a tabela padrão - projeto de <i>run-off</i> 43	
Tabela 8: Para a área 2, comparação de número de <i>clusters</i> com a tabela padrão de <i>run-off</i>	43
Tabela 9: Para T= 5 anos e <i>run-off</i> na imagem GeoEyes para o ano de 2010.....	47
Tabela 10: Para T= 10 anos e <i>run-off</i> na imagem GeoEyes para o no de 2010	47
Tabela 11: Para T= 50anos e <i>run-off</i> na imagem GeoEyes para o ano de 2010	48
Tabela 12: Dados simplificados da simulação de inundação no Hec-Ras no regime permanente.	52
Tabela 13- Pontos de medição com GPS na avenida Isadora São Rodrigues.	57
Tabela 14: Dados simplificados da simulação de inundação no Hec-Ras no regime permanente para período de retorno de 50 anos e comparativo de aumento de cota com período de retorno de 5 anos.	61

Listas de Quadros

Quadro 1 - Natureza da superfície e valores de C correspondentes.	15
Quadro 2 - Interface de algoritmos hidráulicos ou hidrológicos com SIGs	20
Quadro 3 - Padrões de tempo de concentração inicial no modelo proposto.	31
Quadro 4 - Características gerais da bacia-piloto no rio das Antas.....	40

SUMÁRIO

1	Sumário	
1	Introdução.....	1
2	Objetivos	2
3	Revisão bibliográfica	3
3.1	Ciclo Hidrológico	4
3.2	Estudo de chuvas intensas	4
3.2.1	Equações de chuvas intensas no Brasil	6
3.3	Escoamento superficial	8
3.4	Tempo de concentração	10
3.5	Método Racional na estimativa de vazão de áreas de drenagem	12
4	Classificação de imagens de satélite	15
4.1.1	Métodos não-supervisionados	16
4.1.2	Métodos supervisionados	17
4.2	Simulações de inundações utilizando modelos matemáticos	17
4.3	Os sistemas de informação geográfica: ArcGis e HEC-HAS na simulação de vazões	19
5	Metodologia detalhada	22
5.1	Modelagem hidrológica	22
5.2	Classificação do uso do solo	24
5.3	Simulação da precipitação e das vazões na bacia-piloto	25
5.3.1	Utilização do método Racional para estimativa de vazão a partir da intensidade da chuva	31
6	SIMULAÇÕES E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE MICROBACIA URBANA PARA PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: O CASO DO RIO DAS ANTAS NA CIDADE DE ANÁPOLIS- GO	36
7	Introdução	36
8	Metodologia.....	38

8.1	Caracterização da área para modelagem hidrológica	38
8.2	Classificação do uso do solo	39
8.3	Simulação da precipitação e das vazões na bacia-piloto	39
8.4	Simulação das áreas de inundação	40
9	Resultados e discussão	40
9.1	Caracterização da área de estudo.....	40
9.2	Classe de uso e cobertura do solo	41
9.3	Resultado de vazões nas seções de controle para o período de retorno e para as simulações de impermeabilizações	46
9.4	Seções de controle para aplicação hidráulica	48
9.5	Simulação das áreas de inundações	52
9.5.1	Resultado de inundação para um período de retorno de 10 e 50 anos	52
9.5.2	Verificação <i>in loco</i> da simulação de inundação no Parque das Primaveras	56
9.5.3	A mudança do rio ao longo dos anos	58
9.5.4	Inundação para um período de retorno de 50 anos	60
10	Conclusão	63
11	Referências Bibliográficas	65
12	Apêndice.....	68

LISTA DE SÍMBOLOS

A - área da bacia

I - declividade média da bacia

L - comprimento

L_i - comprimento do talvegue principal

Q - vazão

Q_p - vazão de pico

t_b - tempo de base

t_c - tempo de concentração

t_p - tempo de pico

i = intensidade de chuva (mm) ou (mm/h)

t = duração de chuva

f = frequência de chuva

T_r = tempo de retorno

P = altura pluviométrica máxima

C = coeficiente de escoamento superficial

V_e = volume de escoamento

V_p = volume de precipitação

t_c = tempo de concentração

i_{max} = intensidade pluviométrica máxima

t_p = tempo de permanência

V_1 = velocidade inicial de escoamento

Y_2 = cota a jusante no canal

g = gravidade

Z_1 e Z_2 = cotas do fundo de canal em relação ao Datun

h = perda de carga no sistema P = perímetro da bacia

t_{a-b} = trecho talvegue

1 Introdução

A Lei Federal no. 9.433, de 08 de janeiro de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), rege que a água é um recurso natural de disponibilidade limitada e, portanto, para fins de gestão, a observação dos aspectos qualitativos e quantitativos das bacias hidrográficas é importante. A referida lei instituiu que a bacia hidrográfica é a unidade territorial para implantação da PNRH (CARVALHO, 2007).

CRUCIANI (1976) define a bacia hidrográfica como sendo a área de formação natural, drenada por um curso d'água e seus afluentes, a montante de uma seção transversal, para onde converge toda a água aportada nessa mesma área.

Os estudos de simulações e modelagens hidrológicas em bacias hidrográficas permitem estimar e prever as inundações nas cidades. Assim, entender o ciclo hidrológico e os seus componentes torna-se fundamental para possíveis estratégias de prevenção e mitigação de desastres relacionados às enchentes.

Para Villela e Mattos (1975), o escoamento superficial é um dos mais importantes fenômenos do ciclo hidrológico. Após o início da chuva, uma porção da água se infiltra, reabastecendo os aquíferos e umedecendo a superfície do solo. Assim que o solo atinge a saturação hídrica, a água escoar sobre a superfície, uma vez que foi reduzida a capacidade de absorção do solo. A quantidade de água da chuva que se transforma em escoamento superficial se acentua nos casos de precipitações intensas e com o aumento da impermeabilização do solo.

A urbanização desordenada agrava o problema das enchentes, quando se intensifica o desmatamento e o aumento das áreas impermeáveis nas bacias contribuintes. A supressão da vegetação reduz a interceptação da água, fazendo-a cair diretamente no solo. Sem a cobertura vegetal, acentua-se a parcela de água que se transformará em escoamento superficial e isso, conseqüentemente, acarretará o aumento dos picos de vazão (SANTOS, 2010).

Conforme o *Center for Research on the Epidemiology of Disaster* (CRED, 2011), com base no banco de dados do EM-DAT (*Emergency Events Database*), o tipo mais relevante de desastre natural no Brasil é o de inundações, responsável por mais de 60% dos mortos e das perdas patrimoniais entre os anos de 1982 e 2010.

Nesse sentido, a utilização de sensoriamento remoto orbital e dos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) pode auxiliar na resolução de problemas relacionados a inundação. O SIG permite calcular de maneira rápida e precisa as características do uso do solo e aspectos hidrológicos, tais como a localização e características planialtimétricas dos canais. Assim, o presente trabalho justifica-se por contribuir com o aprimoramento dos métodos de cálculo das vazões críticas, necessários para estimar o coeficiente de escoamento superficial direto (*surface run-off*).

Com isso, aplica-se este método para a modelagem de uma bacia hidrográfica onde houve a ocorrência de uma expansão urbana desordenada. A bacia escolhida foi um dos trechos do rio das Antas, entre sua nascente e um ponto localizado na região central da cidade de Anápolis (GO). Esta bacia, ao longo dos últimos 30 anos, foi ocupada sem o necessário planejamento de infraestrutura e de urbanismo. Assim, diferentes áreas da bacia hidrográfica foram desmatadas e impermeabilizadas sem a verificação da capacidade de suporte dos corpos receptores, no caso, a drenagem pluvial. O resultado da ocupação desordenada foi observado pela população, haja vista os recorrentes episódios de enchentes ocorridos nos períodos chuvosos ao longo dos últimos anos, na cidade em tela.

Este trabalho utilizou imagens de satélite para interpretar o uso do solo e para estimar o coeficiente de escoamento superficial direto na bacia estudada. Para determinação da vazão máxima no exutório pré-estabelecido foi utilizado o método Racional (TUCCI, 1995), quando da resposta da bacia a uma chuva intensa. O resultado deste estudo é um modelo de interação entre as intensidades de chuva e a vazão no canal de drenagem. Este modelo relaciona a cota de inundação com diferentes intensidades de chuvas em função do seu tempo de retorno na cidade de Anápolis.

Esta dissertação está organizada em uma parte introdutória, que é composta de uma revisão bibliográfica e a metodologia detalhada. A segunda parte é composta por um artigo científico que será submetido a periódico qualificado. E a terceira parte aborda os aspectos conclusivos desta pesquisa.

2 Objetivos

O escopo desta dissertação é criar um modelo hidrológico para uma parte da bacia hidrológica do rio das Antas, que será chamada de "bacia-piloto". A partir deste recorte se

farão cálculos a partir de fórmulas determinísticas e probabilísticas para cálculos de vazões a partir de chuvas intensas simuladas.

Assim, com foco nesta bacia-piloto, o estudo tem como os seguintes objetivos específicos:

1. Discriminar as características fisiográficas da bacia para simular o fundo do canal do rio das Antas e modelar espacialmente o terreno do recorte. Simular chuvas intensas para a região de Anápolis.
2. Classificar o uso do solo, notadamente no que se refere à impermeabilização do solo.
3. Determinar vazões simuladas de extravasamento ou não do canal do rio, a partir do método Racional.
4. Simular hidraulicamente as manchas de inundação ao longo do canal, a partir das vazões calculadas em tempos de retorno diferentes das chuvas intensas.
5. Discutir e responder os problemas da cheia em áreas que forem identificadas como de risco.

3 Revisão bibliográfica

No decorrer dos próximos tópicos serão apresentados alguns princípios fundamentais para o embasamento da estimativa de cálculo de vazão em áreas de drenagem, sobretudo utilizando o método Racional e, durante a revisão, uma síntese para a utilização das ferramentas de classificação de imagens de satélite no uso do solo.

A revisão foi dividida em partes para fundamentar teoricamente o modelo apresentado. Inicialmente se demonstra o ciclo hidrológico e depois as teorias que embasam o cálculo de chuvas e de vazões teóricas. A revisão aborda modelagens matemáticas e as tecnologias GIS que dão suporte à aquisição de dados para o modelo proposto.

3.1 Ciclo Hidrológico

A compreensão do ciclo hidrológico e a tentativa de simular sua complexidade são importantes para o estudo das enchentes e para a definição de parâmetros para projetos de engenharia na área de drenagem.

A maior parte da água existente na Terra está no mar, constituindo 97% do total, contrapondo os valores de água doce, presente em maior parte nas geleiras (cerca de 2,2%), enquanto que apenas 0,8 % está disponível nos rios e córregos. Destes 0,8 %, 97 % da água são subterrâneas e apenas 3%, superficiais. (SPERLING, 2005).

O ciclo hidrológico, de acordo com LIMA (1986), representa o movimento da água no meio físico. Desde a formação da biosfera na Terra, a quantidade de massa de água é constante. Ela pode estar no estado líquido, gasoso ou sólido. Dentro desta premissa pode-se afirmar que o ciclo hidrológico é um circuito fechado, mantendo o sistema sem perdas de água.

O ciclo hidrológico se baseia nos processos de transferência de água nos seus estados líquido, sólido e gasoso. Neste está envolvida a precipitação, que é toda a água que cai na superfície da Terra, em qualquer forma: chuva, neve, granizo ou orvalho.

A chuva que atinge o solo pode escoar na superfície, gerando o chamado escoamento superficial, formando rios, córregos e lagos até atingir o mar ou, então, infiltrar-se no solo, abastecendo os lençóis e os corpos d'água superficiais durante os períodos secos. (SANTOS, 2009).

3.2 Estudo de chuvas intensas

Nos trabalhos de engenharia é necessário conhecer as três grandezas que caracterizam as precipitações máximas: intensidade, duração e frequência (TUCCI, 1993). A visualização da relação entre estas três variáveis (curvas i-d-f), intensidade-duração-frequência, deve ser deduzida das observações das chuvas intensas durante um período de tempo suficientemente longo e representativo dos eventos extremos do local.

Para projetos de engenharia devem-se adotar critérios de escolha da precipitação segundo a obra a ser executada. Logo a identificação da melhor série de eventos de precipitação, bem como a locação da região de estudo, são importantíssimas para o embasamento dos dados para cálculo.

As séries históricas são geradas a partir de equipamentos de observação e coleta de dados de precipitação. A metodologia de séries anuais baseia-se na seleção das maiores precipitações diárias com uma duração (i-t), que representa os eventos extremos. Uma chuva de intensidade, tempo de duração e tempo de retorno (Tr), que é o tempo médio em anos que o evento “chuva” é igualado ou superado pelo menos uma vez.

A partir destes eventos pode-se criar um perfil da chuva que pode ser representado por equações; logo, em cada local, a chuva apresenta intensidade, duração e frequência (i,d,f) características.

Através dos estudos das séries históricas estabeleceu-se uma equação que pudesse representar o comportamento do clima daquela região. Nas análises de frequências das precipitações, as séries anuais foram ajustadas à Distribuição dos Extremos de Gumbel (POMPEU, 1995).

Os fundamentos da teoria de valores extremos foram inicialmente expostos por Fisher e Tippet (1928), que definiram os três tipos possíveis de distribuições assintóticas de valores extremos, conhecidas como de Gumbel, de Fréchet e de Weibull, respectivamente. No entanto, o primeiro a estudar e formalizar a aplicação estatística destas distribuições foi Gumbel (1958), cuja metodologia tem sido frequentemente aplicada à máxima anual de séries de dados referentes a precipitações e vazões de rios (BAUTISTA, 2002). A distribuição de Gumbel foi inicialmente apresentada pelo próprio autor como distribuição de dupla exponencial em 1958. A função de probabilidade é definida por meio dos valores de máximos e mínimos (AVELAR, 1999).

No Brasil, Pfafstetter (1982) propôs uma equação (1), com base em uma análise estatística de 98 postos pluviográficos brasileiros.

$$P = \frac{P}{T} + \left(\frac{P}{T} \right)^{1 + \left(\frac{P}{T} \right)} \quad (1)$$

onde:

P= altura pluviométrica máxima (mm);

T = tempo de retorno;

t = duração da chuva;

α e β = valores que dependem da duração da chuva;

γ , a , b e c = valores constantes de cada posto.

Em estudos anteriores, BRUTSART (2005) descreve uma equação utilizada para calcular a intensidade de uma chuva partir de seu tempo de retorno e duração, que é o resultado dos estudos das séries históricas de precipitação, a equação 2:

$$i = \frac{1000}{t} \left(\frac{TR}{t} \right)^{\alpha} \left(\frac{t}{60} \right)^{\beta} \left(\frac{t}{60} \right)^{\gamma} \left(\frac{t}{60} \right)^{\delta} \quad (2)$$

Onde:

i é a intensidade (mm/h);

TR é o período de retorno (anos);

t é o tempo de precipitação (minutos);

k , m , b e n são coeficientes a serem determinados com base na Curva i-d-f.

Monteiro (2011) cita BRUTSART (2005), que descreveu os limites para os valores dos coeficientes que são determinados entre 0,15 a 0,5 para “ m ”, 5 a 10 min. para “ b ” e 0,6 a 0,8 para “ n ”.

3.2.1 Equações de chuvas intensas no Brasil

No Brasil existem equações de chuvas intensas catalogadas para algumas capitais e cidades brasileiras. A dispersão destas equações desenvolvidas por diversos autores e em épocas diferentes pode ser um problema para os projetistas quando as utilizam, devido à atualização de acordo com as séries históricas que as geram.

São exemplos de algumas equações e seus organizadores em regiões próximas à área de estudo deste projeto que poderiam ser utilizadas neste trabalho, devido à proximidade com a bacia-piloto, em relação a outras cidades:

Brasília:

$$= \frac{10125}{(1 + 0,16)^t}$$

Sendo: i (litros/hectaresxsegundo);

t = minutos.

(2)

Equação desenvolvida por PFAFSTETTER,1982

Catalão:

$$= \frac{1018,591 \cdot 10^9}{(1 + 0,16)^t}$$

Sendo: i (mm/hora);

T = tempo de retorno ou recorrência;

t = minutos.

(3)

Equação desenvolvida por OLIVEIRA,1980

Ceres:

$$= \frac{959,621 \cdot 10^9}{(1 + 0,16)^t}$$

Sendo: i (mm/hora);

T = tempo de retorno ou recorrência;

t = minutos.

Equação desenvolvida por OLIVEIRA,1980

(4)

$$\text{Goiânia:} \\ = \frac{920,450 \cdot i^{(t/T)^{0,779}}}{(1 + 12) \cdot i^{0,779}}$$

Sendo: i (mm/hora); (5)

T = tempo de retorno ou recorrência;

t = minutos.

Equação desenvolvida por OLIVEIRA, 1980

3.3 Escoamento superficial

A concepção de escoamento superficial se dá pelo caminho percorrido pela água no relevo. Garcez e Alvarez (1988) conceituam que se trata do conjunto de águas que, devido à gravidade, se move na superfície. Geralmente o estudo deste escoamento se dá nos canais formados natural ou artificialmente pelo homem.

Um das características principais do escoamento urbano é a existência de áreas impermeabilizadas, tornando as velocidades maiores nos canais de drenagem do que aquelas originais. Logo as quantidades de água em áreas urbanas são maiores que em regiões rurais e são passíveis de maiores carregamento de energia.

O estudo do escoamento superficial considera o movimento da água na superfície apenas sobre solo impermeável ou já saturado de água, o excedente escoar na superfície formando cursos d'água como córregos, rios e lagos. JUNIOR (2010, 17) cita (MARTINS, 2003).

O escoamento superficial é consequência da característica do solo, se este é mais ou menos impermeável. Após o início nas precipitações, a água pode escorrer para o solo, onde parte se infiltra, e parte segue pela superfície, formando e ligando reservatórios. Desta constatação tem-se a seguinte premissa:

precipitado

$C = \text{Volume Escoado}$ (3)
Sendo:

C = coeficiente adimensional que reflete a impermeabilização da bacia, se os efeitos de armazenamento forem desprezados.

O coeficiente também é determinado por medições práticas em função de chuva na bacia, a partir da verificação das vazões em função da precipitação. Esta metodologia é em função dos dados de chuvas. A partir da determinação prática do coeficiente de *run-off* para uma chuva crítica de duração medida, determina-se o escoamento superficial de outras precipitações de valores diferentes, desde que a duração seja igual. A Figura 1 demonstra graficamente o reflexo de uma chuva intensa em uma bacia hidrográfica e a equação matemática do volume de água, em metros cúbicos.

Representação Gráfica de uma chuva intensa em bacia hidrográfica.

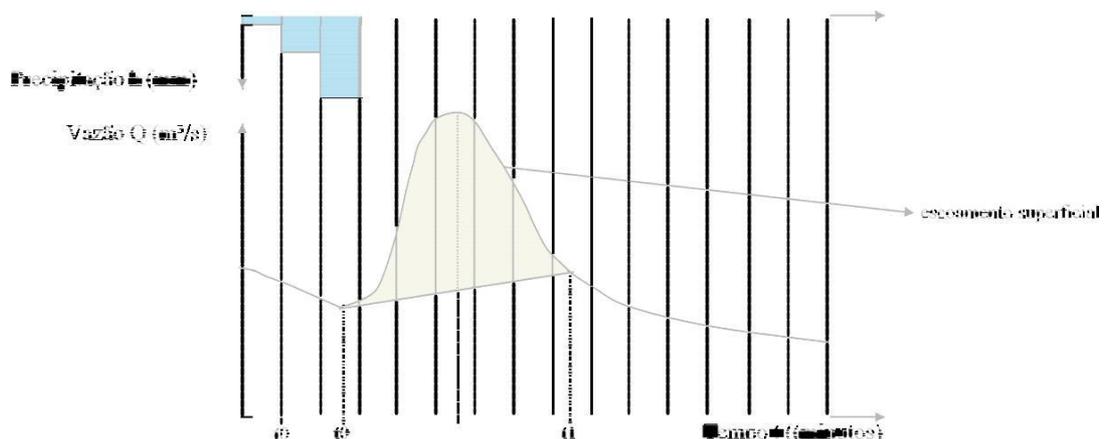


Figura 1: Demonstração gráfica do escoamento superficial em uma bacia hidrográfica - adaptado (TUCCI,1995).

$$EF = G^K(H)I = J$$

onde : V_e =volum e escoado;
 t = tempo de chuva (s);
 Q = vazão e m^3/s ;
 T_c = tempo de concentração da bacia.

A integral da função $Q(t)$ gerada a partir dos dados de chuva determina o volume escoado na bacia entre dois tempos após a chuva em uma bacia hidrográfica. É uma

integração que envolve os dados de séries históricas e utiliza o método de integração de um volume de revolução, desenvolve-se em um eixo “z” que se revoluciona a curva, gerando um corpo sólido de onde se dá o cálculo deste volume.

3.4 Tempo de concentração

Define-se como tempo de concentração o tempo necessário para que toda a bacia hidrográfica esteja contribuindo com a água sobre ela precipitada, desde o início da chuva, para uma determinada seção do curso de água ou da superfície da bacia objeto de análise. Dessa forma, o conhecimento do tempo de concentração é fundamental para a determinação da máxima vazão que estará contribuindo para um determinado local da bacia após o início da chuva. A determinação do tempo de concentração, t_c , tem por objetivo determinar a duração da precipitação de projeto igual ao tempo de concentração da bacia. (SILVA, 2009).

Os métodos para cálculo do tempo de concentração são na maioria baseados em estudos empíricos de bacias modelos, como aconteceu nos métodos para cálculo determinístico de vazões. O desenvolvimento das equações, ao longo do tempo, foi feito por pesquisadores que instalaram equipamentos em pontos de medição nas bacias hidrográficas, e o estudo da incidência de precipitação e reflexo em pontos predeterminados foram a base para as fórmulas.

No Quadro 1, as recomendações por método do cálculo de tempo de concentração em função da faixa de área recomendada:

Quadro1: Equações usuais para tempos de concentração

Método	Área
Método de Dooge	140 a 130 km ²
Método da Onda Cinemática	20 km ²
Método de Arnel	0,2 a 50 km ²
Método de Kirpich	Até 0,5 km ²
Método Califórnia Culverts Praticice (E.U.A.)	Até 0,5 km ²
Método da Lag Fórmula (SCS)	Até 8 km ²
Método de Johnstone	de 65 a 4200 km ²
Método de Tsuchiya	0,001 a 0,002 km ²

Fonte: Franco (2004).

O método de Kirpicht em equação utilizada por apresentar bons resultados para um grande número de bacias. A equação da “Califórnia Culverts Practice” (1942), que é uma adaptação da equação de Kirpich (1940), também é largamente utilizada. (PAIVA E PAIVA, 2003).

$$= 57. N(0.01. OPI)Q. \quad (7)$$

Sendo:

tc - tempo de concentração em minutos;

L - comprimento do talvegue em km;

H - desnível entre duas seções de análise em metros.

Outra equação utilizada é a fórmula de Dooge (1956) a qual é utilizada em bacias hidrográficas rurais com áreas compreendidas entre 140 e 930km² (TUCCI, 1995).

Sua equação é:

$$= 21,88. R^{1,5} C. S^{0,1} (A + S) \quad (8)$$

Sendo:

A - área da bacia em km²;

S - é a declividade em m/m.

O método da Onda Cinemática (C=Manning), segundo Porto (1995), SCS (1986), Akan (1993) e Walesh (1989), é a forma teórica mais correta de se calcular o tempo de concentração. O uso de fórmulas empíricas deve-se limitar a bacias semelhantes, considerando-se as limitações impostas para sua obtenção.

O método cinemático divide a bacia hidrográfica em trechos homogêneos e é calculada a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração é dado pelo somatório dos tempos de percurso por todos os trechos que compõem o caminho percorrido ao longo do talvegue principal.

$$= T \quad \frac{1000}{60U} \cdot \frac{N}{V E} \quad (9)$$

Onde:

C_t é o tempo de concentração, em minutos; L é o comprimento de cada trecho homogêneo, em metros; e V_i é a velocidade de escoamento no trecho “ i ”, em m/s.

A velocidade de escoamento no trecho “ i ” (V_i) pode ser estimada pela fórmula da equação, quando este é constituído por superfícies ou por calhas rasas:

$$V_i = C_v \sqrt{S_i}$$

Sendo:

S_i = declividade média do trecho, em porcentagem;

C_v = o coeficiente de escoamento e superfícies e calhas.

(10)

3.5 Método Racional na estimativa de vazão de áreas de drenagem

O método Racional é uma ferramenta satisfatória para a maioria das bacias urbanas, justificando-se sua escolha como o modelo deste trabalho (FRANCO, 2009).

A vantagem inerente ao método Racional consiste na sua simplicidade e de este ser

Este parte da

muito pouco exigente em termos de dados pluvio-fluviométricos.

premissa de que o tempo de concentração (t_c) é igual à duração da chuva. Método desenvolvido pelo irlandês Thomas Mulvaney (1851), é utilizado quando se tem muitos dados de chuva e poucos dados de vazão. (CARVALHO, 2006).

No caso de bacias hidrográficas maiores se utiliza o coeficiente de retardo, que reflete os efeitos de armazenamento da bacia além do coeficiente de distribuição da chuva. O primeiro pode ser avaliado pelo método de Muskingum, no caso de bacias ou pela fórmula de Manning, em galerias e canais. O coeficiente de distribuição da chuva é avaliado em função da área e da forma da bacia.

Para determinar se uma bacia é hidráulicamente pequena, ou ao menos adequada ao uso do método Racional o mais razoável é observar o tempo de concentração. Se ele é pequeno o suficiente para se assumir durante esse tempo a precipitação constante e igual à média do período e se o escoamento é predominantemente superficial, o método é aplicável.

Atendendo as condições máximas de tamanho da bacia, o método pode ser usado, considerando que a duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia, o método não considera a distribuição temporal da bacia. A contribuição ocorrerá quando toda a bacia estiver contribuindo a montante nas seções de estudo; então, quanto maior a bacia maior a tendência de erros na simulação das bacias. Deve-se avaliar com critério a escolha do método. (TUCCI,1995)

O método Racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima para bacias médias ou pequenas. Os princípios básicos desta metodologia são: a) esta considera a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração. Ao considerar esta igualdade admite-se que a bacia é suficientemente pequena para que esta precipitação ocorra, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade. Em bacias pequenas, as condições mais críticas ocorrem devido a precipitações convectivas, que possuem pequena duração e grande intensidade; b) o método Racional adota um coeficiente único de perdas, denominado C, estimado com base nas características da bacia; c) o método não avalia o volume da cheia e a distribuição espacial de vazões.(TUCCI, 1995).

Quadro 2 demonstra a utilização dos métodos nas várias condições de tamanho de bacias hidrográficas.

Quadro2 - Limite para utilização de cálculo empírico de chuvas em vazões pelo método Racional em bibliografias diversas

Método cálculo vazões máximas	Área (km ²)
Plano diretor Porto Alegre (Racional)	<2 km ²
Plano diretor Porto Alegre (Unitário-SCN)	>2km ²
Tucci e Villela (2004) (Racional)	2 a 5 Km ²
Pinto (1975) - Racional para bueiros em estrada	25 km ²
Moth (1998) - (Racional)	<10 km ²
WSDOT (1997) - (Racional)	< 4 km ²

Da definição de coeficientes de deflúvio, pode-se escrever:

$$W = \frac{H}{.R} \quad (11)$$

Sendo:

$i = \text{mm/hora}$;

$Q = \text{vazão}$

m^3 ; $A = \text{m}^2$

O numerador representa o volume escoado por unidade de tempo e o denominador representa o volume precipitado por unidade de tempo. Então, a vazão (Q) corresponde a uma chuva de intensidade (i) sobre toda a área de drenagem (A), chuva esta que dure um tempo tal que toda a área da bacia contribua para o escoamento, será dada por:

$$H = .R. W \quad (12)$$

Sendo: i (mm/hora);

Q (vazão

m^3/s); $A = \text{m}^2$

$C = \text{coeficiente de escoamento (run-off)}$.

A aplicação da fórmula racional depende do conhecimento do coeficiente de deflúvio C . Existem tabelas que relacionam o coeficiente de escoamento superficial com a natureza da superfície onde ela ocorre. O maior problema é identificar com precisão esta superfície, porque dela depende a relevância matemática da razão do *run-off*.

Segundo FRANCO (2004), o coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, como o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva, entre outros. Apesar disso, costuma-se, no método Racional, adotar um valor constante, o que deve ser feito com muito cuidado.

Para o cálculo da vazão máxima, adota-se um coeficiente único de deflúvio C, estimado com base nas características de relevo da bacia, conforme o Quadro 1.

Quadro 1: Natureza da superfície e valores de C correspondentes

NATUREZA DA SUPERFÍCIE	Valores de C
Telhados perfeitos, sem fuga	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas e em bom estado	0,85 a 0,90
Pavimentação de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira com juntas bem tomadas	0,75 a 0,85
Para as superfícies anteriores sem as juntas tomadas	0,50 a 0,70
Pavimentação de blocos inferiores sem as juntas tomadas	0,40 a 0,50
Estadas macadamizadas	0,25 a 0,30
Estradas e passeio de pedregulho	0,15 a 0,30
Superfície não revestida, pátios de estrada de ferro e terrenos descampados	0,10 a 0,30
Parques, jardins, gramados e campinas, dependendo da declividade do solo e natureza do subsolo	0,01 a 0,2

Fonte: VILLELA (1975).

4 Classificação de imagens de satélite

As imagens de satélite são um meio para obter informação atualizada e com custos baixos quando se verifica a grande área que elas podem abranger. Neste contexto, nos aplicativos de SIGs, as imagens podem ser trabalhadas para classificar o uso do solo. O objetivo das técnicas utilizadas é de que de forma (semi ou automática) atribuir, aos pixels que compõem uma imagem, uma classe de uso ou ocupação.

Geralmente a classificação supervisionada é feita com recurso a dados multi-espectrais, isto devido ao fato de que vários objetos refletem ou emitem de forma diferente em bandas diferentes, porque os satélites têm diferentes bandas para captar radiação eletromagnética em diferentes comprimentos de onda.)

Usualmente em sensoriamento remoto em áreas não vegetadas tender a apresentar diminuição gradual da reflectancia e aumento do comprimento de onda em áreas com

maior vegetação. Utilizando estes padrões pode-se verificar a ocorrência de vegetação até por meios não visuais típicos e considerando o comprimento de onda (PERES,2012).

Os métodos de classificação dividem-se em dois grupos principais: os não-supervisionados e os supervisionados. Estes últimos, por sua vez, também se subdividem em dois: métodos clássicos e métodos contextuais. A Figura 2 demonstra a sequência para classificação de imagens e escolha de método.

Fluxograma em Sensoriamento Remoto

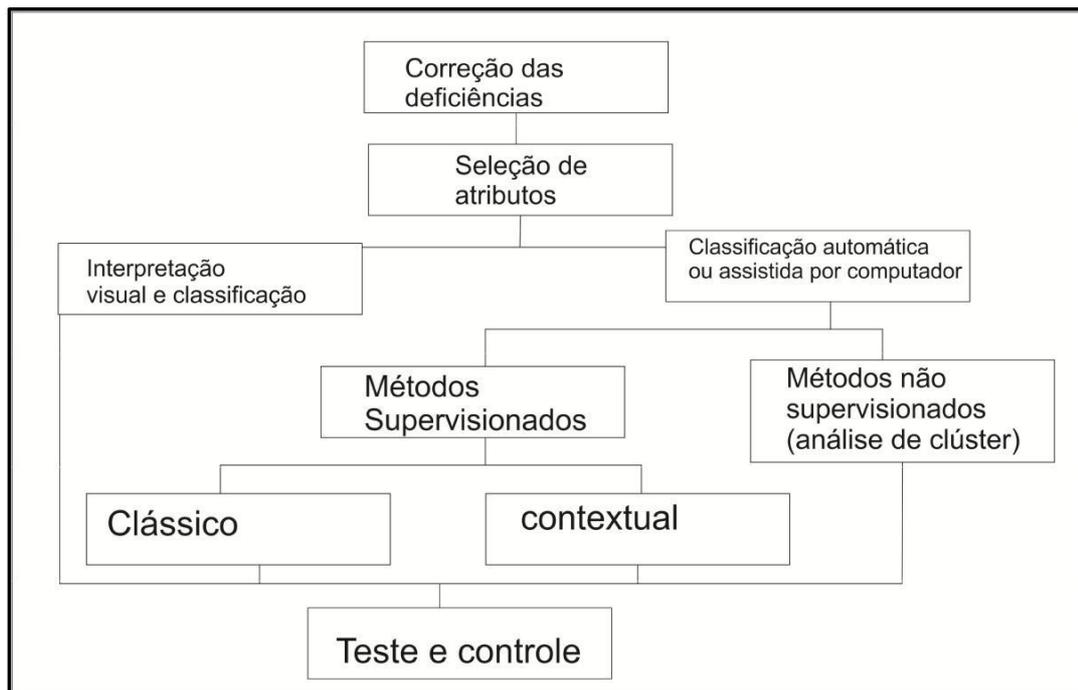


Figura 2: Fluxograma em sensoriamento remoto segundo Crósta (1992).

4.1.1 Métodos não-supervisionados

São metodologias em que o algoritmo desenvolvido procura "descobrir" classes de imagens por agrupamento, procurando agrupar "pixels" semelhantes ou separando os diferentes. Geralmente o usuário informa ao algoritmo o que deseja em termos de classe ou critérios de agrupamento mais estável. O resultado é uma imagem com classes nas quais os rótulos são nomeados pelo usuário (CRÓSTA,1992).

4.1.2 Métodos supervisionados

Nos métodos clássicos, cada "pixel" é classificado tomando-se em consideração apenas as informações nele contidas. Já nos métodos contextuais, leva-se em conta também as informações dos "pixels" da vizinhança, para a classificação.

O método supervisionado se caracteriza por um tipo de classificação que demanda o conhecimento prévio de alguns aspectos da área – verdade terrestre. Tais áreas são padrão de comparação com as quais todos os pixels desconhecidos serão comparados e, posteriormente, classificados. Nessa classificação, o treinamento diz respeito ao reconhecimento da assinatura espectral de cada uma das classes de uso do solo da área da imagem. Para alguns classificadores (algoritmos), esse reconhecimento abrange a obtenção de parâmetros estatísticos (média, matriz de covariância, etc.) de cada classe presente na área. Para outros se necessita somente do nível mínimo e máximo de níveis de cinza (CRÓSTA, 1992).

4.2 Simulações de inundações utilizando modelos matemáticos

A utilização de modelos matemáticos no gerenciamento de recursos hídricos é necessária porque há uma escassez de dados hidro-meteorológicos para a criação de cenários para o planejamento e correção de ações afins. O modelo matemático tem como premissa sua própria resolução, e um dos primeiros passos é determinar o contorno. Para se resolver o problema é necessário dispor de informações como tamanho e a forma do domínio a se modelar, as equações de fluxo, as condições iniciais do problema (TÁVORA, 2010) cita (FREEZE & CHERRY, 1979).

No caso de inundações em chuvas intensas, o modelo matemático necessariamente deve determinar a cota máxima de onde a água alcançou. A pior situação será quando toda bacia estiver contribuindo no canal a jusante da área de contribuição e atingir o leito maior do canal natural, geralmente ocupado por equipamentos urbanos. A planície de inundação é composta por área de cotas passíveis de inundações acima do canal natural do rio. Na Figura 3 tem-se a demonstração gráfica desta situação de inundação, dependendo do alagamento natural do canal.

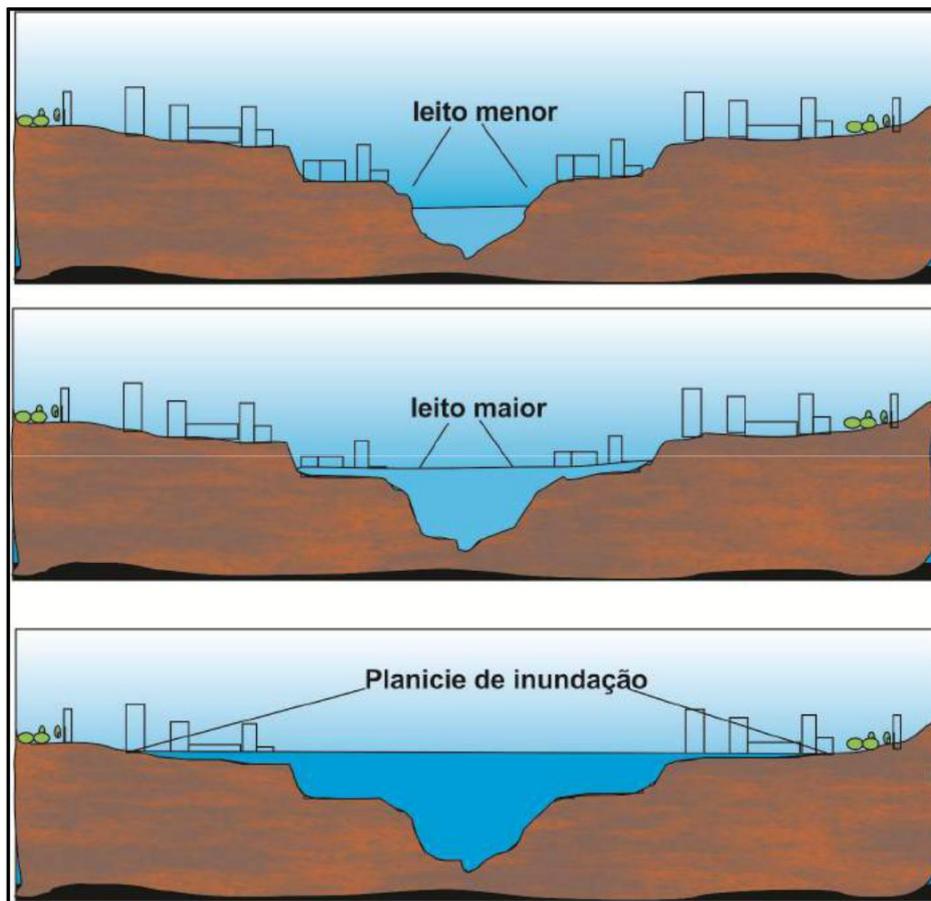


Figura 3: Representação dos leitos menor e maior, e da planície de inundação (fonte: ECKARDT, 2008).

Modelos matemáticos que determinam a vazão máxima com base na precipitação são necessários, já que dificilmente existem dados hidrológicos monitorados ao longo do tempo que permitam determinar, para diferentes tempos de retorno, a diferença entre os cenários de pré-desenvolvimento e depois urbanizados, principalmente em bacias urbanas brasileiras (TUCCI, 1994).

O cálculo é realizado com base no risco (Tempo de retorno) da precipitação, o que não é necessariamente o mesmo risco da vazão. No entanto, as técnicas de determinação da distribuição da precipitação e definição dos parâmetros buscam maximizar as condições críticas das cheias (TUCCI, 1995), buscando compensar parte dessas incertezas.

A grande quantidade de dados que um modelo hidrológico necessita é geralmente um problema para o desenvolvedor. O uso de um SIG minimiza em muito o problema de adquirir e manipular estes dados, dando uma viabilidade maior para testar e desenvolver cenários diferentes para estes dados.

4.3 Os sistemas de informação geográfica: ArcGis e HEC-HA S na simulação de vazões

Por definição, Sistemas de Informação Geográfica (SIGs) são aplicativos com a capacidade de calcular dados de entrada com formatos geométricos vetoriais (pontos, linhas e superfícies) ou imagens (*raster*). São utilizadas camadas de informações e os sistemas são concluídos sob a forma de mapas georreferenciados (ALMEIDA, 2006).

A integração de SIGs com programas de cálculos pode ser do tipo conversão de transferência de dados armazenados para um interface SIG. Cria-se um modelo e, depois de executado, é feita uma transferência dos arquivos de saída do modelo para uma camada do SIG. Cada programa assume um papel de pré ou pós-processador dos dados conforme a Figura 4:

Sistema de Integração entre SIGs

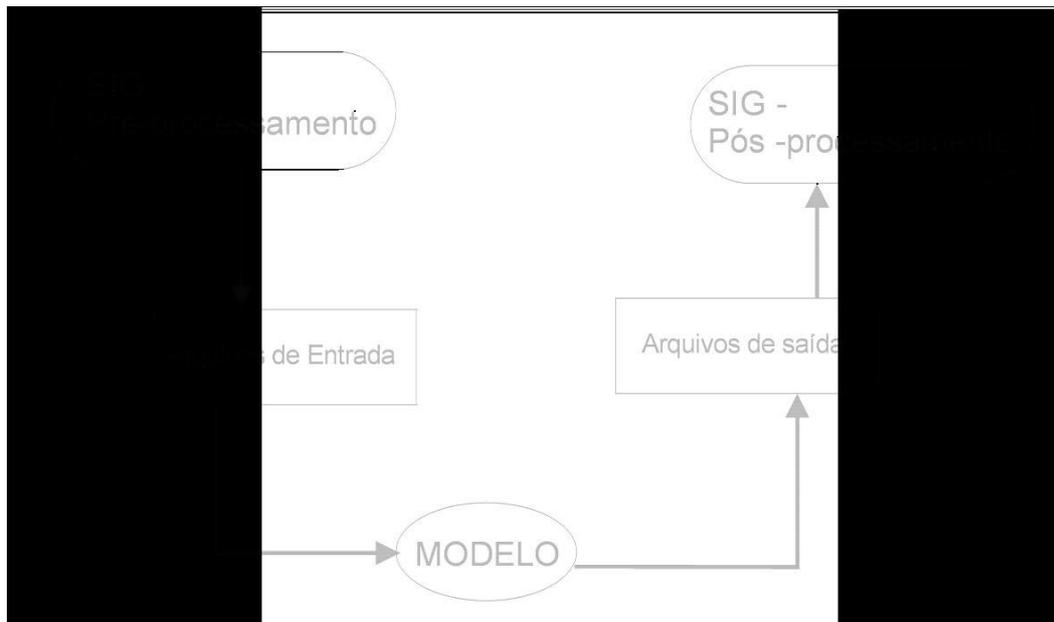


Figura 4: Sistema de Integração entre SIGs - adaptado (ALMEIDA, 2006).

Quadro 2 mostra exemplos de programas que têm esta característica de interface com o SIG ArcView®.

Quadro 2 - Interface de Algoritmos hidráulicos ou hidrológicos com SIGs

ALGORITMO	SIG interface
MODFLOW	ArcView©
Groundwater Vistas	ArcView©
GWMODELER	ArcView©
SWAT	ArcView©
HEC-RAS	ArcView©

Uma integração que é utilizada neste projeto é do SIG ArcView© e o modelo HEC-RAS (HEC-RAS, 2002). Este modelo gera arquivos no SIG para a simulação de vazões se a previsão de enchentes e áreas inundadas. Com o módulo RAS GIS é criado um TIN (*Triangular Irregular Network*) correspondente ao Modelo Digital do Terreno (MDT). No MDT são determinados os dados geométricos das seções transversais da área em estudo. Podem-se criar camadas com polígonos representando o uso do solo, a partir do qual o número de Manning pode ser extraído, o qual representa a rugosidade do canal estudado(HEC-RAS, 2002). O HEC-RAS consegue extrair do MDT todo o formato do fundo do canal e também sua altitude ao longo do terreno. Fazer isso no Excel ou manualmente, por exemplo, demandaria um tempo e não seria possível manter a fidelidade numérica do modelo ao longo do canal.

O uso da equação de Bernoulli aplica-se na termodinâmica e esta é utilizada no Hec-Ras neste modelo, no regime permanente. Ela considera uma partícula de água em escoamento com peso específico e massa específica, situada a uma cota z em relação a um sistema em cartografia, que se refere ao modelo matemático teórico da representação da

superfície da Terra ao nível do mar: o Datun. Este é utilizado para ajustar o plano perfeito do sistema de coordenadas com o sistema irregular da planície da terra.

Verificando a primeira Lei da Termodinâmica temos uma equação parecida com a de Bernoulli, mas conceitualmente distinta. As diferenciações estão nos limites de cada fórmula. A equação de Bernoulli é um balanço de forças sobre uma partícula de fluido que se move através de uma linha, enquanto a primeira Lei da Termodinâmica consiste em um balanço de energia entre os limites de um volume de controle dado onde os intercâmbios energéticos ao longo do fluido retiram, por fricção, a energia deste (WHITE, 2002).

No Hec-Ras, o princípio de Bernoulli é colocado em prática: considerando esta partícula submetida a um campo gravitacional, levando-se em conta as energias cinéticas e potenciais de posição e de pressão, de resultados de expansão e alagamento em pontos de maior retenção de energia (USACE, 2011).

5 Metodologia detalhada

5.1 Modelagem hidrológica

A modelagem hidrológica foi feita utilizando os programas Excel, ArcGis e Hec-Ras, relacionando as diferentes equações empíricas na determinação da simulação chuva-vazão e para validar estas simulações.

A construção do modelo seguiu as seguintes etapas:

1. Caracterização geométrica da bacia: cálculo da área e do perímetro da bacia, dos comprimentos dos talwegues principais e secundários, da hipsometria e das declividades locais e médias.
2. Cálculo da intensidade pluviométrica na região.
3. Simulação de coeficiente de escoamento (*run-off*).
4. Simulação de tempos de chuva.
5. Simulação de tempos de concentração.
6. Simulação de vazões pelo método Racional.
7. Simulação e validação das vazões na calha do rio.

Modelo Hidrológico Proposto

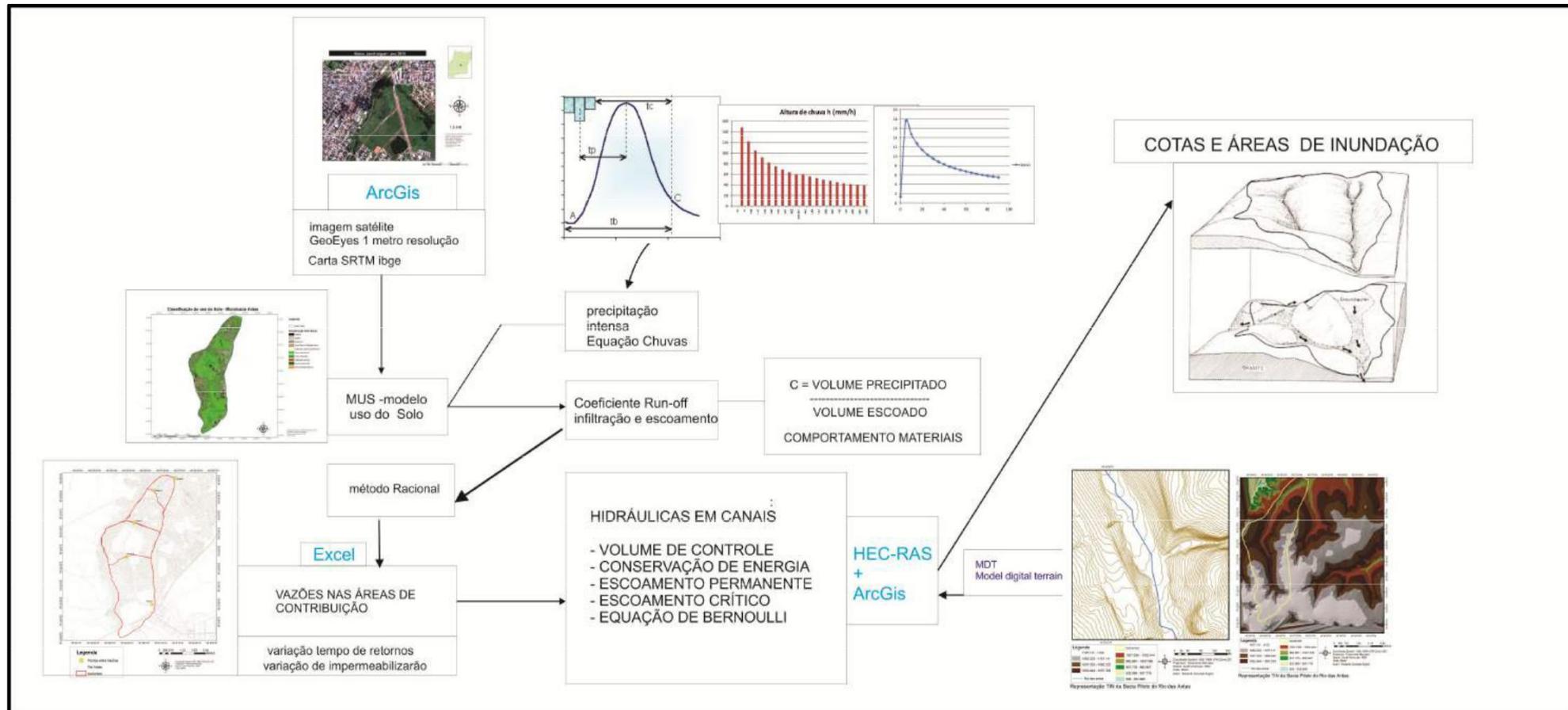


Figura 5 - Modelo hidrológico proposto

Entre as metodologias utilizadas para a estimativa de vazões máximas, o método Racional é o mais usual, por ser de fácil aplicabilidade, no sentido matemático. Entretanto, este método apresenta alguns limites de aplicação relacionados ao tamanho da bacia (Tabela 1) e relacionados à estimativa do coeficiente de escoamento, devido aos múltiplos usos do solo.

Tabela 1 - Limite para utilização de cálculo empírico de chuvas em vazões pelo método Racional em bibliografias diversas

Método cálculo vazões máximas	Área (km ²)
Plano diretor Porto Alegre (Racional)	<2 km ²
Plano diretor Porto Alegre (Unitário-SCN)	>2km ²
Tucci e Villela (2004) (Racional)	2 a 5 Km ²
Pinto (1975) - Racional para bueiros em estrada	25 km ²
Moth (1998) - (Racional)	10 km ²
WSDOT (1997) - (Racional)	< 4 km ²

A bacia-piloto escolhida para este estudo abrange 16 km², desde a nascente do rio das Antas até a região central da cidade de Anápolis, especificamente no seu encontro com o córrego dos Cesáreos. A escolha se deu em função da crescente urbanização desordenada neste trecho da bacia. A nascente sofre alterações do seu curso natural, decorrentes da construção do túnel da ferrovia Norte-Sul, da instalação de novos loteamentos e da construção do Centro de Convenções de Anápolis.

Foi utilizado o software ArcGis na função espacial de *Contour* na imagem SRTM do IBGE SE-22-X-B.tif para gerar curvas de nível de 20 metros de resolução e traçar o divisor de águas, a partir do exutório no encontro dos dois córregos, e depois, foi feito um recorte utilizando máscaras dos *layers* finais. A observância do divisor de águas foi feita curva a curva, de forma manual e, ao mesmo tempo, verificando o relevo a partir da imagem de resolução 1 metro Geoyes da cidade de 2011, o que permitiu uma calibragem e fidedignidade ao traçado do divisor.

5.2 Classificação do uso do solo

A classificação do uso do solo foi realizada por meio do programa *ArcGis*, sobre a imagem *Geoyes* do ano de 2010, com resolução espacial de 1 metro. A classificação foi realizada pelo método supervisionado, baseado na análise estatística da máxima

verossimilhança, que agrupa "pixels" semelhantes entre si, ou separando os diferentes. As classes obtidas no mapeamento de uso do solo foram reclassificadas, conforme a Tabela 2.

Tabela 2: Padrão de uso do solo no projeto

Padrão utilizado para uso do solo
Asfalto= asfalto padrão
Telhados = (telhado + telhado 2 + telhado claro + telhados escuros).
Vegetação 1 = vegetação baixa
Vegetação 2 = vegetação alta + área verde média
Terra = terra marrom avermelhada

Os resultados gerados foram analisados e associados aos padrões de referência de *run-off*, conforme Tucci (2004), como mostra a Tabela 3.

Tabela 3: Valores de *C run-off* a partir da natureza da superfície

Natureza da superfície	C (run-off)
Telhados perfeitos, sem fuga	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas e em bom estado	0,85 a 0,90
Pavimentações de paralelepípedos, ladrilhos	0,75 a 0,85
Para superfícies anteriores sem juntas tomadas	0,50 a 0,70
Pavimentações de blocos inferiores sem juntas tomadas	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho	0,15 a 0,30
Superfícies não revestidas, pátios de estrada de ferros e terrenos descampados	0,01 a 0,30
Parques, jardins, gramados e campinas, dependendo da declividade do solo e natureza do subsolo	0,01 a 0,20

Fonte: Tucci (2004).

5.3 Simulação da precipitação e das vazões na bacia-piloto

A modelagem hidrológica desenvolvida nesta dissertação foi realizada a partir dos resultados de equações estabelecidas no Modelo Racional. Para possibilitar a estimativa de vazões máximas do rio das Antas foram utilizados períodos de retorno de 5, 10 e 50 anos, e a simulação de cenários atuais e futuros para o *run-off* (C), em função da impermeabilização da bacia no ano da imagem de satélite utilizada para avaliação do uso e ocupação do solo.

Inicialmente, para subsidiar o modelo, foi gerado um MDE (Modelo Digital de Elevação) no formato TIN (*Triangular Irregular Network*), por meio do software *ARCGIS* 10.1, extensão *spatial analyst*, a partir da imagem SRTM do IBGE carta SE-22-X-

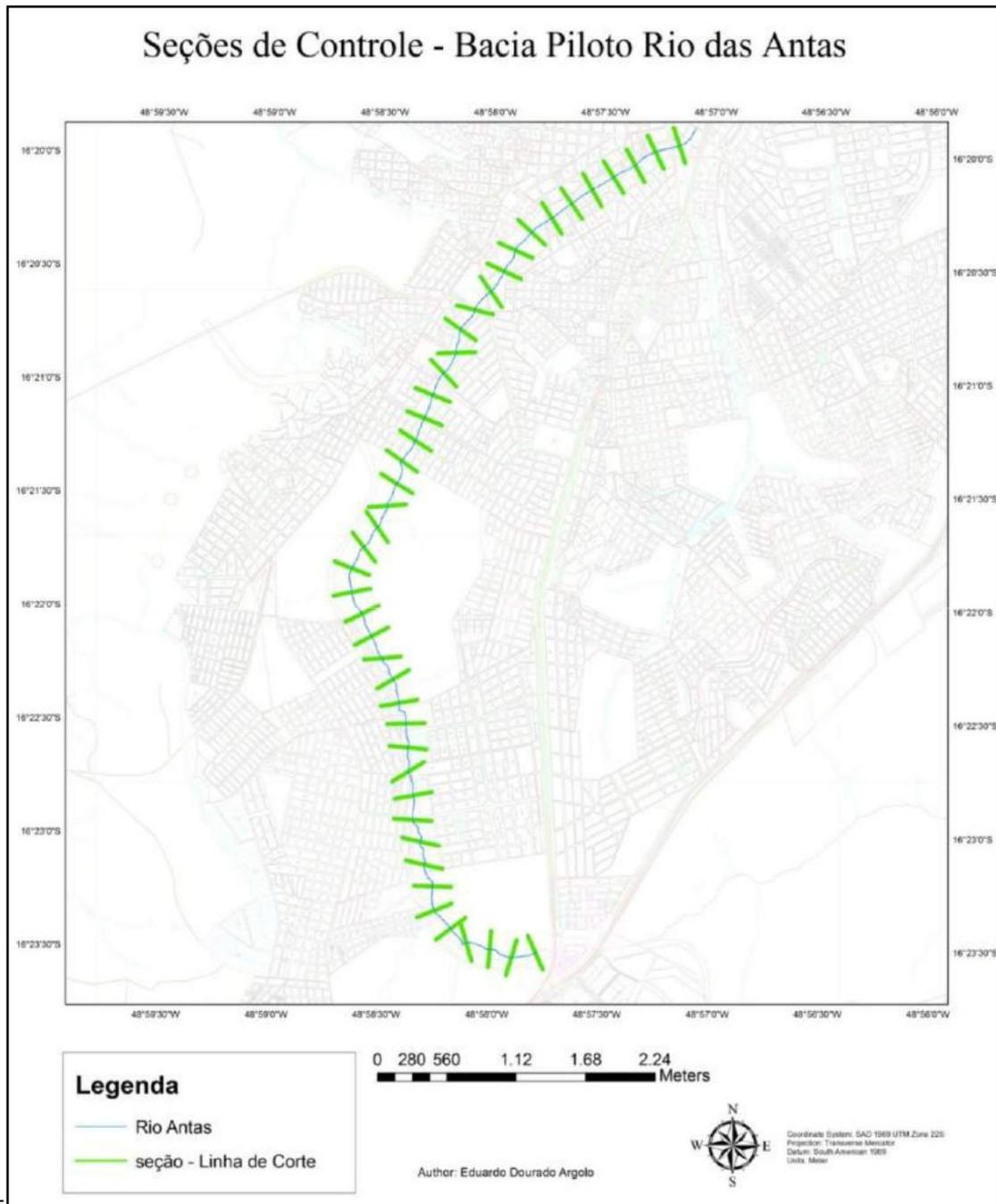
B.tif, com 90 metros de resolução. Posteriormente, a imagem SRTM foi substituída pela planta planialtimétrica georreferenciada da área urbana do município de Anápolis (2009). Desta planta foram extraídas as cotas de elevação, com equidistâncias de curva de nível de 1 metro, o que possibilitou a geração de um novo MDE com maior precisão que o anterior. O novo processamento para a geração deste MDE foi realizado por meio da extensão *3D analyst* do *ARCGIS*.

A escolha de imagem com resolução espacial menor tem maior probabilidade de apresentar detalhes para uma simulação eficaz. Maiores resoluções podem esconder detalhes muito importantes na hora da análise (JÚNIOR, 2009).

Foram definidos 4 pontos principais e 44 seções longitudinais ao longo do rio (Figura 6), que serviram para subdividir 4 sub-bacias no intuito de determinar as áreas de contribuição de drenagem na bacia como um todo (Figura 7). Essa subdivisão serviu para adequar o modelo ao método Racional, que determina que a bacia analisada não deve ultrapassar valores maiores que 10 km² (MOTH, 1998).

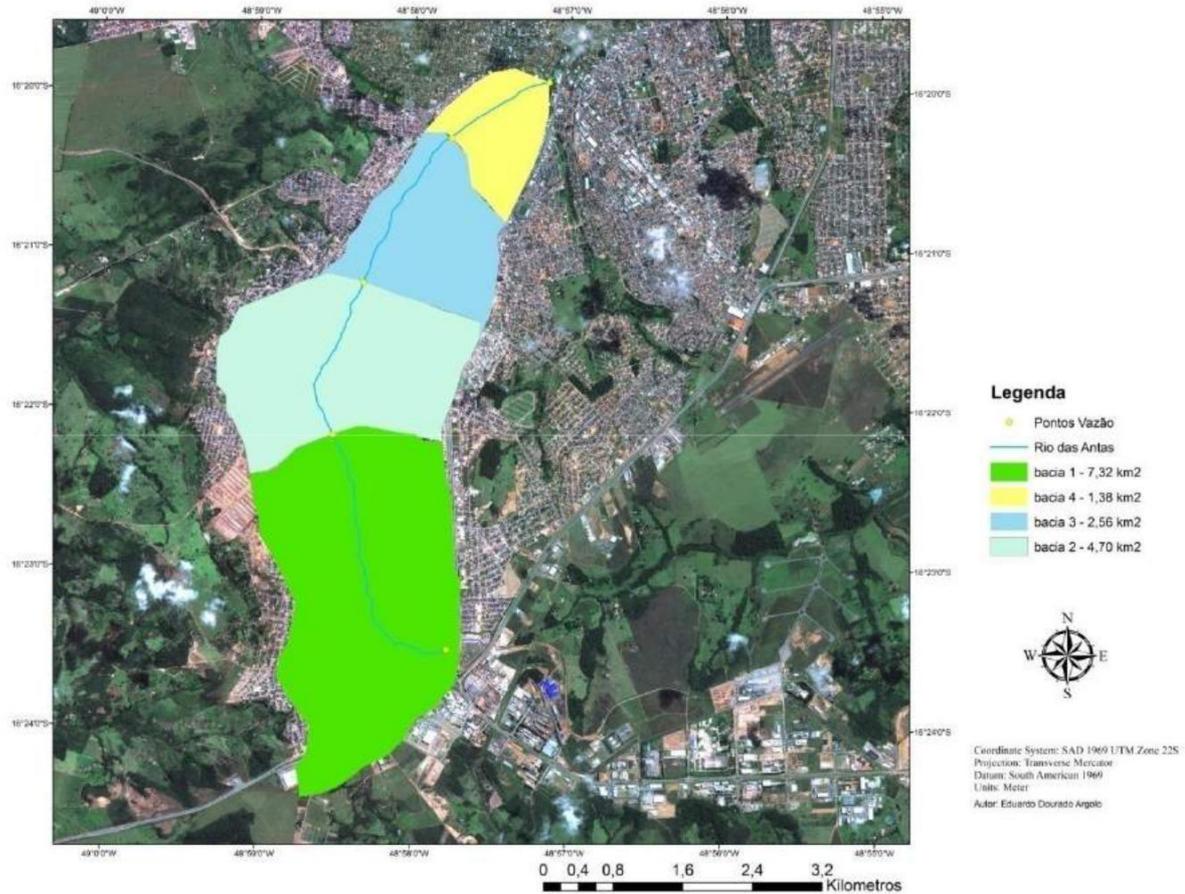
O critério da escolha dos pontos das seções obedeceu ao máximo aproveitamento do talvegue sem o cruzamento das mesmas. Durante os testes foram observados na geração da modelagem 3D que, quanto mais seções na calha, maior era a aproximação com a realidade geométrica do rio.

Figura 6: Seção de controle definida na bacia de controle



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

Figura 6 - Áreas de contribuição de drenagem.



Para a verificação das equações do método Racional utilizadas no programa Excel, foram realizadas visitas em campo para medidas de altitudes com o *GPS e-trexGarmin* para verificação das posições com os mapas gerados no ArcGis. Isso também forneceu maiores subsídios e reconhecimento de campo da área da modelagem, no georreferenciamento de pontos e validação de altitudes.

Os dados de precipitação foram organizados por tempo de retorno das chuvas (T_r) e, posteriormente, calculou-se a intensidade máxima probabilística das chuvas. A intensidade de precipitação para o modelo foi obtida por meio da equação de chuvas brasileiras, que representa curvas intensidade-duração-frequência (IDF) dos eventos.

Para ajustar o conjunto de dados obtidos a partir da equação 1, utilizou-se a equação geral de IDF (intensidade-duração-frequência)(2), que representa de forma universal os eventos máximos de uma série histórica de chuvas na região:

Tabela 4: Tempo de recorrência em função do tipo de obra (DER/SP, 1980)

Tipo de Obra	Tempo de Retorno (anos)
Dispositivos de drenagem superficial	10
Bueiros ou galerias	50
Canalização de córregos com borda livre	50
Pontes, verificação da borda livre na canalização de córregos	100

Foi utilizada a equação de fluxo decorrente de uma área de contribuição (equação 2 e 3) para tempo de concentração e a equação de chuvas de Goiânia para pluviosidade, por não ter sido encontrada para Anápolis na literatura. O tempo de duração da chuva (t) foi obtido a partir de tempo de concentração (Tc) para diferentes seções de controle na bacia, a partir do método Racional modificado (TUCCI, 2004), demonstrado na equação (4).

$$tc = ti + tp \quad (4)$$

onde: t_i = tempo de concentração inicial

t_p = tempo de permanência.

Temos:

$$tp = 16L1 / ((1,05 - 0,2C) \cdot (100 \cdot S)^{0,04}) \quad (5)$$

Onde:

L_1 = comprimento do talvegue(km);

C = *run-off* (coeficiente de escoamento);

S = declividade talvegue (m/100m).

Para o modelo utilizado foram considerados os seguintes padrões para o tempo de concentração inicial, conforme o Quadro 3.

Quadro 3 - Padrões de Tempo de concentração inicial no modelo proposto

Tempo de concentração inicial (t_i)		
Tipo de área	Declividade (%)	$t_{inicial}$ (minutos)
Densamente construída	3	10
Residencial	3	12
Com parques, jardins e campos	3	15

Fonte: FRENDRICH, 1997.

5.3.1 Utilização do método Racional para estimativa de vazão a partir da intensidade da chuva

Como antes afirmado, o escoamento superficial tem início nas precipitações e é basicamente o escorrer da água da chuva para o solo, onde parte se infiltra, e parte segue pela superfície, formando e ligando reservatórios.

Então:

$E = JF$

FaI

$E = JF FbI$

(6)

onde: C = coeficiente adimensional que reflete a impermeabilização da bacia, se os efeitos de armazenamento forem desprezados.

A vazão máxima pode ser estimada com base na precipitação, por métodos que representam os principais processos da transformação da precipitação em vazão e pelo método Racional, que engloba todos os processos em apenas um coeficiente (C).

Da definição de coeficientes de deflúvio, pode-se escrever:

$$W = \frac{H}{R} \quad (7)$$

onde:

C= coeficiente de deflúvio;

Q = vazão;

i =intensidade de chuva;

A=área de drenagem.

Se isolarmos a vazão temos a equação (8):

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (8)$$

Se i é dado em mm/h, A em km² e se deseja Q em m³/s, a fórmula racional, ou equação fica:

$$Q = 0,278 C \cdot i \cdot A \quad (9)$$

9.4 Simulação de áreas de inundação

Para a simulação de inundações na área de estudo foi utilizado o modelo de simulação hidráulica HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), desenvolvido pelo Corpo de Engenharia do Exército dos EUA (*US Army Corps of Engineers*), (USACE, 2009 e USACE, 2010).A estimativa das áreas de inundação foi realizada em três etapas, a saber:

1 - Geração de dados a partir das imagens *Geoeyes* e SRTM,noArcGis:

Dados de elevação da calha do rio a partir do MDE;

Dados de curvatura do rio a partir de imagem *Geoeyes* 2010;

Geração de banco de dados em formato GIS;

2 - Importação e exportação dos dados anteriores para execução de modelos hidráulicos no HEC-RAS;

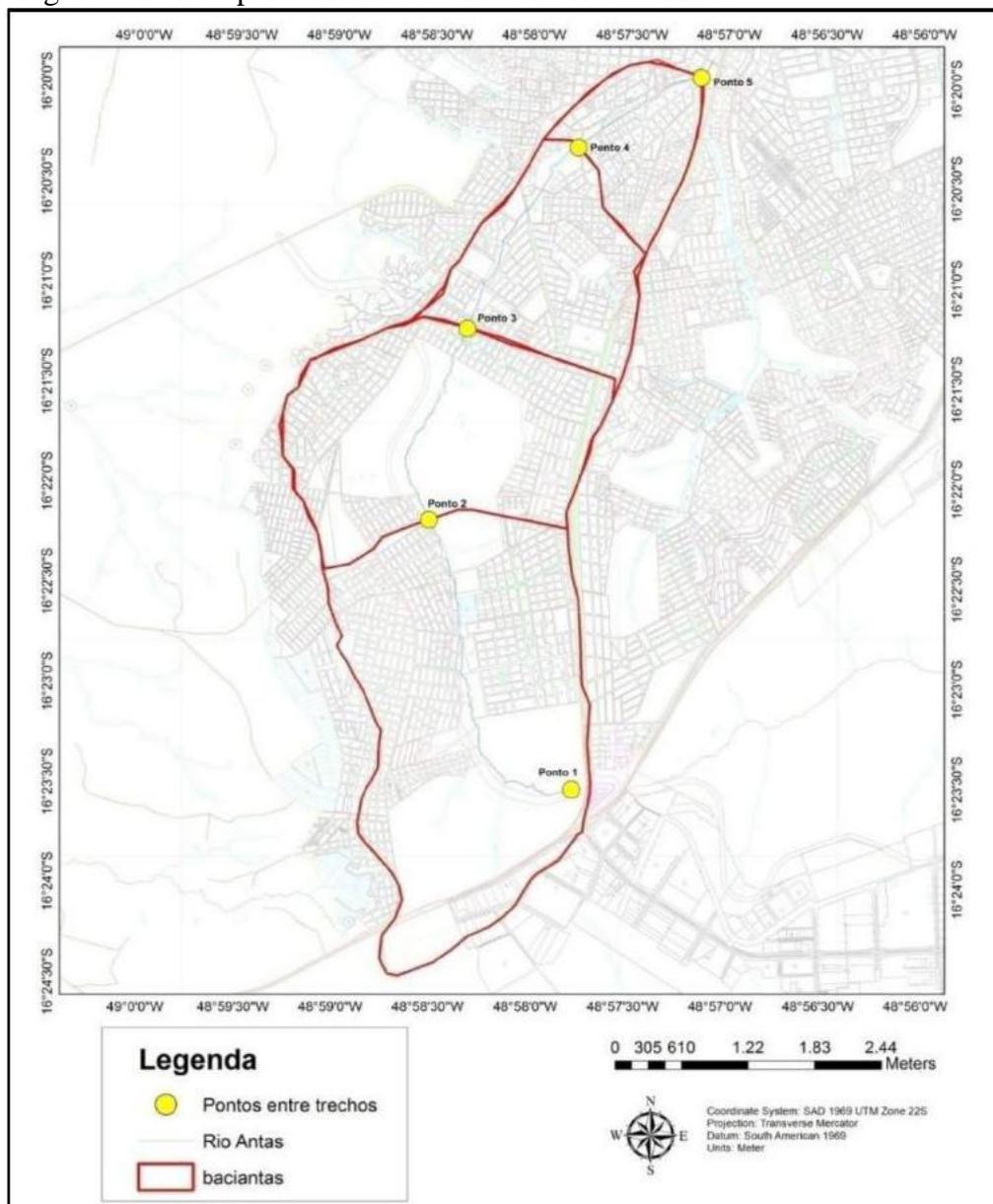
3 - Mantido o mesmo padrão de impermeabilização do solo, segundo a imagem Geoeys 2010 (Figura 9);

4 -Regime hidráulico no padrão de escoamento permanente;

5 -Número de Manning: 0,3 (borda da calha) e 0,5 (fundo canal), que são valores padrões para rios de pequeno porte, conforme Tabela 5;

6 - Visualização após o processamento dos resultados na área da bacia-piloto, a partir das vazões geradas no método Racional nos pontos descritos na Figura 7.

Figura 7: Pontos para cálculo de vazões no rio das Antas

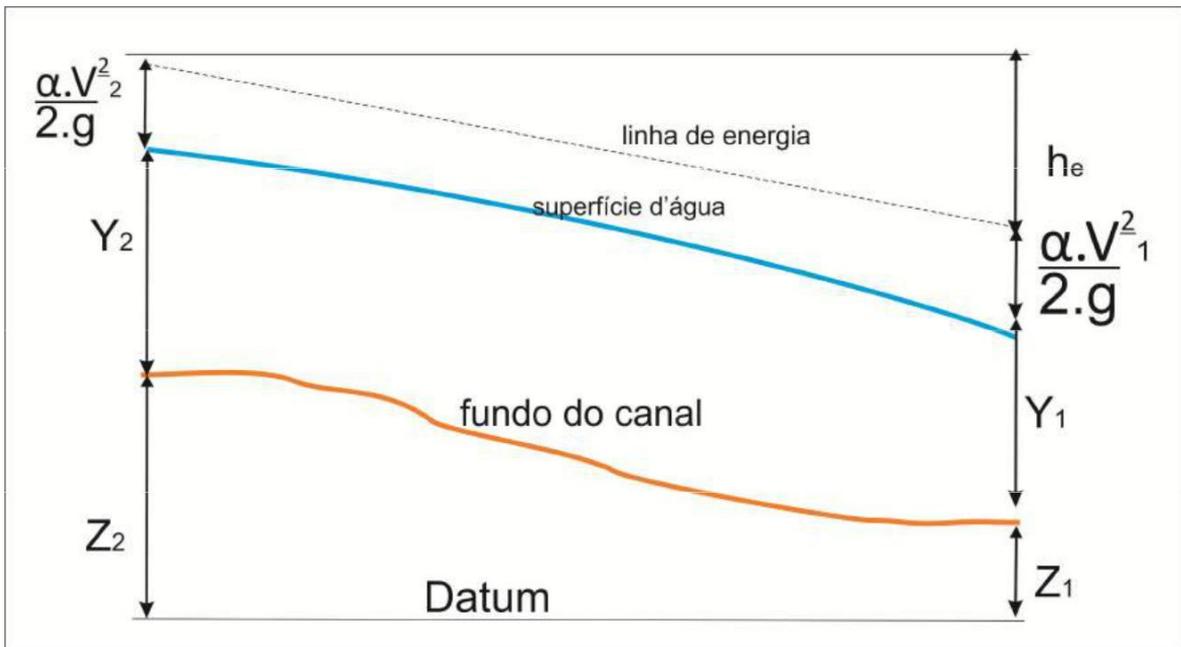


Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

As vazões máximas foram executadas e validadas no programa Hec-Ras, que utiliza o Modelo Hidráulico de Regime Permanente de Vazões, isto é, o princípio da conservação de massa e energia nos fluidos. Esse modelo foi escolhido por ser mais coerente com as condições de canais abertos, mesmo que o regime transitório apresentasse resultados satisfatórios, mas sujeitos a maiores detalhamentos por não considerar a conservação de toda massa.

Na Figura 8, a demonstração gráfica da equação de Bernoulli em canais.

Figura 8: Perfil de linha d'água e energia para aplicação de Bernoulli



Fonte: Manual UDACE adaptado (2011).

As vazões máximas previamente obtidas na modelagem hidrológica, assim como os elementos da rede de drenagem e seções transversais e limites de calha, foram inseridas utilizando o regime de escoamento permanente, contido na resposta de vazões no Hec-Ras, para determinação de velocidades e da perda de carga do fundo de canal, conforme as seguintes equações - equação de Bernoulli (23).

$$\frac{E1^*}{2} + \frac{d2^*}{2} + e1 + h = F + \frac{E2^*}{2} + e2 \quad (23)$$

Onde:

V1 = Velocidade inicial escoamento;
 Y2 = cota a jusante no canal;
 g = gravidade;
 Z1 e Z2 = cotas fundo de canal relação ao Datun;
 h = perda de carga no sistema.

O número de Manning é utilizado para a definição das condições de perda de

carga Δh pelo atrito para o fundo e bordas do canal da qual o Hec-Ras considera, no caso

da equação de Bernoulli, se refere à variável hF . A calha do rio das Antas é de terra e de cascalho, portanto o número de Manning adotado corresponde aos valores específicos para as margens do rio, conforme a Tabela 5.

Tabela 5: Valores do coeficiente “n” da Fórmula de Manning para canais naturais, (TUCCI, 2004)

Natureza das paredes e fundo canal	Manning (n)
Limpos, retilíneos e uniformes, leito cheio, sem desvio	0,033
2. Idem a 1, porém com pedras e vegetação	0,04
3. Limpo, tortuoso, com empoçamentos e bancos de areia	0,045
4. Idem a 3, porém com declive e seções irregulares	0,055
5. Idem a 4, porém com algumas pedras e vegetação	0,05
6. Margens espriadas e muita vegetação	0,15

6 SIMULAÇÕES E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE MICROBACIA URBANA PARA PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: O CASO DO RIO DAS ANTAS NA CIDADE DE ANÁPOLIS- GO

7 Introdução

A Lei Federal no. 9.433, de 08 de janeiro de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), rege que a água é um recurso natural de disponibilidade limitada e, portanto, para fins de gestão, a observação dos aspectos qualitativos e quantitativos das bacias hidrográficas é importante. A referida lei instituiu que a bacia hidrográfica é a unidade territorial para implantação da PNRH (CARVALHO, 2007).

CRUCIANI (1976) define a bacia hidrográfica como sendo a área de formação natural, drenada por um curso d'água e seus afluentes, a montante de uma seção transversal, para onde converge toda a água aportada nessa mesma área.

Os estudos de simulações e modelagens hidrológicas em bacias hidrográficas permitem estimar e prever as inundações nas cidades. Assim, entender o ciclo hidrológico e os seus componentes torna-se fundamental para possíveis estratégias de prevenção e mitigação de desastres relacionados às enchentes.

Para Villela e Mattos (1975), o escoamento superficial é um dos mais importantes fenômenos do ciclo hidrológico. Após o início da chuva, uma porção da água se infiltra, reabastecendo os aquíferos e umedecendo a superfície do solo. Assim que o solo atinge a saturação hídrica, a água escoar sobre a superfície, uma vez que foi reduzida a capacidade do solo em absorvê-la. A quantidade de água da chuva que se transforma em escoamento superficial se acentua nos casos de precipitações intensas e com o aumento da impermeabilização do solo.

A urbanização desordenada agrava o problema das enchentes, quando se intensifica o desmatamento e o aumento das áreas impermeáveis nas bacias contribuintes. A supressão da vegetação reduz a interceptação da água, fazendo-a cair diretamente no solo, o que, sem a cobertura vegetal, acentua a parcela de água que se transformará em escoamento superficial e, conseqüentemente, acarretará no aumento dos picos de vazão (SANTOS, 2010).

Conforme o *Center for Research on the Epidemiology of Disaster* (CRED, 2011), com base no banco de dados do EM-DAT (*Emergency Events Database*), o tipo mais relevante de desastre natural no Brasil é o de inundações, responsável por mais de 60% dos mortos e das perdas patrimoniais entre os anos de 1982 e 2010.

Nesse sentido, a utilização de sensoriamento remoto orbital e dos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) pode auxiliar na resolução de problemas relacionados à inundação. O SIG permite calcular de maneira rápida e precisa as características do uso do solo e de aspectos hidrológicos, tais como a localização e características planialtimétricas dos canais. Assim, o presente trabalho justifica-se por contribuir com o aprimoramento dos métodos de cálculo das vazões críticas, necessários para estimar o coeficiente de escoamento superficial direto (*run-off*).

Com isto aplica-se este método para a modelagem de uma bacia hidrográfica onde houve a ocorrência de uma expansão urbana desordenada. A bacia escolhida foi um dos trechos do rio das Antas, entre sua nascente e um ponto localizado na região central da cidade de Anápolis (GO). Esta bacia, ao longo dos últimos 30 anos, foi ocupada sem o necessário planejamento de infraestrutura e de urbanismo. Assim, diferentes áreas da bacia hidrográfica foram desmatadas e impermeabilizadas sem a verificação da capacidade de suporte dos corpos receptores, no caso, a drenagem pluvial. O resultado da ocupação desordenada foi observado pela população, haja vista os recorrentes episódios de enchentes ocorridos nos períodos chuvosos ao longo dos últimos anos na cidade em tela.

Este trabalho utilizou imagens de satélite para interpretar o uso do solo e para estimar o coeficiente de escoamento superficial direto (*surface run-off*) na bacia estudada. Para determinação da vazão máxima no exutório pré-estabelecido, foi utilizado o método Racional (TUCCI, 1995), quando da resposta da bacia a uma chuva intensa. O resultado deste estudo é um modelo de interação entre as intensidades de chuva e a vazão no canal de drenagem. Este modelo relaciona a cota de inundação com diferentes intensidades de chuvas em função do seu tempo de retorno na cidade de Anápolis. Os mapas gerados no ArcGis terão algumas representações em inglês, como o datum e projeções geográficas, devido ser padrão para a versão utilizada.

8 Metodologia

8.1 Caracterização da área para modelagem hidrológica

A modelagem hidrológica foi feita utilizando os programas Excel, ArcGis e Hec-Ras para relacionar as diferentes equações empíricas na determinação da simulação Chuva-vazão e para validar estas simulações. O modelo segue a premissa de estudos anteriores em outras bacias pelo mundo e é referência para memoriais de cálculo em projetos de engenharia (TUCCI,1995)

A construção do modelo seguiu as seguintes etapas:

- 1) Caracterização geométrica da bacia: Cálculo da área e do perímetro da bacia, do comprimentos dos talwegues principais e secundários, da hipsometria e das declividades locais e média;
- 2) Cálculo da intensidade pluviométrica;
- 3) Simulação do coeficiente de escoamento (run-off);
- 4) Simulação de tempos de pico;
- 5) Simulação de tempos de concentração;
- 6) Simulação de vazões pelo método Racional;
- 7) Simulação e validação das vazões na calha do rio;

Entre as metodologias utilizadas para a estimativa de vazões máximas, o método Racional é o mais usual, por ser de fácil aplicabilidade no sentido matemático. Entretanto, este método apresenta alguns limites de aplicação, relacionados ao tamanho da bacia (Tabela 1) e relacionados à estimativa do coeficiente de escoamento devido aos usos múltiplos do solo.

Quadro1 - Limite para utilização de cálculo empírico de chuvas em vazões pelo método Racional em bibliografias diversas

Método cálculo vazões máximas	Área (km ²)
Plano diretor Porto Alegre (Racional)	<2 km ²
Plano diretor Porto Alegre (Unitário-SCN)	>2km ²
Tucci e Villela (2004) (Racional)	2 a 5 Km ²
Pinto (1975) - Racional para bueiros em estrada	25 km ²
Moth (1998) - (Racional)	<10 km ²
WSDOT (1997) - (Racional)	< 4 km ² .

A bacia-piloto escolhida abrange 16 km², desde a nascente do rio das Antas até a região central da cidade de Anápolis, especificamente no seu encontro com o córrego dos Cesáreos. A escolha se deu em função da crescente urbanização desordenada neste trecho da bacia. A nascente sofre alterações do seu curso natural devido à construção do túnel da ferrovia Norte-Sul e pela instalação de novos loteamentos, além da construção do Centro de Convenções de Anápolis.

8.2 Classificação do uso do solo

A classificação do uso do solo foi realizada por meio do software de geoprocessamento, extensão sobre as imagens Geoyes 2010, que permite um detalhamento maior devido à sua resolução de 1 metro.

Para a determinação mais fidedigna do coeficiente de escoamento *run-off* (C), que mede a parcela da precipitação que se transforma em escoamento superficial, foi utilizada a classificação supervisionada, utilizando a imagens do Satélite Geoyes com resolução de 1 metro (2010), disponibilizada pela prefeitura municipal de Anápolis.

Na classificação foram escolhidas classes de imagens por aglomeração ou agrupamento; estas, por verossimilhança agrupam "pixels" semelhantes entre si, ou separam os diferentes.

8.3 Simulação da precipitação e das vazões na bacia-piloto

A modelagem hidrológica foi feita a partir dos resultados de equações estabelecidas no Modelo Racional. Para possibilitar a estimativa de vazões máximas foram utilizados períodos de retorno diferentes e projetados cenários atuais e futuros para o *run-off* (C), este último em função da impermeabilização da bacia.

A ocorrência de inundações em rios está associada diretamente às chuvas intensas, e é um fenômeno cíclico na natureza. O período de retorno mede o risco de uma grande intensidade de chuva acontecer novamente, e é utilizado para medir o risco de inundação na bacia. A variação deste parâmetro é importante para delimitar os limites da água durante uma chuva na calha do rio.

8.4 Simulação das áreas de inundação

Foi utilizado para o modelo o regime permanente de vazões, que consiste na premissa hidráulica de Bernoulli, que é a conservação de energia com a geração das perdas de cargas a partir de Manning. Foi utilizado o software de modelagem hidráulica Hec-Ras para delimitação das áreas de inundação.

9 Resultados e discussão

9.1 Caracterização da área de estudo

O centro do município de Anápolis se localiza nas coordenadas 16° 19' 36" de latitude Sul e 48° 57' 10" de longitude Oeste. Em relação à drenagem das águas, as nascentes dos córregos e rios levam águas para as bacias dos rios Paraná, Tocantins e Araguaia. No aspecto geomorfológico, Anápolis está situada no "Planalto do Alto Tocantins-Paranaíba" com presença de formas de dissecação tabulares e convexas (NOVAES, 1983). Com relação aos solos, predominam os latossolos nas áreas planas e os argissolos em relevo acidentado (EMBRAPA, 1981).

O clima do município de Anápolis, segundo o Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), é do tipo tropical com estação seca. A temperatura, durante o ano, varia entre a mínima média de 18° C e a máxima média de 28° C. A precipitação pluviométrica anual (média) é de 1.450 mm, com maior concentração das chuvas de novembro a março.

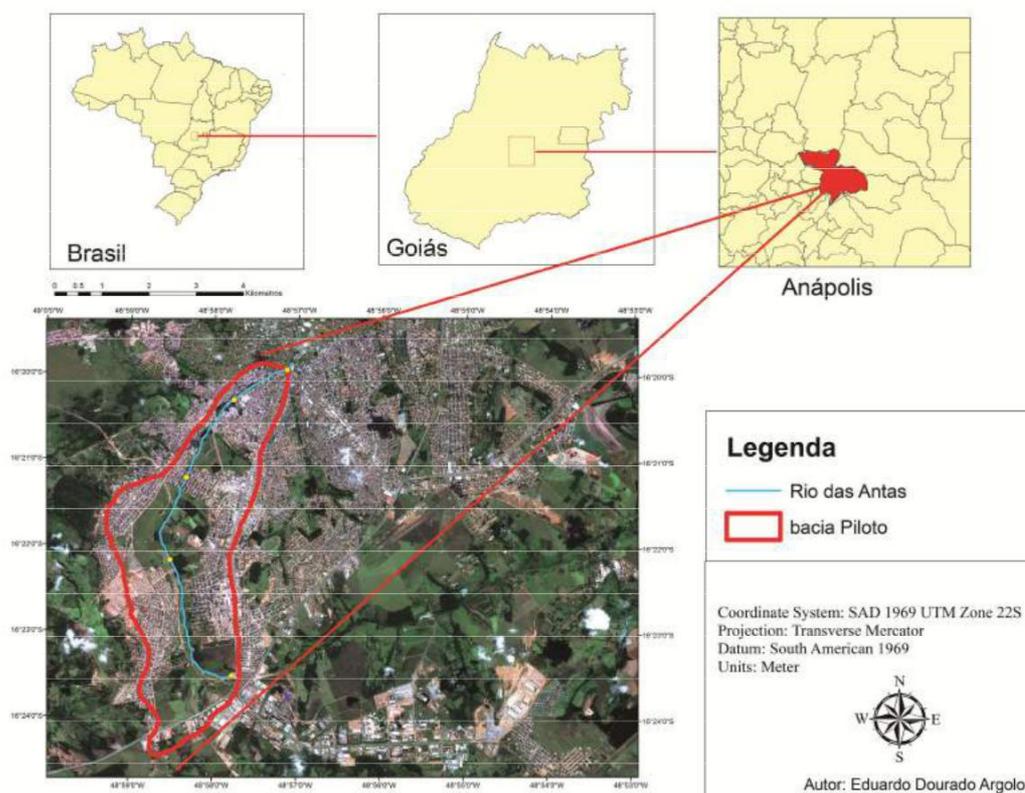
A área-piloto para realização do trabalho consiste em parte da bacia hidrográfica do rio das Antas, que compreende o trecho de nascente até o exutório no encontro com o córrego dos Cesário. A nascente está localizada na região do Parque Calixtópolis. O rio atravessa os bairros Residencial Pedro Ludovico, Parque das Primaveras, Vila São Joaquim e Conjunto Nações Unidas, no centro da cidade de Anápolis (GO). A Figura 9 ilustra este trajeto.

Quadro 4 apresenta as características gerais da microbacia piloto.

Quadro 4: Características gerais da bacia-piloto no rio das Antas

Características Geométricas	Área de drenagem (km)	16,01
	Perímetro da microbacia piloto (km)	20,6
	Comprimento canal principal (km)	8,88
	Largura microbacia (km)	2,77
	Comprimento microbacia (km)	8,4
Relevo	Altitude máxima na microbacia (m)	1132
	Altitude da nascente (m)	1095
	Altitude do exutório (m)	985
	Desnível da nascente ao exutório (m)	110
	Declividade do talvegue principal (m/km)	12,5

Figura 9:Localização da área de estudo



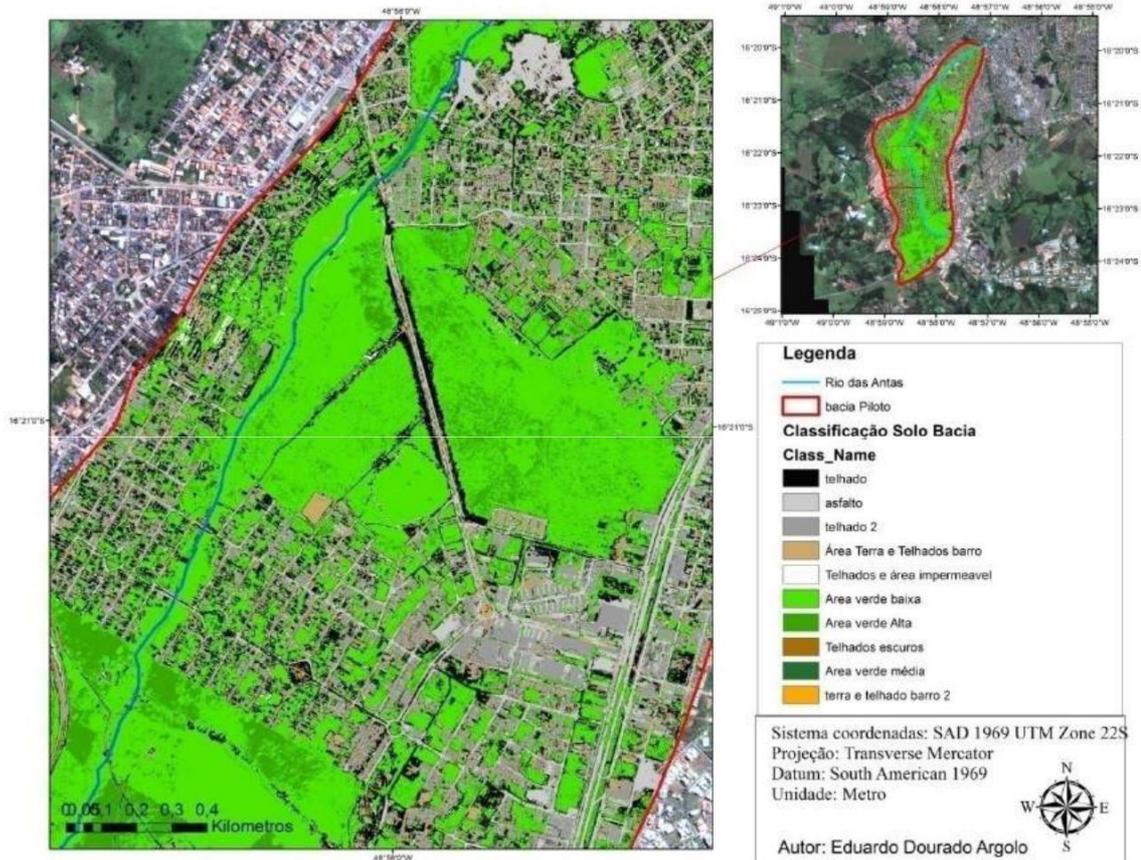
Fonte:Eduardo Dourado Argolo – 2014.

9.2 Classe de uso e cobertura do solo

Os resultados obtidos na classificação supervisionada da imagem de satélite do ano de 2010 (Figura 10) demonstraram uma predominância de áreas impermeabilizadas pela construção de edificações, discriminadas no padrão escolhido para o projeto na Tabela 6 e os resultados desta interação aparecem na Tabela 7. Durante a fase de coleta de pixels

foram encontradas várias situações em que não se definiam com clareza os diferentes tipos de materiais. Houve, então, a necessidade de se coletar grupos de pixels que caracterizam a mesma área, caso que aconteceu com os telhados, pois existiam telhados com várias respostas espectrais.

Figura 10: Uso do Solo utilizando método supervisionado - Ano de 2010



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

Tabela 6: Padrão de uso do solo no projeto após o cálculo

Padrão utilizado para uso do solo	Área (%)
Asfalto padrão	7,2
(Telhado + telhado 2 + telhado claro + telhados escuros)	52,6
Vegetação baixa	34,2
Vegetação alta + área verde média	5,9
Terra	0,2
Total	100,0

A Tabela 7 também demonstra o resultado da relação proposta com índices *run-off* e vemos que a bacia-piloto tem uma impermeabilização do solo de 52%, respeitando as variáveis propostas. Durante uma chuva intensa, considerando que o solo não está

saturado, temos que 52% da água escoariam e 48% se infiltrariam, considerando a imagem GeoEyes 2010, de onde foram retiradas as amostras.

Tabela7: Comparação de número de *clusters* com a tabela padrão - projeto de *run-off*

Bacia-piloto rio das Antas					
Uso do solo	número Pixels	área %	Análise		run-off
Asfalto	6399271	0,99	asfalto		0,9
Telhado	46955627	7,25	telhado		0,75
Vegetação baixa	30539525	4,72	vegetação baixa		0,15
Vegetação alta	5248289	0,81	vegetação alta		0,2
Terra	191479	0,03	terra		0,3
					C (ponderado)
Total	89334191	13,8			0,52

Utilizando o mesmo critério para as áreas de contribuição 1,2,3 e 4 temos os resultado na Tabela 8 e, conseqüentemente, para as outras áreas.

Tabela 8: Para a área 2, comparação de número de *clusters* com a tabela padrão de *run-off*

Área 1					
Uso do solo	Número de Pixels	Área (km ²)	Análise		run-off Tabela
Asfalto	2161716	0,54	Asfalto		0,9
Telhado	7792509	1,95	Telhado		0,75
Vegetação baixa	16994989	4,26	Vegetação baixa		0,15
Vegetação alta	315343	0,08	Vegetação alta		0,2
Terra	1924195	0,48	Terra		0,3
					C (ponderada)
	29188752	7,32			0,38

O mesmo critério foi utilizado para as três áreas de contribuição:

- Área 2 --- $C = 0,39$ (39%)

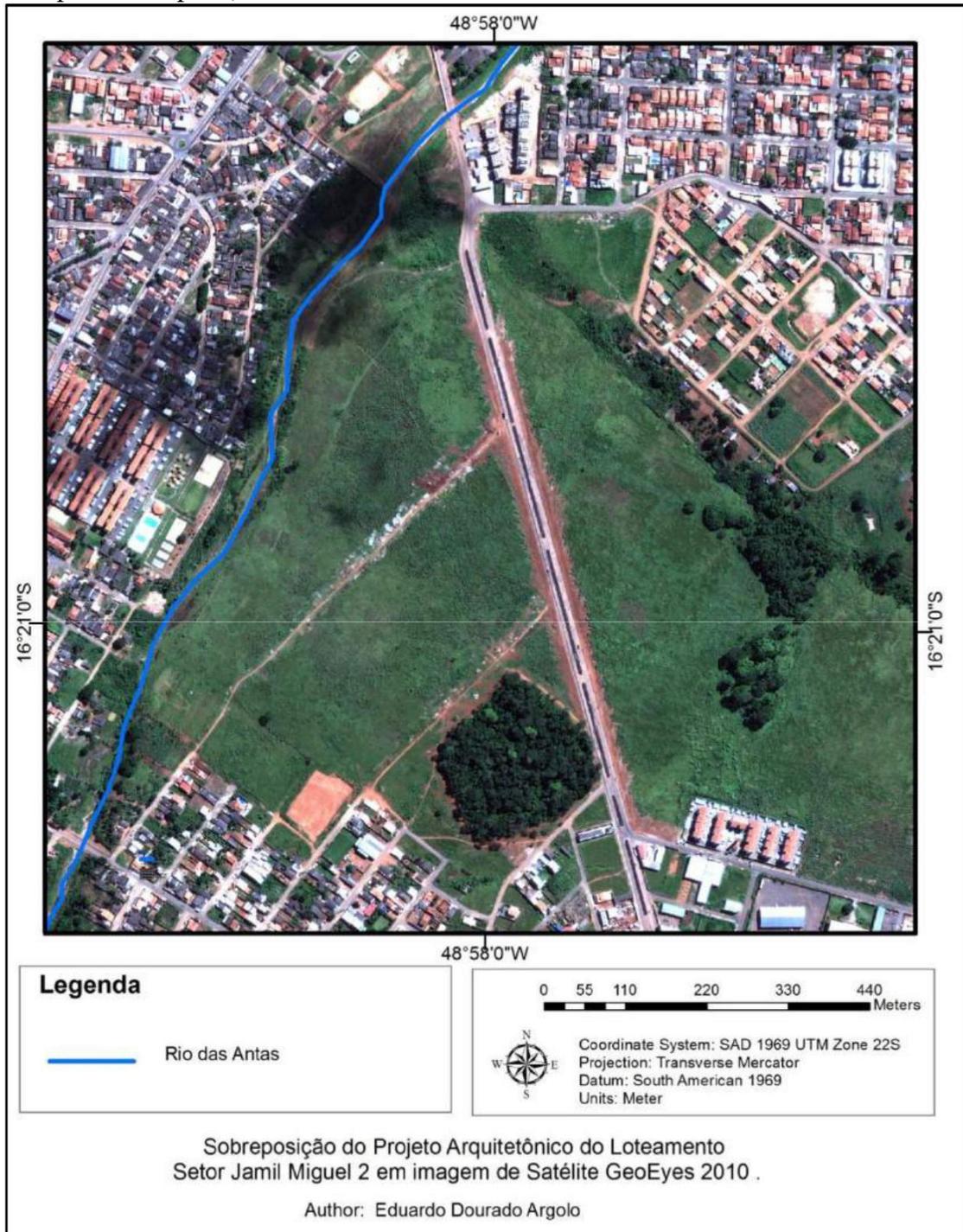
- Área 3 --- $C = 0,44$ (44%)

- Área 4 --- $C = 0,55$ (55%)

Os números encontrados para C foram compatíveis com as características urbanas da bacia-piloto. Quando se aproxima do centro da cidade, verifica-se o aumento da urbanização nas margens do rio, onde historicamente houve uma urbanização de jusante para montante. Quando se compara isso aos números do modelo verifica-se esta tendência, que, na área 1 é $C = 0,38$ e na área 4 é $C = 0,55$.

O crescimento da cidade está afetando diretamente o entorno da bacia na área 1 e área 2, com a instalação de novos loteamentos autorizados pela prefeitura. Comparando as fotografias dos anos de 2010 (Figura 11) e de 2013 (Figura 12) do bairro Jamil Miguel, é notável a supressão de área verde para a construção de loteamentos.

Figura 11: Bairro Jamil Miguel no ano de 2010 -ImagemGeoeyes 2010 (Prefeitura Municipal de Anápolis)



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014

Figura 12: Bairro Jamil Miguel - ano de 2013



Fonte: cortesia de Jose Carlos Potenciando (2013).

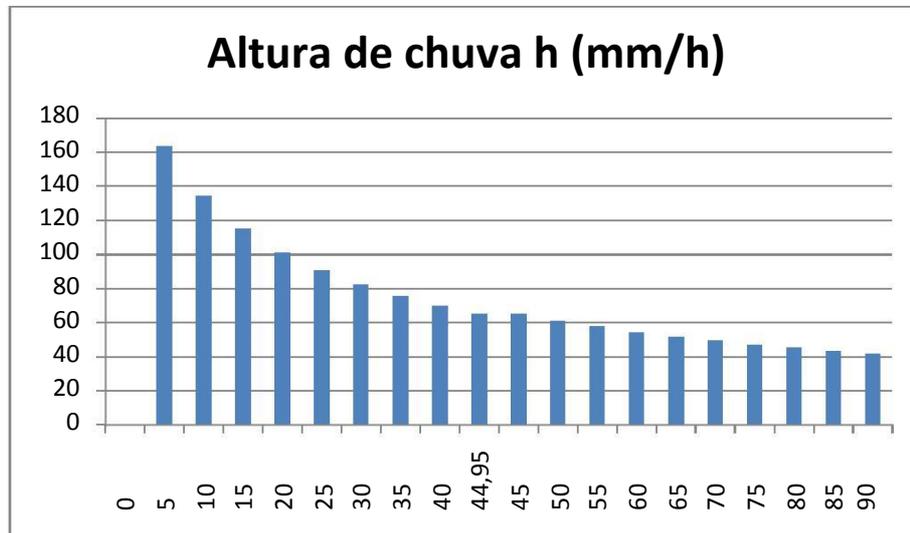
Na Figura 12 também se observa que a prefeitura já se preocupava com as inundações no local, e foram construídos canais artificiais do ponto de início no Jamil Miguel até o Central Park, com o uso de Gabião (utilização de cascalho ou concreto na substituição da calha do rio).

9.3 Resultado de vazões nas seções de controle para o período de retorno e para as simulações de impermeabilizações

Com a delimitação das seções de controle e suas bacias respectivas foram colhidos resultados para tempo de concentração em função das áreas de contribuição, considerando que toda a bacia contribui no cálculo do tempo de chuva. Para a determinação das vazões foram utilizados os *run-off* correspondentes a cada área de contribuição calculadas anteriormente.

Na Figura 13 estão apresentados os resultados de pluviosidade em função de tempo de chuvas diferentes a partir da equação de chuvas de Goiânia, simulados para este projeto.

Figura 13: Simulação de chuva utilizando a equação de chuvas em Goiânia para um tempo de retorno de 10 anos



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

Temos nas Tabela 9,

Tabela 10 e Tabela 11 os resultados resumidos destes cálculos. O método Racional foi utilizado para o cálculo das vazões a montante e a jusante dos trechos.

Tabela 9: Para T= 5 anos e *run-off* na imagem GeoEyes para o ano de 2010

Trecho	C	Montante		Jusante
Área anterior	run-off	Vazão (m ³ /s)		
t1-2	0,26	0	12,36265	12,36265
t2-3	0,29	12,36265	6,48055	18,8432
t3-4	0,33	18,8432	3,847323	22,69052
t4-5	0,39	22,69052	2,492338	25,18286

Tabela 10: Para T= 10 anos e *run-off* na imagem GeoEyes para ano de 2010

Trecho	C	Montante		Jusante
área anterior	run-off	Racional(m ³ /s)		
t1-2	0,26	0	15,67198	15,67198
t2-3	0,29	15,67198	8,215317	23,8873
t3-4	0,33	23,8873	4,877206	28,76451
t4-5	0,39	28,76451	3,159508	31,92401

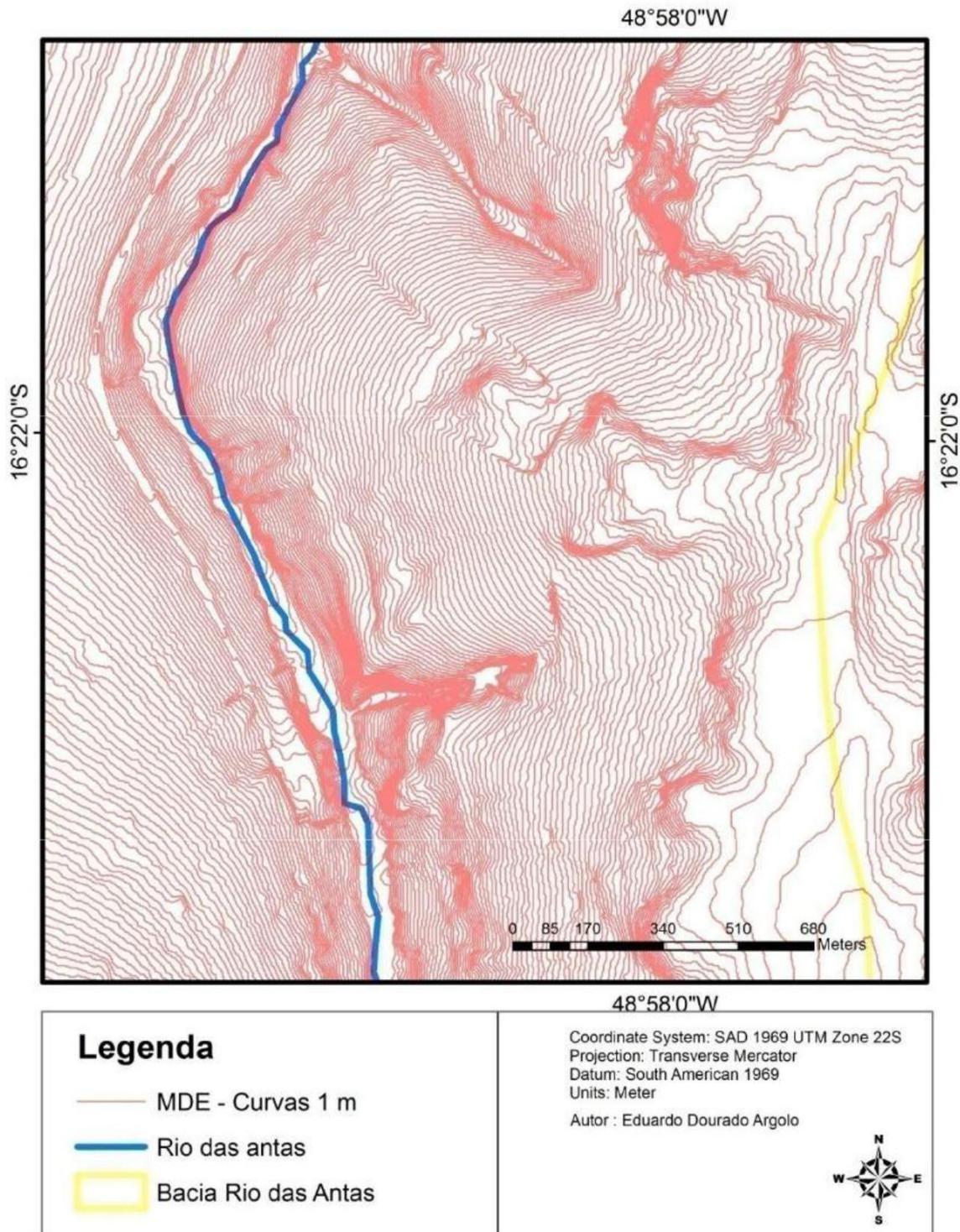
Tabela 11: Para T= 50anos e *run-off* na imagem GeoEyes para o ano de 2010

Trecho Área anterior	C run-off	Montante		Jusante
		Racional (m ³ /s)		
t1-2	0,26	0	27,18388	27,18388
t2-3	0,29	27,18388	14,2499	41,43378
t3-4	0,33	41,43378	8,459772	49,89355
t4-5	0,39	49,89355	5,480333	55,37389

9.4 Seções de controle para aplicação hidráulica

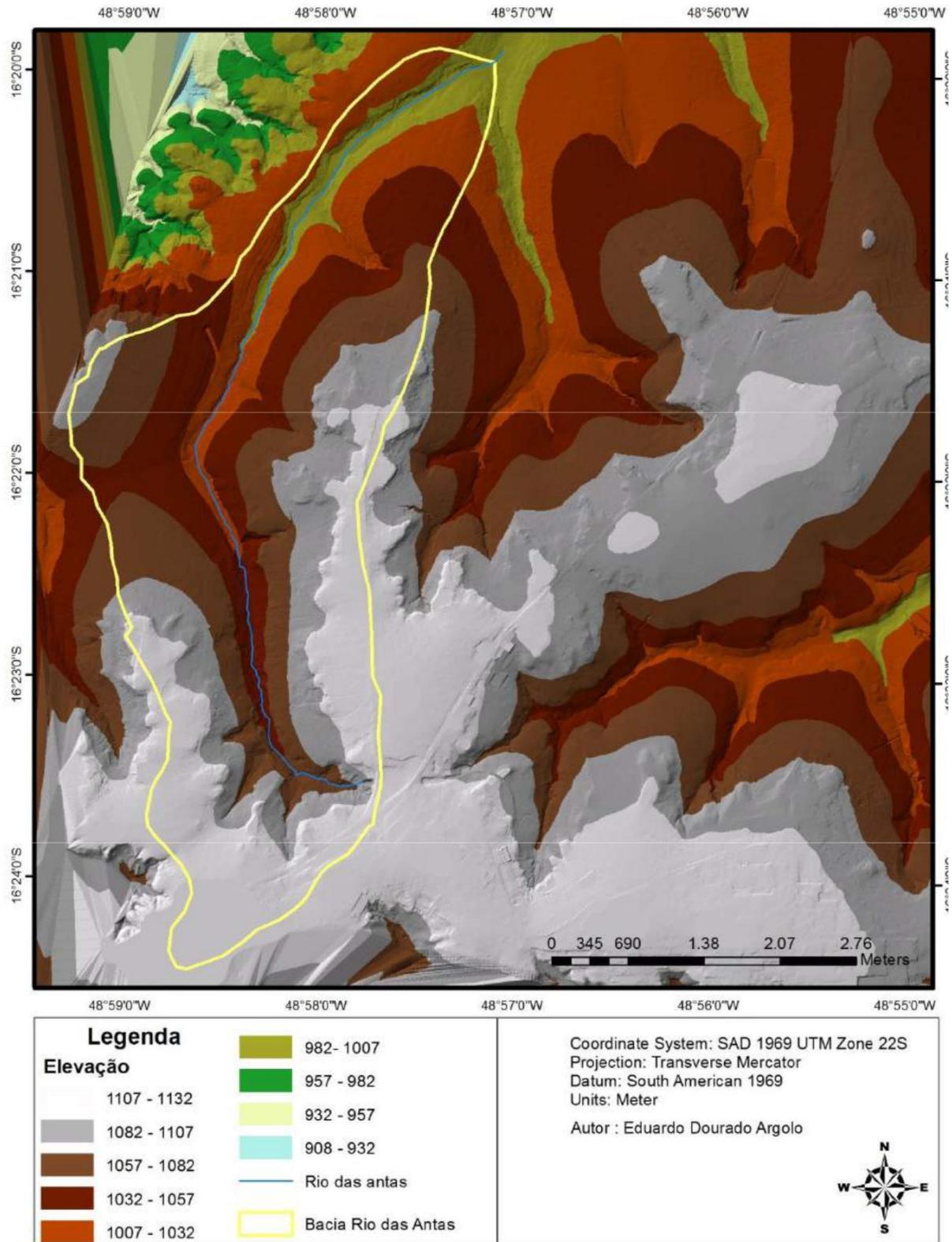
A partir do MDE - Modelo Digital de Elevação (Figura 14) criado a partir das curvas de nível do mapa urbano georreferenciado da prefeitura de Anápolis em 2010, o resultado obtido foram cortes no TIN gerado topograficamente de resolução 1 metro (Figura 15) na extensão *createTin3D*, após interpolação das curvas de nível e filtragem de máscara, onde foram obtidas medidas suficientes para a definição da calha do rio. Este TIN foi utilizado como banco de dados de entrada no HEC-RAS para modelagem do canal e consequente simulação de velocidade da água com os dados de entrada de vazão do modelo proposto.

Figura 14: Representação em curvas de nível do MDE da bacia-piloto



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

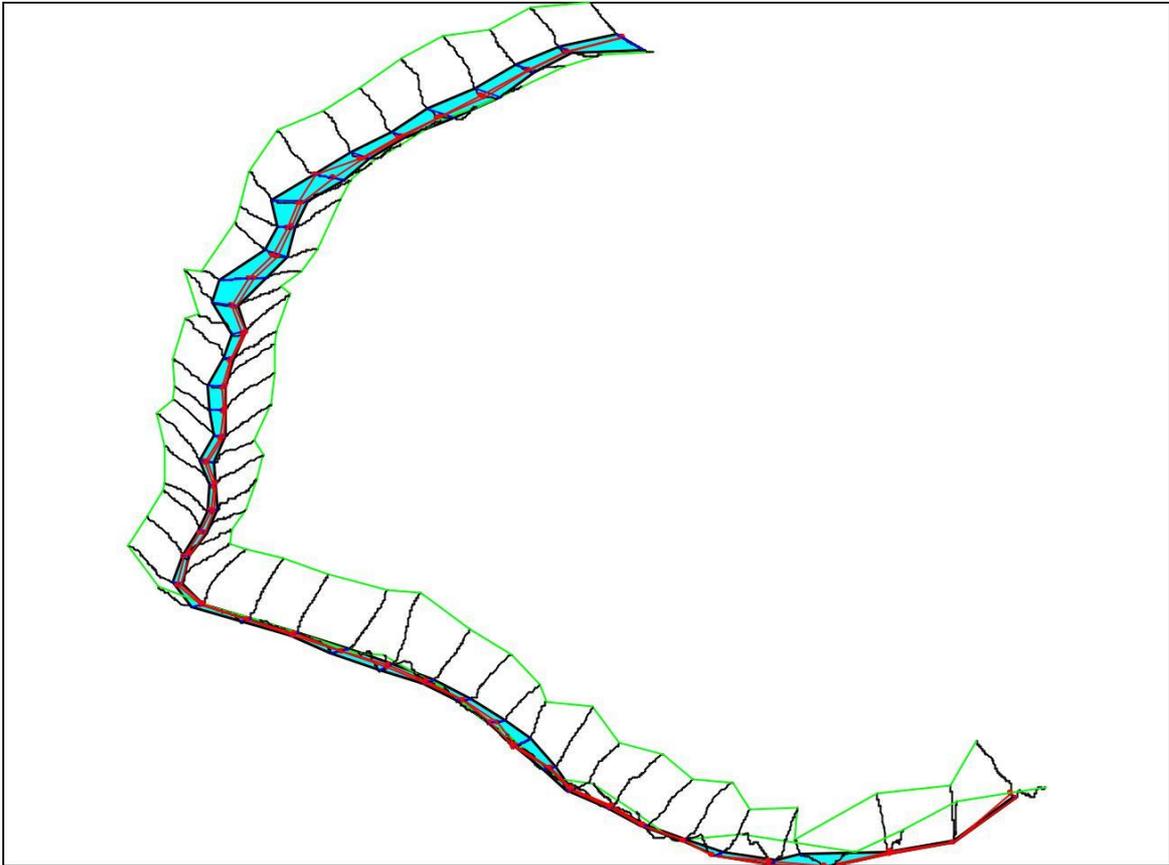
Figura 15: Modelagem realizada em imagem Vetorial TIN



A Figura 16 demonstra as 44 seções de controle definidas no rio por meio do HEC-RAS com a calha modelada e uma visualização em três dimensões da calha da bacia

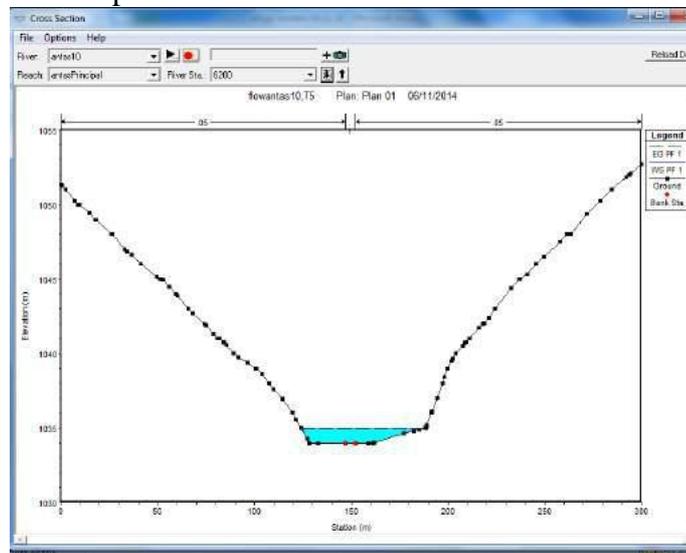
modelo. A Figura 17 ilustra o resultado de uma seção transversal da calha do rio, determinada a partir do MDE (Modelo Digital de Elevação) considerado da bacia.

Figura 16: Imagem tridimensional das seções de controle com previsão de áreas de inundação no Hec-Ras



Fonte: Software Hec-Has.

Figura 17: Representação do perfil longitudinal com 1 metro de resolução de uma seção de controle na bacia-piloto no HEC-Ras



Fonte: Software Hec-Has.

9.5 Simulação das áreas de inundações

9.5.1 Resultado de inundação para um período de retorno de 10 e 50 anos

A simulação de vazão no Hec-Ras identificou áreas de inundação compatíveis com aquelas verificadas *in loco*, onde esse fenômeno é observado historicamente.

Os resultados gerados para as vazões nas seções de controle foram agrupados pelas vazões calculadas, a fim de exemplificar e condensar os resultados das cheias, conforme a Tabela 12.

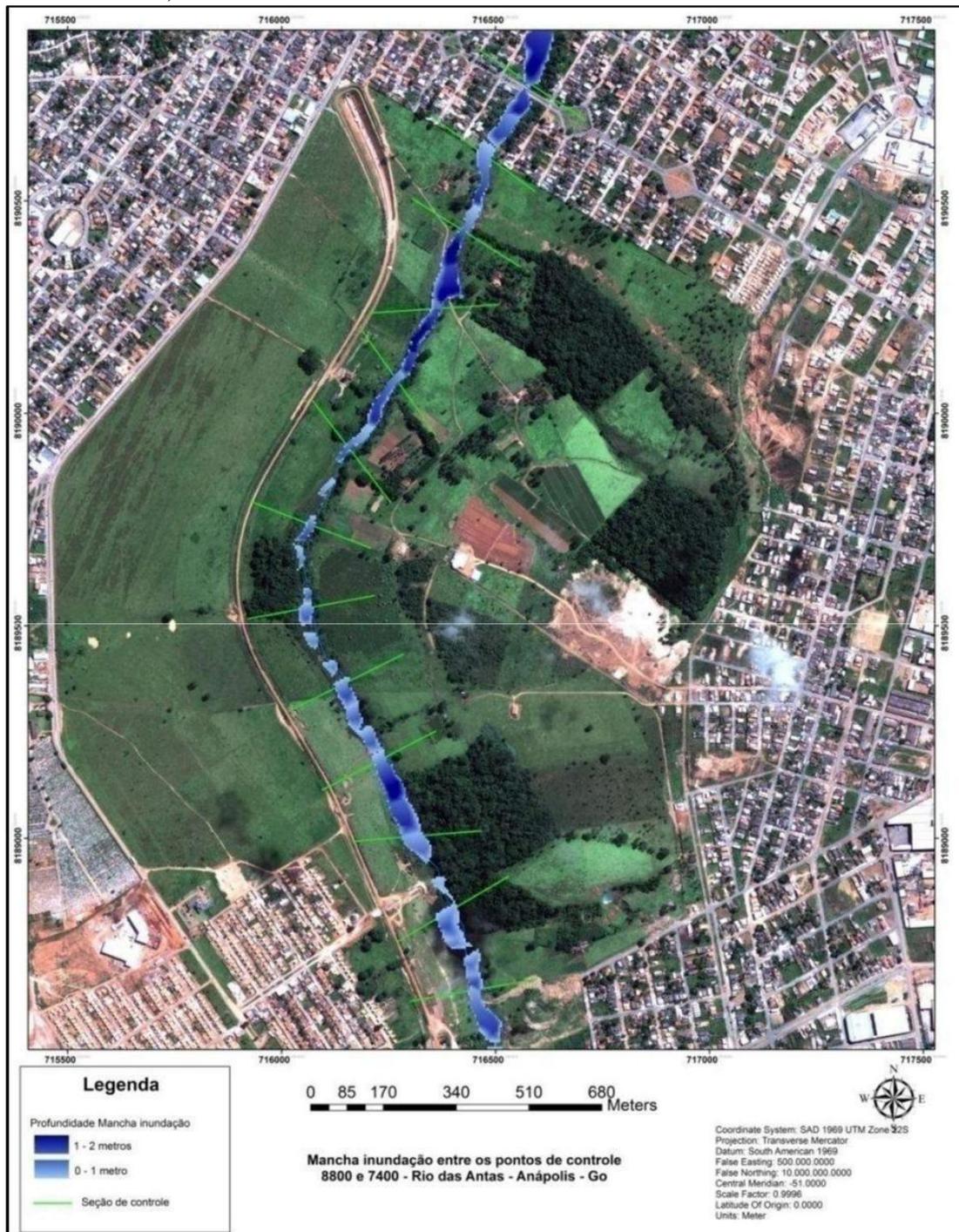
Tabela 12: Dados simplificados da simulação de inundação no Hec-Ras no regime permanente

Tabela resultados para: T=10 anos , C (run-off) = ano 2011									
Número	Q Total	Min	W.S. Elev	Lâmina.	Elevação	Declividade	Velocidade	Fluxo Área	Altura
estação	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	Lamina (m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)
1	1	1089,49	1088,26	1088,26	1088,32	0,051078		0,92	7,88
8	10	1047	1047,49	1047,35	1047,56	0,014593	0,75	9,12	22,48
15	16	1033	1033,24	1033,24	1033,37	0,03184	0,69	10,78	37,48
26	20	1007	1007,35	1007,35	1007,46	0,025794	0,8	14,24	43,4
37	20	995	995,19	995,19	995,28	0,065396	0,84	17,4	96,63
44	24	986	986,17	986,17	986,25	0,046639	0,67	19,12	117,37

Na análise dos resultados, os pontos de maior retenção de energia estão nas áreas azuis mais escuras da área de inundação(Figura 18). Essas áreas indicam locais de maior profundidade de água e com maior probabilidade de inundação.Foi observada no extravasamento da calha, uma região ainda não plenamente ocupada pela urbanização (entre os pontos 1 e 2) e que,no momento, não causaria danos diretos à população em caso de inundação no local.

Destaca-se, nesta região, que a mata ciliar ainda é preservada em alguns locais, mas tem estradas e equipamentos que a atravessam. A região sofre pressões no limite de sua área verde, podendo futuramente contribuir ainda mais para a impermeabilização local.

Figura 18: Mapeamento das áreas inundáveis para um período de retorno de 5 anos no Rio das Antas, no trecho inicial da bacia



Fonte: Eduardo Dourado Argolo – 2014.

Na Figura 19, a destruição do canal natural inicia-se no bairro Parque das Primaveras e no setor Pedro Ludovico, até o encontro com o Bairro Jardim das Nações. As obras no local estão adiantadas e, como medida preventiva, a prefeitura vem construindo o canal artificial, que já vem sendo feito a montante do parque Central Park. Demonstrando a

eficácia do modelo proposto, a área de inundação condiz com os locais que estão sendo trabalhados pela prefeitura de Anápolis.

Figura 19: Limite da construção atual do canal artificial no rio das Antas, a jusante da ponte sobre a avenida Pedro Ludovico



Fonte:Foto Eduardo Argolo , setembro 2014.

Entre os pontos 2 e 3, entre o loteamento Primavera e o Bairro Jamil Miguel, já existe uma área mais urbanizada. Há uma incidência da área inundável sobre a mancha urbana, caracterizando perigo à população se houver chuva intensa com tempo de retorno de 10 anos. Na Figura 20, na imagem de satélite *Geoeyes* 2011, quando sobreposta à mancha urbana georreferenciada da prefeitura 2009, há elementos que indicam o planejamento de loteamentos para a área ainda verde no Bairro Jamil Miguel, o que acarretará maior área de solo impermeabilizado na bacia.

Figura 20:Área de inundação para período de retorno de 5 anos na região do Bairro Jamil Miguel



Fonte:Eduardo Argolo – 2014.

9.5.2 Verificação *IN LOCO* da simulação de inundação no Parque das Primaveras

A fim de verificar a precisão do modelo proposto, foi feita uma visita à avenida Isadora Rodrigues no bairro Parque das Primaveras. A intenção foi verificar indícios visuais das inundações no local, para corroborar com os dados do modelo proposto. Foram comparados os pontos medidos no *GPS Garmim E-Trex* (Figura 21) com os pontos gerados no modelo proposto e tratado no Hec-Ras. Percebeu-se uma tendência visual de inundação que corrobora com a Figura 23, que é a tomada da avenida pelas águas durante uma chuva intensa.

Figura 21: Levantamento das coordenadas dos limites de inundação no rio das Antas - Parque das Primaveras - avenida Isadora São Rodrigues



Fonte: Eduardo Argolo – 2014.

Foram tomadas medidas em três pontos, que seriam as margens de inundações e o centro do rio, conforme a Tabela 13.

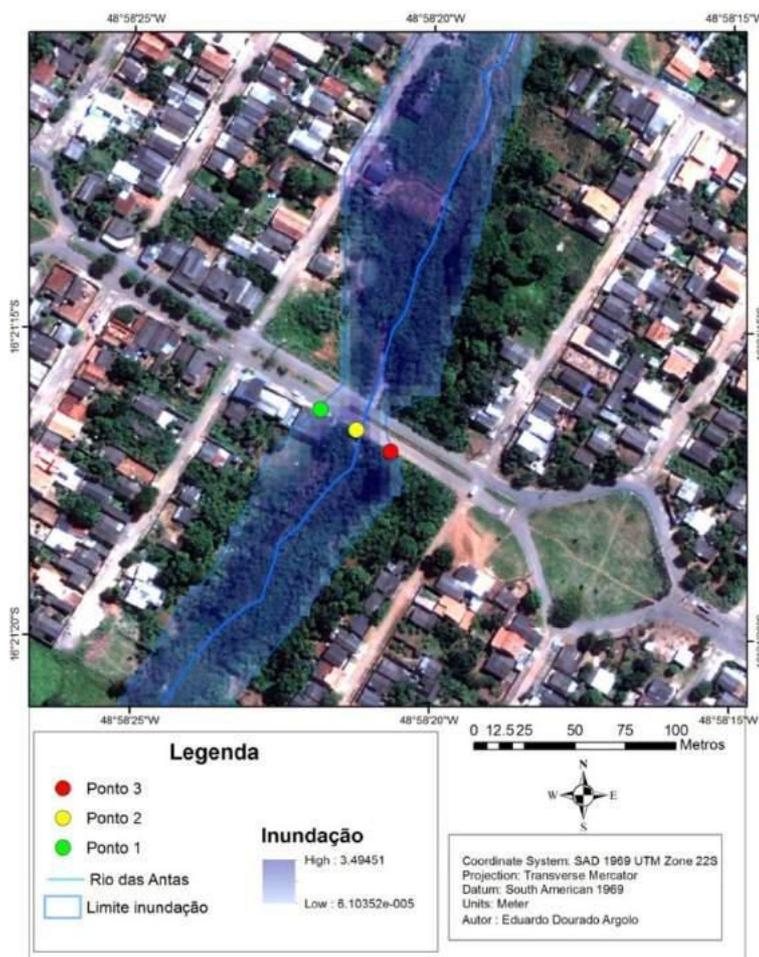
Tabela 13 - Pontos de medição com GPS na avenida Isadora São Rodrigues

Pontos	Medida com GPS Garmim E- Trex			Referencia espacial no ArcMap	
	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Latitude	Longitude
1	16°21' 19,2" S	48° 58' 20,6" W	1019	16°21'16.293"S	48°58'21.867"W
2	16° 21' 18,6" S	48° 58' 21,2" W	1012	16°21'16.649"S	48°58'21.349"W
3	16° 21' 19,2" S	48° 58' 20,6" W	1017	16°21'16.93"S	48°58'20.784"W

No tratamento dos dados no ArcGis foi verificado que o erro da medida *in loco* com o mapa georreferenciado do modelo foi de poucos segundos em cada medida no GPS, fato também do erro normal do GPS que, no momento, apresentava 5 metros em função da triangulação dos satélites.

Inserindo estes pontos no(s) *layers*(s) de inundação gerados, foi constatada a proximidade com as linhas de inundação da Figura 23 que é a simulação para uma chuva intensa de período de retorno (T) de 10 anos no modelo. A diferença de altitudes foi apenas de 1 metro em média. A confiabilidade do modelo como instrumento de mapeamento de áreas de risco a partir destes dados aumenta, mesmo que sejam necessários ajustes em outros pontos para melhor precisão.

Figura 22: Área de inundação no bairro Parque Primavera em Anápolis, para um período de retorno de 10 anos



Fonte: Eduardo Argolo – 2014.

No loteamento Primavera, no ano de 2013, ocorreram inundações nos meses de janeiro e fevereiro, causando vários prejuízos à população local (Figura 23), conforme foto na avenida Isadora São Rodrigues. A imagem retrata que a calha do rio das Antas não suportou o volume de água na chuva intensa.

Figura 23: Inundação do rio das Antas no loteamento Primavera (janeiro 2013) na Av. Isadora São Rodrigues - pontossinalizados na Figuras 23 e 24



Fonte: Jornal Anhanguera - <http://g1.globo.com/goias/noticia/2013/02/forte-chuva-inunda-avenidas-e-casas-em-anapolis-goias-veja-video-.html>.

9.5.3 A mudança do rio ao longo dos anos

Com a urbanização crescente da cidade de Anápolis, o rio das Antas vem sofrendo transformação em seu canal natural. Em vários trechos se observa a destruição do rio e sua mudança para uma função de drenagem de águas pluviais, somente.

Na Figura 24 observa-se a situação atual após anos de mudanças das margens, ainda de maneira mais abrupta no sentido de destruição da mata ciliar, com perda do canal natural. A imagem demonstra esta transformação para galeria artificial devido a fortes inundações na década de 1980.

Figura 24: Trecho canalizado no rio das Antas - Anápolis



Fonte: Eduardo Argolo , setembro 2014.

Na Figura 25 tem-se uma fotografia da década de 1970, na qual se visualiza o extravasamento da calha natural do rio das Antas. Isso reforça a tendência histórica dos órgãos públicos em construir canais artificiais em detrimento da manutenção do regime natural do rio. Neste local foi construído um aterro onde, posteriormente, foi construída a Prefeitura Municipal de Anápolis. Populares afirmam que havia uma grande área de várzea ali, corroborando com outros pontos de alagamento apresentados neste modelo hidrológico no limite da bacia-piloto.

Figura 25: Inundação no córrego das Antas na década de 1970



Fonte: Museu de História de Anápolis.

A simulação da modelagem demonstra claramente as áreas de retenção de energia proposta no modelo, caracterizando de forma representativa os problemas já enfrentados com inundações históricas na região. A substituição dos canais naturais por artificiais no rio das Antas já é prática antiga na cidade, criando soluções não "ecológicas" à drenagem das chuvas na área urbana da cidade.

A Figura 26 demonstra a tentativa da prefeitura em minimizar os problemas de aumento de vazão durante chuvas no ano de 2011. A medida drástica foi a destruição do fundo do canal natural do rio das Antas, para aumentar a calha de maneira artificial - ação remediadora pontual e de efeito duvidoso.

Figura 26: Obras de rebaixamento de parte do leito rochoso do ribeirão das Antas para aumento da profundidade do rio



Fonte: Pedro Henrique, 2011.

Santos11. http://www.panoramio.com/user/2350468/tags/An%C3%A1polis?photo_page=37

9.5.4 Inundação para um período de retorno de 50 anos

Para efeito de criar uma situação mais crítica foi feita uma simulação das áreas inundáveis para chuvas com período de retorno de 50 anos. Houve um acréscimo médio de 20% na média das vazões calculadas em relação ao período de retorno de 5 anos, representando um acréscimo de 21,48 % na cota de inundação (Tabela 14).

Tabela 14: Dados simplificados da simulação de inundação no Hec-Ras no regime permanente para um período de retorno de 50 anos e comparativo de aumento de cota com um período de retorno de 5 anos

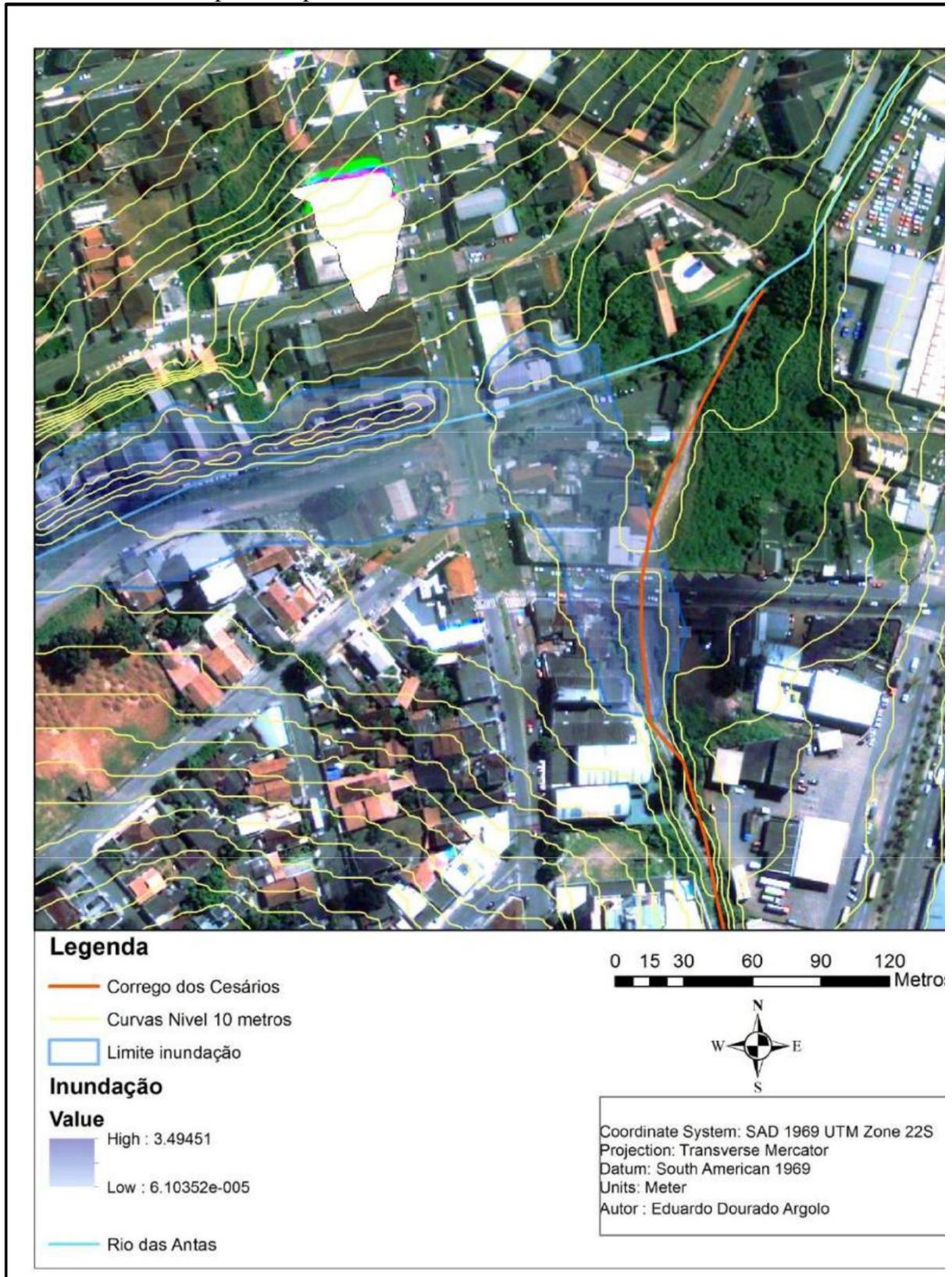
T=50 anos								
Número Estação	Q Total (m ³ /s)	Elevação (m)	Elevação Lâmina (m)	Declividade (m/m)	Vel. Canal (m/s)	Fluxo Área (m ²)	Altura cota (m)	Porcentagem Aumento da cota (%)
1	1	1089,49	1088,32	0,051078		0,92	7,88	0,00
8	35	1047	1048,07	0,018319	1,26	1971	29,13	43,15
15	40	1033	1033,69	0,028818	1,06	21,25	45,86	27,51
26	57	1007	1007,96	0,01109	0,93	36,96	52,41	25,12
37	65	995	995,59	0,049189	1,21	39,25	104,59	9,16
44	75	986	986,52	0,038052	0,99	43,66	143,78	23,95
Média=								21,48 %

Este resultado leva em conta apenas a probabilidade de uma chuva maior, desconsiderando o aumento da urbanização. O problema poderá ser pior quando se prevê uma urbanização maior na região da bacia-piloto, quando os cálculos do *run-off* teriam um peso maior e, conseqüentemente, vazões críticas maiores.

Um problema detectável na Figura 27 é o encontro do rio das Antas com o córrego Cesário na região central de Anápolis, no qual existe a planificação abrupta no terreno próximo ao ponto do exutório. Este fato faz contribuir água a montante do ponto e aumentar a probabilidade de inundação em volta da foz do córrego Cesário, quando ele estiver sendo acometido da mesma precipitação.

Ao longo dos anos foi necessária a canalização do rio das Antas e parte do córrego dos Cesários para conter as inundações recorrentes no local. O modelo demonstra que se não houvesse esta ação toda a área seria inundada em uma chuva de tempo de retorno de 50 anos. A simulação demonstra que a água acumulada na topografia do canal do rio das Antas migraria para o córrego dos Cesários, acumulando ainda mais sua vazão, que já estaria sobrecarregada pelas chuvas. As obras já feitas no local ao longo dos anos eliminaram o risco de alagamento no ponto, mas a geração de velocidade no canal teve efeitos à jusante, principalmente próximo à rodoviária de Anápolis, a qual recebe o volume de água e o acumula, formando ondas de cheia.

Figura 27: Área inundável - simulação próxima à junção do córrego dos Cesários com o rio das Antas, para um período de retorno de 50 anos



Fonte: Eduardo Argolo, setembro 2014.

10 Conclusão

Como o controle público sobre a urbanização é indisciplinado nas cabeceiras da bacia e nas margens do rio das Antas, há conseqüentemente um aumento significativo na frequência das inundações. Essa situação tende a potencializar a desvalorização das propriedades, principalmente para as comunidades assentadas a jusante em consequência de ocupação a jusante, além de colocar em risco bens patrimoniais e vidas humanas.

Este trabalho se propôs a simular vazões dentro do contexto de urbanização e frequência de chuvas intensas. Verificou-se que, com o aumento de tempo de retorno de 10 para 50 anos, há um aumento de aproximadamente 20% nas vazões críticas ao longo da bacia-piloto, aumentando a probabilidade de inundações em pontos críticos determinados no modelo.

Com as visitas em campo pode-se verificar a acurácia satisfatória do modelo, visto que os resultados obtidos no modelo são condizentes com os relatos de moradores dos locais identificados como potencialmente sujeitos a inundações. Com as comprovações de limites de inundação fica a intenção de se aplicar em outras bacias de áreas similares o mesmo modelo, podendo este servir de utilidade pública para manejo de áreas de risco de inundações e outras que poderão vir a sê-lo, devido ao aumento da urbanização nas cidades.

A sugestão de soluções no viés de macrodrenagem teria impactos sobre o uso do solo e poderia aliviar os picos de vazão por contribuir com o aumento do tempo de concentração da bacia. Medidas como aumento de áreas permeáveis no solo através do plano diretor do município e leis específicas poderiam forçar os novos empreendimentos e os existentes a reter água na própria origem, com aumento de área para permeabilidade da água, gerando amortização de águas nas chuvas intensas. As ações evitam que grandes intervenções sejam necessárias para conter as cheias a jusante. Exemplos de soluções para sanar estes aspectos seriam a instalação de jardins entre avenidas, loteamentos com capeamento de paralelepípedos em substituição às camadas asfálticas, calçadas mistas com grama e outras medidas para diminuir a velocidade do escoamento superficial e a reposição do lençol freático de toda a bacia, porque a recarga deste lençol depende de uma maior área permeável no solo.

Os resultados demonstram as ações das políticas públicas ao longo dos anos na bacia do rio das Antas: o aumento de vazões durante as chuvas e a transformação do canal

natural em canais artificiais para conter estes deflúvios. Esse processo pode ser resultado da impermeabilização do solo da bacia do rio das Antas nas áreas centrais e adjacentes de Anápolis. As áreas ilustradas pelo modelo apresentado demonstram pontos que já sofrem com inundações e com canais que estão sendo construídos pela prefeitura para solução da contenção das águas.

A precisão do modelo a partir de um MDE (Modelo Digital de Elevação) executado durante o projeto atribuiu veracidade aos efeitos das vazões sobre as superfícies, corroborando para resultados satisfatórios, e com a possibilidade da aplicação para outras áreas a jusante que ainda não sofreram com a urbanização. Fato que poderá ajudar a identificar áreas de risco em toda a bacia, orientando o poder público quanto à ordenação e uso do solo.

11 Referências Bibliográficas

- AB'SABER, Aziz N. Potencialidades paisagísticas brasileiras. In. FIBGE(Org.) Recursos naturais, meio ambiente e poluição: v. 1 Recursos naturais. Rio de Janeiro: FIBGE, 1977, pp.: 19-38.
- ALMEIDA,C.N.,Modelagem Integrada de Recursos Hídricos com Apoio de um Sistema de Informações Geográficas, UGSC/USP,2006,125p.
- BRUTSAERT, W. Hydrology: An Introduction. Cambridge University Press. p.605, 2005.
- CARVALHO, D. F. Estimativa das Equações de Chuvas Intensas para Algumas Localidades no Estado de Goiás pelo Método da Desagregação de Chuvas. Universidade Federal de Goiás. (2002)
- CARVALHO, I. C.M, San Diego (California): University of San Diego, California/CILAS, 2007, v. 24, p. 10-46.
- CRUCIANI, D.E. Hidrologia. Piracicaba: ESALQ, 1976. 134p.Biblioteca(s): Embrapa Meio Norte / UEP-Parnaíba.
- CRED (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters) (2009), «Emergency events database EM-DAT: the international disaster database», Bruselas [enlínea] <<http://www.emdat.be>>[consulted: 21 February, 2011].
- CRÓSTA, A.P. Processamento Digital de Imagens de Sensoriamento Remoto. 3 ed. IGUNICAMP. 170 p., 1992.
- ECKHARDT, R.R. Geração de Modelo Cartográfico Aplicado ao Mapeamento das Áreas Sujeitas às Inundações Urbanas na Cidade de Lajeado / RS.(CEPSRM), UFRGS. Porto Alegre - RS,2008, 116p.
- EMBRAPA. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Súmula da X Reunião Técnica de Levantamentos de Solos. Rio de Janeiro, 83p, 1981. (EMBRAPA – SNLCS. Miscelânea, 1).
- FRANCO, J.F. (2004), Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional, Curitiba, UFP,155p.

- FREEZE,R.A. and CHERRY, J.A. (1979). Groundwater, Prentice-Hall,Englewood Cliffs,NJ. EUA.
- FENDRICH, R. Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. INTEC/PUC-PR, Curitiba.1997.
- LIMA, W. P. Princípios de manejo de bacias hidrográficas. Piracicaba: ESALQ/USP. 143p. 1976.
- JUNIOR, A.M.; Determinação do coeficiente de deflúvio da bacia do arroio Ouro Verde localizada no município de Foz do Iguaçu/PR, FDC(2010). 39p.
- MARTINS, J. A. Hidrologia Básica. São Paulo: Edgard Blucher, 2003. 8. reimp.
- NOVAES, A.S. *et al.* Pedologia. In MME/SG/Projeto Randam Brasil. Levantamento de Recursos Naturais v.31. Rio de Janeiro. 1983. 576p
- OLIVEIRA, L. F. C.; CORTÊS, F. C.; BARBOSA, F. O. A.; ROMÃO, P. A.
- SOFTWARE EXCEL 14.0, Pacote Microsoft Office, USA, 2010.
- SOFTWARE ARCGIS 10 ,Pacote ArcMap , Esri, 2011.
- SOFTWARE HEC-RAS 4.1.0 , River Analysis System Hydraulic, Engineering Center.
- TÁVORA, B.E (2010). Estudo da Contaminação do Lençol Freático por Hidrocarbonetos Utilizando Modelagem Computacional. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH. DM-130/2010. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78p.
- TUCCI, C. E. M. Escoamento Superficial. Hidrologia: Ciência e Aplicação, Universidade Estadual do Rio Grande do Sul, RS, v.2, p.391–441, 1997.
- TUCCI, C. E. M. Drenagem Urbana, Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre,RS , 1995.
- TUCCI, C.E.M. Hidrologia: Ciência e Aplicação, 3ª ed. Porto Alegre, UFRGS,ABRH, 2004.

USACE (U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC)) (2010) ,«
geospatial sciences», Vicksburg, MS, USA,
<<http://www.erd.c.usace.army.mil/Library.aspx>>

VILLELA, S. M. & MATTOS, A. 1975, Hidrologia Aplicada,. Editora Mc Graw Hill, São Paulo 245p.

WHITE, F.M.; Mecânica dos Fluidos, 4ª Edição, McGraw-Hill, Rio de Janeiro, 2002.

TOMAZ, P. Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais. 1a. edição,
São Paulo, 2002, 263p.

SANTOS, Luciana Cabral Costa. Estimativa de vazões máximas de projeto por métodos determinísticos e probabilísticos / Luciana Cabral Costa Santos. 2010. 172 f.

PERES, L.F, NDVI -Temperatura da Superfície Continental. Departamento de Meteorologia, Divisão de Satélites e Sistemas Ambientais (DSA), Meteorologia por Satélite Aplicado à Agricultura - 19 a 22 de Junho de 2012 – INPE/CPTEC.

POMPEU, C.A. - Equações de Chuvas Intensas para Florianópolis. Relatório de Pesquisa, Departamento de Engenharia Sanitária, UFSC, (1992) mimeo.

12 Apêndice

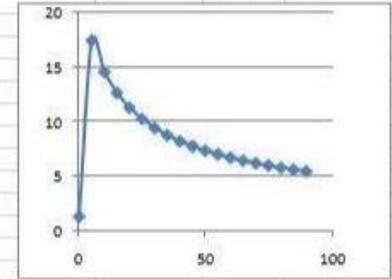
RESUMO DO MODELO HIDROLÓGICO PROPOSTO MODELADO NO EXCEL (resumo)

44				Bacia local							
45	Trecho Rio			Comprimento do trecho	Área de contribuição	Área acumulada	Coefficiente de	Coefficiente de dis	Área Equivalente	Área Equivalente Acumulada	Tempo de concentração
46		mont. jusant	(m)	(ha)	(ha)	C run-off	n	(ha)	(ha)	(minutos)	
47	área anterior	0	1	0	0	0	0	0	0.00	0	15
48	t1-2	1	2	3305	734	734	0.41	1.00	297.47	297.47	72.95184229
49	t2-3	2	3	2000	470.1	1204.1	0.39	1.00	181.32	478.7909382	109.8634702
50	t3-4	3	4	1500	250.8	1454.9	0.44	1.00	111.16	589.9535545	138.0309309
51	t4-5	4	5	1800	138	1592.9	0.53	1.00	73.45	663.4047774	172.1376168
52				8605	1592.9						
53											
54	periodo de retorno	10									
55											
56				Bacia local							
57	Trecho Rio			Comprimento do trecho	Área de contribuição	Área acumulada	Coefficiente de	Coefficiente de dis	Área Equivalente	Área Equivalente Acumulada	Tempo de concentração
58		mont. jusant	(m)	(ha)	(ha)	C	n	(ha)	(ha)	(minutos)	
59	área anterior	0	1	0	0	0	0	0	0.00	0	15
60	t1-2	1	2	3000	734	734	0.405267449	1.00	297.47	297.47	67.40045153
61	t2-3	2	3	2000	470.1	1204.1	0.38571502	1.00	181.32	478.7909382	104.3120794
62	t3-4	3	4	1500	250.8	1454.9	0.443232123	1.00	111.16	589.9535545	132.4795401
63	t4-5	4	5	1800	138	1592.9	0.532255238	1.00	73.45	663.4047774	166.586226
64					1592.9						
65											
66											
67	periodo retorno	50									
68											
69	Trecho Rio			Comprimento do trecho	Área de contribuição	Área acumulada	Coefficiente de	Coefficiente de dis	Área Equivalente	Área Equivalente Acumulada	Tempo de concentração
70		mont. jusant	(m)	(ha)	(ha)	C	n	(ha)	(ha)	(minutos)	
71	área anterior	0	1	0	0	0	0	0	0.00	0	15
72	t1-2	1	2	3305	734	734	0.405267449	1.00	297.47	297.47	72.95184229
73	t2-3	2	3	2000	470.1	1204.1	0.38571502	1.00	181.32	478.7909382	109.8634702
74	t3-4	3	4	1500	250.8	1454.9	0.443232123	1.00	111.16	589.9535545	138.0309309
75	t4-5	4	5	1800	138	1592.9	0.532255238	1.00	73.45	663.4047774	172.1376168
76					1592.9						

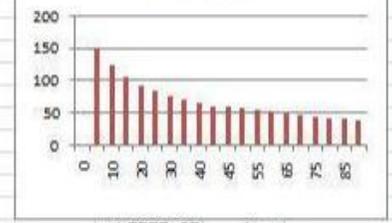
Intensidade Pluviosa (mm/h)	Vazão na seção			nível do terreno		Declividade		m/100m	m/m	m³/s	Trecho área anterior	C Run-off	montante	contribui racional(m³/s)	jusante
	Montante (l/s)	Contribuição (l/s)	Jusante (l/s)	Montante (m)	Jusante (m)	m/100m	m/m								
54.60209744	0.00	45153.55	45153.55	1100	980	3.63	0.04	36.31	45.1536	m3/s	t1-2	0.41	0	18.2846	18.2846
41.5080598	45153.55	20923.49	66077.04	980	960	1.00	0.01	10.00	66.077	m3/s	t2-3	0.39	18.2846	8.06405	26.3487
35.44116136	66077.04	10952.46	77029.49	960	950	0.67	0.01	6.67	77.0295	m3/s	t3-4	0.44	26.3487	4.8506	31.1993
30.33234159	77029.49	6193.69	83223.19	950	940	0.56	0.01	5.56	83.2232	m3/s	t4-5	0.53	31.1993	3.29399	34.4933
Intensidade Pluviosa (mm/h)	Vazão na seção			nível do terreno		Declividade Do terreno		m/100m	m/m	m³/s	Trecho área anterior	C Run-off	montante	contribui racional(m³/s)	jusante
	Montante (l/s)	Contribuição (l/s)	Jusante (l/s)	Montante (m)	Jusante (m)	m/100m	m/m								
72.86596578	0	60256.97195	60256.97195	1100	980	4.00	0.04	40.00	60.257	m3/s	t1-2	0.41	0	24.4007	24.4007
54.51699399	60256.97195	27481.0612	87738.03315	980	960	1.00	0.01	10.00	87.738	m3/s	t2-3	0.39	24.4007	10.5914	34.9921
46.23420095	87738.03315	14287.85099	102025.8841	960	950	0.67	0.01	6.67	102.026	m3/s	t3-4	0.44	34.9921	6.32777	41.3198
39.35690491	102025.8841	8036.459562	110062.3437	950	940	0.56	0.01	5.56	110.062	m3/s	t4-5	0.53	41.3198	4.27403	45.5939
Intensidade Pluviosa (mm/h)	Vazão na seção			nível do terreno		Declividade Do terreno		m/100m	m/m	m³/s	Trecho área anterior	C Run-off	montante	contribui racional(m³/s)	jusante
	Montante (l/s)	Contribuição (l/s)	Jusante (l/s)	Montante (m)	Jusante (m)	m/100m	m/m								
120.0630373	0	99286.88917	99286.88917	1100	980	3.63	0.04	36.31	99.2869	m3/s	t1-2	0.41	0	40.2056	40.2056
91.27092117	99286.88917	46008.07175	145294.9609	980	960	1.00	0.01	10.00	145.295	m3/s	t2-3	0.39	40.2056	17.7318	57.9374
77.9305865	145294.9609	24083.05073	169378.0117	960	950	0.67	0.01	6.67	169.378	m3/s	t3-4	0.44	57.9374	10.6658	68.6032
66.69694443	169378.0117	13619.14251	182997.1542	950	940	0.56	0.01	5.56	182.997	m3/s	t4-5	0.53	68.6032	7.24307	75.8463

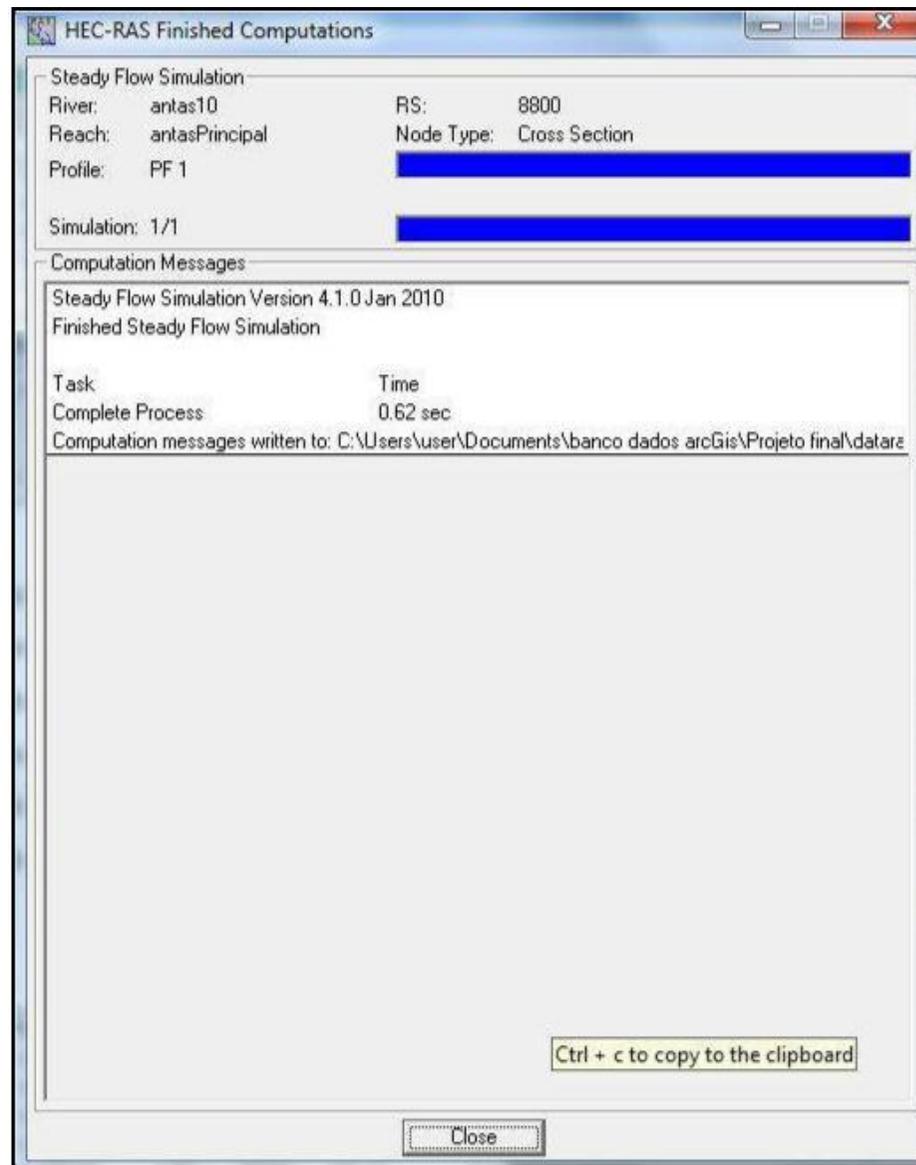
MODELO PARA DETERMINAÇÃO DE TEMPO DE CONCENTRAÇÃO IDEAL PARA BACIA.									
Vazão peren 1.3									
EQ.1 CHUVAS									
Vazão do escoamento superficial (m³/s)									
Volume do escoamento superficial (m³)									
TEMPO	km²	tc	Altura de chuva	Vazão do rio	Vazão do escoamento básico				
Intervalo (h)	Intervalo	Tempo (min)	mm/h						
0	0	0	21.4776	0	0	1.3	1.3	0	0
0.083333	0.08333	5	21.4776	148.314	12.3595	17.54649134	1.3	16.24649134	4873.947401
0.083333	0.16667	10	21.4776	121.925	20.3209	14.65582511	1.3	13.35582511	4006.747533
0.083333	0.25	15	21.4776	104.353	26.0884	12.73100446	1.3	11.43100446	3429.301338
0.083333	0.33333	20	21.4776	91.7142	30.5714	11.34648754	1.3	10.04648754	3013.946263
0.083333	0.41667	25	21.4776	82.1341	34.2226	10.29707267	1.3	8.997072674	2699.121802
0.083333	0.5	30	21.4776	74.5921	37.2961	9.470912934	1.3	8.170912934	2451.27388
0.083333	0.58333	35	21.4776	68.4815	39.9475	8.801542194	1.3	7.501542194	2250.462658
0.083333	0.66667	40	21.4776	63.4175	42.2783	8.246831706	1.3	6.946831706	0
0.165833	0.74917	44.95	21.4776	59.1835	44.3383	7.783030047	1.3	6.483030047	3870.368938
0.000833	0.75	45	21.4776	59.144		7.77670814	1.3	6.47870814	19.43612442
0.083333	0.83333	50	21.4776	55.4832		7.377700205	1.3	6.077700205	1823.310061
0.083333	0.91667	55	21.4776	52.3077		7.029852945	1.3	5.729852945	1718.955883
0.083333	1	60	21.4776	49.5237		6.724887728	1.3	5.424887728	1627.466318
0.083333	1.08333	65	21.4776	47.0604		6.455056346	1.3	5.155056346	1546.516904
0.083333	1.16667	70	21.4776	44.8635		6.214400791	1.3	4.914400791	1474.320237
0.083333	1.25	75	21.4776	42.8903		5.998259311	1.3	4.698259311	1409.477973
0.083333	1.33333	80	21.4776	41.1072		5.802931585	1.3	4.502931585	1350.879476
0.083333	1.41667	85	21.4776	39.4868		5.625435873	1.3	4.325435873	1297.630762
0.083333	1.5	90	21.4776	38.0071		5.463345455	1.3	4.163345455	1249.003637
0.083333	1.58333	95	21.4776	36.6498		5.314661988	1.3	4.014661988	1204.398596
0.083333	1.66667	100	21.4776	35.3997		5.177724434	1.3	3.877724434	1163.31733
0.083333	1.75	105	21.4776	34.2441		5.051140079	1.3	3.751140079	1125.342024
0.083333	1.83333	110	21.4776	33.1723		4.933731915	1.3	3.633731915	1090.119574
0.083333	1.91667	115	21.4776	32.1751		4.824498021	1.3	3.524498021	1057.349406
			Total =	1284	287.42	166.649777			45752.69412 m³
			Incremento =	0.31322					4.575E+07 litros
			V_{escoado} =	45752.7		m³			
			V_{precipitado} =	1283990		m³			
			C_{runoff} =	0.03563					

VAZÕES APURADAS MODELO:



Altura de chuva h (mm/h)





RESULTADOS NO SIMULADOR HEC-RAS PARA CONDIÇÕES PROPOSTAS.

Cross Section Output

River: antas10 Profile: PF 1
Reach: antasPrincipal RS: 3600 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01 antas10 antasPrincipal RS: 3600 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	1073.11	Element	Left OB	Channel	Right OB
Val Head (m)	0.37	Wt n-Val.	0.36C	3.100	0.050
W.S. Elev (m)	1073.38	Reach Len. (m)	198.81	230.00	199.52
Crit W.S. (m)	1073.38	Flow Area (m2)	0.3C	0.37	0.60
E.G. Slope (m/m)	0.366058	Area (m2)	0.3C	0.37	0.60
Q Total (m3/s)	1.30	Flow (m3/s)	0.3C	0.16	0.51
Top Width (m)	16.39	Top Width (m)	7.5C	4.12	8.07
Vel Total (m/s)	0.79	Avg Vel (m/s)	0.91	0.16	0.91
Max Chl Dpth (m)	0.38	Hydr. Depth (m)	0.07	0.08	0.07
Conv. Total (m3/s)	3.9	Conv. (m3/s)	1.2	0.6	2.1
Length W/d (m)	199.45	Wetted Per. (m)	4.51	4.42	8.08
Min Ch El (m)	1073.30	Shear (N/m2)	47.9C	49.46	47.98
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	4363.3C	0.00	0.00
Fri Fr Loss (m)	5.29	Cum Volume (1000 m3)	127.8C	50.10	70.92
C & E Loss (m)	0.31	Cum SA (1000 m2)	198.0C	72.96	149.40

Errors, Warnings and Notes

Warning: The energy equation could not be balanced within the specified number of iterations. The program used critical depth for the water surface and continued on with the calculations.

Warning: The conveyance ratio (upstream conveyance divided by downstream conveyance) is less than 0.7 or greater than 1.4. This may indicate the need for additional cross sections.

Warning: The energy loss was greater than 1.0 ft (0.3 m) between the current and previous cross section. This may indicate the need for additional cross sections.

Select River Station

Cross Section Output

River: antas10 Profile: PF 1
Reach: antasPrincipal RS: 5200 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01 antas10 antasPrincipal RS: 5200 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	1022.62	Element	Left OB	Channel	Right OB
Val Head (m)	0.07	Wt n-Val.	3.050	3.100	0.050
W.S. Elev (m)	1022.54	Reach Len. (m)	230.04	230.00	190.02
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	14.74	3.21	2.07
E.G. Slope (m/m)	0.010237	Area (m2)	14.74	3.21	2.07
Q Total (m3/s)	23.00	Flow (m3/s)	18.57	2.17	2.26
Top Width (m)	41.02	Top Width (m)	23.96	5.90	5.15
Vel Total (m/s)	1.15	Avg Vel (m/s)	1.26	0.67	1.09
Max Chl Dpth (m)	0.54	Hydr. Depth (m)	0.49	0.54	0.40
Conv. Total (m3/s)	777.4	Conv. (m3/s)	184.5	21.4	77.4
Length W/d (m)	211.48	Wetted Per. (m)	24.99	5.98	5.21
Min Ch El (m)	1022.00	Shear (N/m2)	49.33	54.65	39.51
Alpha	1.09	Stream Power (N/m s)	14353.36	0.00	0.00
Fri Fr Loss (m)	3.00	Cum Volume (1000 m3)	112.17	45.13	53.44
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	156.96	56.26	88.55

Errors, Warnings and Notes

Warning: The conveyance ratio (upstream conveyance divided by downstream conveyance) is less than 0.7 or greater than 1.4. This may indicate the need for additional cross sections.

Warning: The energy loss was greater than 1.0 ft (0.3 m) between the current and previous cross section. This may indicate the need for additional cross sections.

Select River Station

