



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento

**ANÁLISE DE CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DE VAZÃO DE RESTRIÇÃO
PARA O CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO. ESTUDO
DE CASO: BACIA HIDROGRÁFICA DO RIACHO DO SAPO, MACEIÓ-AL**

Dissertação de Mestrado

Gustavo José Rocha Peplau

Maceió
2013

Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento

**ANÁLISE DE CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DE VAZÃO DE RESTRIÇÃO
PARA O CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO. ESTUDO
DE CASO: BACIA HIDROGRÁFICA DO RIACHO DO SAPO, MACEIÓ-AL**

GUSTAVO JOSÉ ROCHA PEPLAU

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento.

Orientador: Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves

Maceió
2013

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecário Responsável: Valter dos Santos Andrade

P422a Peplau, Gustavo José Rocha.

Análise de critérios para definição de vazão de restrição para o controle do escoamento superficial urbano. Estudo de caso: Bacia hidrográfica do Riacho do Sapo, Maceió-AL / Gustavo José da Rocha Peplau. - 2014.
ix, 115 f. : il.

Orientador: Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves.

Dissertação (mestrado em Engenharia Civil: Recursos Hídricos e Saneamento) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2014.

Bibliografia: f. 106-115.

1. Drenagem urbana. 2. Escoamento superficial. 3. Escoamento urbano – Estudo de Casos. 4. Bacia Hidrográfica do Riacho do Sapo – Maceió (AL). I. Título.

CDU: 556.16





**ANÁLISE DE CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DE VAZÃO DE RESTRIÇÃO PARA O
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO. ESTUDO DE CASO: BACIA
HIDROGRÁFICA DO RIACHO DO SAPO, MACEIÓ-AL**

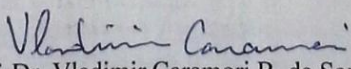
GUSTAVO JOSÉ ROCHA PEPLAU

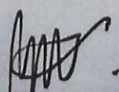
Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 15 de março do ano de 2013.

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Marllus Gustavo F. P. das Neves
(Orientador/PPGRHS/ UFAL)


Prof. Dr. Christopher Freire Souza
(PPGRHS/UFAL)


Prof. Dr. Vladimir Caramori B. de Souza
(PPGRHS/UFAL)


Prof. Dr. Márcio Benedito Baptista
(UFMG)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus.

À minha família, em especial à minha mãe, Graça Maria Rocha, pela luta, pelo incentivo ao estudo, pelo amor e compreensão em todos os momentos de minha vida e aos meus irmãos, Guilherme e Getúlio pelo exemplo, companheirismo e por toda amizade.

À minha querida esposa, Juliana Lyra Peplau, por todo amor, incentivo, ajuda, compreensão e por acreditar em mim, mesmo quando eu mesmo não acredito.

Ao meu orientador e amigo, professor Marllus Neves, por todos os ensinamentos, pelo incentivo para ingresso no programa, pela grande paciência, compreensão e pela força no trabalho.

À minha nova família, em especial a Romeu Lyra, Maria das Graças, Roberta Eulália, Sandra Christina, Felipe e Telma Lyra, por me acolherem e por todo incentivo nessa minha caminhada.

Aos amigos de turma Wilson Francisco, Norma Cândida, Fernanda Baracho, José Aparecido, Mateus Kuhn e Marcius Lima que sempre colaboraram para o meu aprendizado.

Aos demais professores do programa, por todos os ensinamentos repassados e pela compreensão nos momentos em que o serviço me chamou, principalmente na enchente ocorrida em 2010.

Aos alunos da graduação D'Angellis, Altair Barros, Diogo Henrique e aos demais alunos que contribuíram nesse estudo.

Aos amigos do Corpo de Bombeiros de Alagoas, pelo incentivo e por todos os momentos vivenciados nessa nobre missão.

Em especial, a sociedade Brasileira, por manter toda essa estrutura de ensino superior no país, muito embora muitos nem se atentem para esse fato.

Enfim, a todos que de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

No Brasil, a necessidade de estabelecer regulamentação para minimizar os alagamentos em bacias hidrográficas urbanas originou diversas iniciativas para controle do escoamento superficial. Um exemplo é o uso da vazão específica de restrição (valor máximo de vazão que uma área pode gerar após a ocupação, por unidade de área). Este trabalho propõe a capacidade máxima de cursos d'água urbanos como referência para a sua definição e realiza uma análise do método racional quando usado o mesmo propósito e com o cenário de pré-urbanização. Foram realizadas três fases principais: aplicação do modelo SWMM em uma bacia urbana (modelagem), simulação do cenário atual de uso do solo para descobrir capacidades máximas e a apreciação do Método Racional quando aplicado à cidade de Maceió. Os valores obtidos de vazão de restrição e de coeficiente de escoamento, ambos para o cenário atual quanto para o de pré-urbanização, foram comparados com aqueles alcançados para a cidade de Porto Alegre-RS. Para o método racional, verificou-se que deve haver um cuidado na adoção do valor do coeficiente de escoamento para a vazão específica de restrição de pré-urbanização, pois os valores obtidos mostraram-se restritivos para a adoção em sistemas de drenagem já consolidados. Por fim, a adoção de uma vazão específica a partir da capacidade do sistema de drenagem mostrou-se uma opção plausível, particularmente em bacias urbanas com curso d'água principal canalizado e cenário atual de uso do solo comercial e residencial bem consolidado.

Palavras-chave: Drenagem Urbana, Controle de escoamento superficial, SWMM.

ABSTRACT

In Brazil, the need to establish regulations to minimize flooding in urban catchments led several initiatives to control the generation of the surface runoff. An example is the specific discharge for restriction (maximum value an area can generate after the occupation, per unit area). This dissertation proposes the capacity of urban watercourses as reference for its definition and also it performs an analysis of the rational method when used for the same purpose at a pre-urban scenario. There were three main steps: application of the SWMM model at an urban catchment (modeling), simulation of the current land use scenario to find maximum capacities and the assessment of the rational method when applied in Maceió, Alagoas, Brasil. The values of discharge for restriction and runoff coefficient, both at current and pre-urban scenario, was compared to that reached for Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. For the rational method, one should be careful with the adoption of the runoff coefficient value for pre-urban scenario; the values were considered restrictive for adoption in drainage systems already established. Finally, the adoption of a specific discharge for restriction from drainage system capacity at an urban catchment was considered a likely option, particularly in catchments with lined main watercourse and current land use scenario residential and commercial well established.

Key words: Urban drainage, Runoff control, SWMM.

SUMARIO

RESUMO	II
ABSTRACT	III
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS	IX
1. INTRODUÇÃO	2
1.1 JUSTIFICATIVA.....	2
1.2 OBJETIVOS.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 CONTROLE NA DRENAGEM URBANA.....	4
2.1.1 Generalidades.....	4
2.1.2 O controle de inundações urbanas no Brasil.....	5
2.1.3 Controle por vazão específica de Pré-Urbanização.....	9
2.1.4 As bases do método da vazão específica de pré-urbanização adotada em Porto Alegre.....	9
2.2 MODELAGEM DE BACIAS URBANAS.....	12
2.2.1 Modelos para bacias urbanas: uso e características básicas.....	12
2.2.2 Classificação dos modelos para bacias urbanas.....	16
2.2.3 Métodos para o módulo bacia: determinação do escoamento superficial.....	18
2.2.4 Métodos para uso no módulo rede: modelos hidrodinâmicos.....	20
2.2.5 Calibração de modelos.....	21
2.3 MODELO SWMM.....	22
2.3.1 Generalidades.....	22
2.3.2 Módulo Bacia (Runoff).....	23
2.3.3 Módulo Rede.....	26
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	28
4. MATERIAIS E MÉTODOS	30
4.1 MATERIAIS.....	30
4.1.1 Dados de caracterização física.....	30
4.1.2 Dados hidrológicos.....	31
4.1.3 Programas empregados.....	31
4.1.4 Materiais diversos.....	31
4.2 MÉTODOS.....	32
4.2.1 Modelagem hidrológico-hidrodinâmica.....	34
4.2.2 Simulação para restrição de vazão pela capacidade do canal.....	52
4.2.3 Método racional para vazão de pré-urbanização aplicada à cidade de Maceió.....	60
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	65
5.1 MODELAGEM HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICA.....	65
5.1.1 Nós, condutos e sub-bacias: Características e Parametrização.....	65
5.1.2 Equipamentos instalados, eventos escolhidos e medições de vazão.....	74
5.1.3 Calibração do modelo.....	76
5.2 RESTRIÇÃO DE VAZÃO PELA CAPACIDADE DO CANAL.....	83
5.2.1 Simulação dos cenários.....	83
5.2.2..... Vazões específicas e coeficientes de escoamento a partir das simulações.....	94
5.2.3 Coeficiente de escoamento para controle de inundações pela capacidade do canal para as áreas loteadas.....	96

5.3	MÉTODO RACIONAL PARA VAZÃO DE PRÉ-URBANIZAÇÃO	97
5.3.1	Comparação dos métodos de determinação da vazão de restrição específica pela vazão de pré-urbanização e pela capacidade do canal	97
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	106
6.1	CONCLUSÕES	106
6.2	RECOMENDAÇÕES	108
	REFERÊNCIAS	110

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Visão global dos processos em um modelo para bacias urbanas	15
Figura 2.2. Integração entre camadas em uma simulação de bacia urbana.....	16
Figura 2.3. Modelo de reservatório não linear.....	25
Figura 3.1. Localização da bacia do sapo em relação à Bacia do Reginaldo	28
Figura 3.2. Mosaico com fotos ao longo da Bacia do Riacho do Sapo	29
Figura 4.1. Fluxograma de desenvolvimento da fase 01	32
Figura 4.2. Fluxograma de desenvolvimento da fase 02	33
Figura 4.3. Ilustração da fragmentação em condutos fechados e abertos.....	34
Figura 4.4. Levantamento de seções dos condutos abertos	35
Figura 4.5. Levantamento da forma de condutos fechados.....	35
Figura 4.6. Marco Georreferenciado M-008A	36
Figura 4.7. Característica do relevo da bacia do Riacho do Sapo	37
Figura 4.8. Exemplo de divisor topográfico utilizado na discretização	38
Figura 4.9. Parte do mapa elaborado com a Microdrenagem verificada na bacia	38
Figura 4.10. Classificação pedológica dos solos da bacia do Riacho do Sapo.....	39
Figura 4.11. Mapa de uso e ocupação do solo atual da bacia do Riacho do Sapo.....	41
Figura 4.12. Mosaico com fotografias para elaboração do n de Manning.....	42
Figura 4.13. Propriedades geométricas da seção do conduto 39.....	43
Figura 4.14. Exemplo da sobreposição feita para cálculo do CN	44
Figura 4.15. Representação da sub-bacia pelo SWMM. Esquerda Manual do usuário (1992) e Direita Manual de aplicações (2009).....	46
Figura 4.16. Medição de vazão com o molinete	49
Figura 0.1. Localização da estação pluviométrica instalada.....	50
Figura 4.18. Localização da estação fluviométrica instalada	51
Figura 4.19. Distribuição temporal da chuva de projeto para tempo de retorno de 25 anos	55
Figura 4.20. Série inserida no modelo SWMM para a chuva de projeto com o tempo de retorno de 25 anos.....	55
Figura 4.21. Exemplo de áreas de contribuição para transbordamento.....	56
Figura 4.22. Parcelamento adotado para obtenção do coeficiente de escoamento máximo nas áreas loteadas.....	59
Figura 4.23. Duração da precipitação em função da área e da declividade do terreno	62
Figura 5.1. Perfil Longitudinal do Riacho do Sapo produzido no SWMM.....	65
Figura 5.2. Exemplo das variações de formas das seções encontradas no canal.....	66
Figura 5.3. Parte do canal do riacho do Sapo com presença de vegetação	67
Figura 5.4. Tipos de revestimento encontrados ao longo do canal para a composição do n de Manning.....	68
Figura 5.5. Abertura encontrada no conduto 020 revelando acúmulo de sedimentos	69
Figura 5.6. Obstruções encontradas no conduto 045.....	70
Figura 5.7. Bacia do Riacho do Sapo discretizada	70
Figura 5.8. Precipitações médias mensais: dados do posto Jacarecica da SEMARH	74
Figura 5.9. Cotagrama observado - 13/07/2012.....	75
Figura 5.10. Cotagrama observado - 26/07/2012.....	75
Figura 5.11. Cotagrama observado - 27/08/2012.....	75
Figura 5.12. Cotagramas observado e simulado sem calibração para o evento - 13/07/2012.....	77
Figura 5.13. Cotagramas observado e simulado sem calibração para o evento - 26/07/2012.....	78
Figura 5.14. Cotagramas observado e simulado sem calibração para o evento - 26/07/2012.....	79
Figura 5.15. Cotagramas observado, simulado sem calibração, simulado com calibração individual e a calibração final para o evento - 13/07/2012	80

Figura 0.2. Cotagramas observados e simulados (sem calibração, com calibração individual e com parâmetros médios).....	80
Figura 0.3. Cotagramas observados e simulados (sem calibração, com calibração individual e com parâmetros médios).....	81
Figura 5.18. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 10$ anos	84
Figura 5.19. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 25$ anos	84
Figura 5.20. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 50$ anos	84
Figura 5.21. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante baixo.....	85
Figura 5.22. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante médio	85
Figura 5.23. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante alta	86
Figura 0.4. Evento observado por Pimentel que estimou a vazão de $15,24 \text{ m}^3/\text{s}$	87
Figura 5.25. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 10 anos	87
Figura 5.26. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 25 anos	87
Figura 0.5. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 50 anos.....	88
Figura 5.28. Perfil topográfico dos pontos utilizados na criação dos cotagramas observados na figura 5.29.....	88
Figura 5.29. Cotagramas simulados para os pontos apresentados na figura 5.28 no cenário mais severo do estudo CA50A	89
Figura 5.30. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó 12_(Ex_Sub02) para o cenário CA10B	90
Figura 5.31. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó 20 para o cenário CA10B.....	90
Figura 5.32. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó Ex-8 para o cenário CA10B	91
Figura 5.33. Inundações registradas as margens do Nó 20 nos anos de 2009 e 2011	92
Figura 5.34. Estrangulamentos observados nos pontos Nó_12_(Ex_sub02) e Nó_20	94
Figura 5.35. Diminuição da seção observada no ponto Ex-8.	94
Figura 5.36. Coeficientes de escoamento para a condição de pré-urbanização da cidade de Maceió.....	98
Figura 5.37. Profundidades máximas encontradas para as restrições observadas pelo estudo.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Síntese da legislação brasileira que trata sobre controle na drenagem urbana	7
Tabela 2.2. Vazões pré-urbanização e seus múltiplos utilizados por Tassi (2002)	11
Tabela 4.1. Enquadramento das classes de solo nos grupos hidrológicos do solo	39
Tabela 4.2. Dados de entrada dos condutos no SWMM	41
Tabela 4.3. Dados de entrada por bacia no SWMM	43
Tabela 0.1. Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas	45
Tabela 0.2. Coeficiente de rugosidade de Manning por tipologia de superfície	48
Tabela 4.6. Coeficiente de rugosidade de Manning por tipo de ocupação	48
Tabela 4.7. Cenários de simulação adotados para o estudo	53
Tabela 4.8. Valores de α e β	54
Tabela 4.9. Valores de coeficientes médio de escoamento por tipo de pavimento	59
Tabela 4.10. Valores de CN adotados para determinação do valor de C em Maceió	61
Tabela 0.3. Áreas e comprimentos de escoamento superficial estudados para Maceió	62
Tabela 5.1. Coeficientes de rugosidades de Manning para cada conduto com os fatores de incrementação observados	67
Tabela 0.4. Uso e ocupação do solo da bacia do Riacho do Sapo no ano de 2010	71
Tabela 5.3. Parâmetros de entrada das sub-bacias no modelo SWMM sem realizar a calibração	73
Tabela 5.4. Comparação entre os níveis observados e calculados em regime permanente	76
Tabela 5.5. Resumo das verificações de qualidade do modelo para os eventos sem realizar calibração	79
Tabela 5.6. Parâmetros de entrada das sub-bacias no modelo SWMM com a calibração.	82
Tabela 0.5. Vazões de pico para os tempos de retorno dos cenários	83
Tabela 5.8. Vazões de pico no exutório para os tempos de retorno e condições de contorno	86
Tabela 5.9. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 10 anos de tempo de retorno	91
Tabela 5.10. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 25 anos de tempo de retorno	92
Tabela 0.6. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 50 anos de tempo de retorno	93
Tabela 5.12. Vazões específicas simuladas para os tempos de retorno adotados no estudo	95
Tabela 5.13. Coeficientes máximos de escoamento para evitar transbordamentos do canal nos tempos de retorno adotados no estudo	96
Tabela 0.7. Coeficientes máximos de escoamento para área total, áreas loteadas com vias na situação atual e áreas loteadas com todas as vias asfaltadas	97
Tabela 0.8. Coeficientes de escoamento encontrados no estudo juntamente com o adotado para restrição em Porto Alegre	100
Tabela 0.9. Vazões de restrição específica resultantes da aplicação do método racional em Maceió para os tipos de solo SCS	100
Tabela 5.17. Vazões de restrição encontrados pelo estudo juntamente com a adotada em Porto Alegre	102
Tabela 5.18. Vazões em m^3/s para as sub-bacias do estudo para cada uma das restrições encontradas pelo método racional.	103

LISTA DE ABREVIATURAS

SWMM	Storm Water Management Model
OMM	Organização Meteorológica Mundial
PURAE	Programa de Conservação e Uso Racional de Água nas Edificações
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais
PDDUA	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental
SCS	Soil Conservation Service
CN	Curve Number
WSUD	Water-sensitive urban design
SCE	Shuffled Complex Evolution
EPA	Environmental Protection Agency
UTM	Universal Transversa de Mercator
SAD	South American Datum
FAPEAL	Fundação de Amparo a Pesquisa de Alagoas
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
GPS	Global Positioning System
MODCEL	Modelo de Células de Escoamento

1. INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

A necessidade de se estabelecer uma regulação no Brasil para, pelo menos, minimizar os alagamentos em bacias hidrográficas urbanas é evidente. Neste sentido, existem iniciativas para se atingir este objetivo, que perpassam por projetos de medidas estruturais e não estruturais em sua maior parte, e por propostas de regulação através de valores de vazões de restrição.

Um caso interessante no Brasil, de estipulação de valores de vazão de restrição específica, inclusive na forma da Lei, foi adotado na cidade de Porto Alegre – RS. Segundo o decreto municipal 15.371 de 17 de novembro de 2006, toda ocupação que resulte em superfície impermeável não pode gerar mais escoamento superficial do que era gerado na condição de pré-urbanização ou pré-ocupação, ou seja, antes da existência da cidade.

Do ponto de vista de projeto, estabeleceu-se que seria interessante ter um valor único na cidade citada (20,8 l/(s.ha)), obtido de forma simples, que facilitasse para o empreendedor a adoção de alguma medida de controle, tal como um microrreservatório de detenção, pavimentos permeáveis, valas de infiltração, ou quaisquer outras medidas que, isoladas ou combinadas, fornecessem o preconizado na Lei municipal.

A idéia é interessante, mas gera logicamente discussões acerca de sua aplicabilidade, haja vista que o valor de 20,8 l/(s.ha) pode ser restritivo demais, ou baseado em uma metodologia simplificada demais, visto que o valor foi encontrado com emprego do método racional.

Dessa forma, nesta dissertação, procurou-se contribuir com o assunto, de maneira que não somente fosse aplicado o método Racional de obtenção da vazão de restrição específica em outra região do Brasil, mas também fossem discutidos valores de restrição a partir das condições atuais de escoamento de uma bacia urbana. No caso em estudo, a bacia do Riacho do Sapo, em Maceió – AL.

As atuais condições de escoamento neste estudo foram verificadas através da capacidade do canal do Riacho do Sapo e do escoamento superficial nas 18 sub-bacias da discretização adotada para a bacia. Para que isto fosse possível,

foram necessárias várias atividades na bacia em estudo, dentre elas: levantamento topográfico detalhado de todo o canal do riacho do Sapo para fins de modelagem hidrodinâmica com um modelo chuva-vazão e de transporte em canais (SWMM), elaboração do mapa de uso e ocupação do solo recente da área, detalhamento do coeficiente de rugosidade do canal e instalação de estações de monitoramento de precipitação e níveis.

Pretende-se desta forma contribuir para a discussão na adoção de uma regulação em drenagem urbana e também para o futuro Plano Municipal de Saneamento da Cidade de Maceió.

1.2 OBJETIVOS

Objetivo geral

Propor o uso da capacidade máxima de escoamento de cursos d'água urbanos como referência para a definição da vazão específica de restrição no controle da geração de escoamento superficial em bacias hidrográficas urbanas.

Objetivos específicos

- Determinar as características físicas de uma bacia hidrográfica urbanizada, a partir de levantamentos topográficos e técnicas de geoprocessamento;
- Aplicar o modelo hidrológico-hidrodinâmico SWMM na bacia hidrográfica escolhida (Bacia do Riacho do Sapo em Maceió – AL.);
- Montar uma estrutura de monitoramento de dados na bacia hidrográfica destinada à calibração da modelagem hidrológica-hidrodinâmica;
- Identificar valores de restrição à geração de escoamento superficial a partir da capacidade máxima do canal nas condições atuais de ocupação, condições de escoamento e em função de outras variáveis como tempo de retorno da precipitação e nível de jusante na foz do Riacho do Sapo definidos;
- Discutir sobre a adoção do valor da vazão específica de pré-urbanização obtida pelo método racional como parâmetro de restrição a geração do escoamento superficial urbano, analisado, sobretudo frente às condições atuais bacia do riacho do Sapo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONTROLE NA DRENAGEM URBANA

2.1.1 *Generalidades*

As inundações nas cidades acontecem decorrentes dos eventos hidrológicos e áreas ocupadas sem critérios para o seu uso e sua ocupação definidos com base nos riscos de inundações. Os danos decorrentes dessas inundações não se limitam aos prejuízos materiais, chegando muitas vezes, a causar prejuízo à saúde da população envolvida.

Côrtez (2009) associa diferentes impactos à magnitude dos eventos hidrológicos ocorridos. Pequenos eventos geram impactos de menor intensidade que incluem, principalmente, problemas relacionados à saúde da população atingida. Eventos de intensidade moderada possuem uma frequência menor, mas atingem maiores áreas, podendo haver interrupção temporária dos sistemas de transporte e das atividades urbanas. Eventos de maior intensidade causam os maiores danos resultando em grandes impactos na economia urbana.

Para Tucci (1993), é ingenuidade do homem imaginar que poderá controlar totalmente as inundações. As medidas de controle sempre visam minimizar os efeitos indesejáveis das inundações. Tais medidas incluem obras de engenharia, e medidas administrativas, sociais e econômicas.

As ações para minimização de danos e/ou prevenção de inundações podem ser classificadas como medidas estruturais e não estruturais. As medidas estruturais caracterizam-se pela construção de obras hidráulicas destinadas a reter, confinar ou escoar mais rapidamente o volume de enchente. Em contraponto, as medidas não-estruturais, como o próprio nome indica, não utilizam de estruturas que alterem o regime de escoamento, sendo estas basicamente normativas (MINATA, 2006).

Segundo Tucci (1993), as medidas estruturais buscam a modificação do sistema fluvial da bacia evitando prejuízos decorrentes das enchentes. Ele as classifica como extensivas ou intensivas. As primeiras agem no contexto da bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão. Um exemplo é a alteração da cobertura do solo visando à redução do pico de enchente. Já as

medidas intensivas atuam diretamente sobre a rede de drenagem, acelerando, retardando e/ou desviando o escoamento.

Silveira (2002) destaca que medidas estruturais não são projetadas para dar uma proteção completa ao sistema, pois se assim o fosse, exigiria um dimensionamento contra a maior enchente possível, o que é física e economicamente inviável na maioria das situações.

Ao contrário das medidas estruturais, as medidas não estruturais procuram reduzir os impactos sem modificar o risco das enchentes naturais. Essas medidas visam reverter o risco ampliado pela interferência antrópica ao risco natural sempre existente nas bacias (SILVEIRA, 2002).

O conceito de medidas não estruturais de proteção de enchente refere-se a medidas de proteção e métodos de minimização dos riscos das enchentes definidas por providências legais e planejamento físico das áreas afetadas, cuja ênfase está na gestão da bacia. Essas medidas envolvem leis e regulamentos visando a minimização dos riscos, planejamento para o desenvolvimento e uso das áreas sujeitas à inundação, sistema de alerta de enchentes, zoneamento de áreas de inundação entre outras ações. (ALVES, 2005).

O intuito das medidas não-estruturais é de reduzir os danos a saúde da população e as perdas econômicas causadas pelas inundações, por meio de ações administrativas. Zahed Filho (2006) relata que a inexistência do suporte de medidas de controle não-estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos.

Tucci (1999) menciona que a integração entre medidas preventivas (não-estruturais) e soluções estruturais deve ser compatível com o controle do desenvolvimento urbano, considerando a bacia como um todo e não trechos isolados dela.

2.1.2 O controle de inundações urbanas no Brasil

Segundo Tucci (2008), no que tange ao controle das águas pluviais, grande parte do Brasil está na fase higienista, resultando na falta de tratamento de esgoto, transferência de inundação e falta de controle dos resíduos sólidos. Podemos dizer que o contexto brasileiro não permite enquadrar o país na abordagem adotada na aplicação de medidas compensatórias ou na definida

como ambiental, apesar de existirem iniciativas no país. Planos Diretores de Drenagem Urbana, Planos Municipais de Saneamento Ambiental com ações de renaturalização de córregos, Decretos impondo o controle do escoamento superficial e Regulamentações de taxas de drenagem já são aplicadas em algumas cidades brasileiras com vistas à diminuição do efeito da urbanização no escoamento superficial.

Isto decorre de diversos motivos, desde o âmbito financeiro até o institucional. O manejo de águas pluviais urbanas com abordagens que reintegrem o curso d'água ao convívio urbano, que aproveitem a precipitação pluvial para usos menos nobres, que previnam alagamentos com medidas não estruturais preferencialmente, que ataquem a produção de sedimentos em bacias urbanas e a poluição difusa, ainda parecem ser, sendo bem otimista, de uma aplicação restrita a espaços que ainda serão ocupados, como por exemplo, novos condomínios situados em regiões periféricas das cidades.

Segundo Cruz et al. (2007), experiências de adoção de medidas de controle na fonte através de instrumentos legais, ocorrem em algumas cidades brasileiras. O gerenciamento da drenagem urbana na maioria dos municípios é realizado pelas secretarias de obras e apresenta-se desvinculado das ações planejadas para os demais setores relacionados, como o fornecimento de água e as coletas de esgoto e resíduos sólidos. Existem serviços de drenagem urbana em quase todos os municípios brasileiros, mas não há regulamentação destes serviços em mais de dois terços destas cidades. Segundo os autores, esta carência de instrumentos pode ser vista no fato de que os Planos Diretores de Desenvolvimento dos poucos municípios que possuem, se concentrarem apenas em aspectos urbanísticos e arquitetônicos.

O processo de gerenciamento da drenagem urbana deve ser iniciado pelo Plano Diretor de Águas Pluviais, sendo que seu desenvolvimento deve concentrar esforços na proposição adequada de medidas de controle não-estruturais e estruturais. A implementação destas medidas, definidas pelo plano, deve ser efetivada por decretos ou outros instrumentos legais vinculados ao Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano do município. Na tabela 2.1 são apresentadas algumas iniciativas de cidades brasileiras na elaboração de instrumentos legais de gerenciamento da drenagem urbana.

Tabela 2.1. Síntese da legislação brasileira que trata sobre controle na drenagem urbana

Cidade/Estado	Ano	Contexto	Observações
Belo Horizonte – MG	1996	Plano de Desenvolvimento Urbano	Prevê a possibilidade de impermeabilização total de áreas desde que compensada com a implantação de reservatórios na proporção de 30 litros por metro quadrado de área impermeabilizada.
Santo André – SP	1997	Lei Municipal nº 7.606/97	Estabelece e regulamenta a cobrança de taxa correspondente ao volume lançado no sistema de coleta de pluviais e considerou os valores mensais médios de custo de operação do sistema para a cidade. O volume lançado é determinado em função do índice pluviométrico médio mensal, de um coeficiente de impermeabilização e da área coberta do imóvel.
Niterói – RJ	1997	Lei Municipal nº 1.620/97	Apresenta no seu Artigo 19 o limite para a taxa de impermeabilização em 90% para a Zona Urbana, dispensando desta limitação as edificações que apresentarem soluções de acumulação e/ou aproveitamento de águas pluviais.
Porto Alegre – RS	1999	Lei Complementar n.º434	Prevê o uso de reservatórios de retenção em zonas identificadas como problemáticas quanto à drenagem urbana. Estabelece que os empreendimentos de parcelamento do solo deverão ter na sua concepção a permanência das condições hidrológicas originais da bacia, através de alternativas de amortecimento da vazão pluvial.
Guarulhos – SP	2000	Código de Obras de Guarulhos (Lei 5617/2000)	Prevê a obrigatoriedade do uso de reservatórios de retenção das águas pluviais para imóveis com área superior a um hectare, com a possibilidade de reutilização destas águas para rega de jardins, lavagens de passeio e para fins industriais adequados.
São Paulo – SP	2001	Modificação na Lei Municipal nº 11.228/92 (Código de Obras e Edificações)	Modificação sugerida pelo Conselho de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável destinando espaço para reserva de águas pluviais, propondo formulações para o cálculo dos volumes de controle e manutenção de parcelas permeáveis nos lotes urbanos em 15%.

São Paulo – SP	2002	Lei Municipal nº 13.276/02 regulamentada pelo decreto 41.814 no mesmo ano	Estabelece como 500 m ² de área impermeabilizada, o limite inferior para a exigência de reservatório nos lotes e a manutenção de 30% das áreas de estacionamentos com piso drenante ou naturalmente permeável, além de apresentarem a formulação para o cálculo do volume a reservar.
Curitiba – PR	2003	Lei Municipal nº 10.785/03 Programa de conservação e uso racional da água nas edificações	No Artigo 7 existe a determinação de captação da água da chuva em cisternas para usos não nobres, como rega de jardins e hortas, lavagem de roupas e veículos, lavagem de vidros e pisos.
Rio de Janeiro – RJ	2004	Decreto Municipal nº 23.940/04	Condiciona a regularização de imóveis com liberação de carta de habitação à construção de reservatórios de detenção das águas pluviais, para edificações com área impermeabilizada superior a 500m ² ou prédios com mais de 50 apartamentos. Além disso, prevê-se que 30% das áreas para estacionamentos comerciais tenham piso drenante ou naturalmente permeável.
Guarulhos – SP	2004	Lei 6.046 Código de Edificações e Licenciamento Urbano. (revogou a lei 5617/2000)	As águas pluviais que escoam nos limites das propriedades não poderão aumentar as vazões do sistema de drenagem acima das condições naturais. Para área de terreno superior a 5.000m ² , deverão constar a indicação do lançamento das águas pluviais e a localização do reservatório de detenção para avaliação das interferências com a rede pública de drenagem.
Porto Alegre – RS	2006	Decreto 15.371 de Nov. de 2006.	Prevê a obrigatoriedade do controle das vazões geradas excedentes à condição de pré-ocupação da área. Estabelece uma vazão limite para a contribuição do lote ao sistema de drenagem público.

Fonte: Adaptado de Cruz et al., 2007

2.1.3 Controle por vazão específica de Pré-Urbanização

O controle por vazão específica de pré-urbanização ocorre no caso da cidade de Porto Alegre – RS. Segundo Cruz et al. (2007), o plano diretor de desenvolvimento urbano e ambiental de 1999 lançou as bases para a determinação da vazão de restrição na cidade, mais especificamente os artigos 97 e 135 da Lei Complementar n.º434 que institui o plano. Logo em seguida, iniciou-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDrU em um convênio da prefeitura com o Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS).

Com base nas diretrizes do PDDrU, foram elaborados projetos para implantação de reservatórios de amortecimento nas bacias estudadas. No entanto, uma forte resistência é encontrada para o início das obras, principalmente por parte da população local, uma vez que a maioria das áreas propostas para as bacias de amortecimento são praças com uso consolidado (CRUZ *et al.*, 2007).

Em 17 de Novembro de 2006, foi publicado o Decreto Municipal número 15.371, que regulamenta o controle da drenagem urbana em Porto Alegre, completando a solicitação do art. 97 do PDDUA. Ele estabelece em seu artigo 1º que toda ocupação que resulte em impermeabilização de superfície, deverá gerar para a rede pública de águas pluviais uma vazão máxima específica igual a 20,8 l/s/ha. Este decreto veio suprir a necessidade de um embasamento legal para as implantações das medidas de controle que o Departamento de Esgotos Pluviais – DEP vinha realizando junto aos empreendedores, pois desde a publicação do PDDUA, aprovações de novos loteamentos, o DEP negociava caso a caso para aplicar o que versa no art.135 Parágrafo 6 (permanência das condições hidrológicas originais da bacia) do PDDUA.

2.1.4 As bases do método da vazão específica de pré-urbanização adotada em Porto Alegre

O valor de 20,8 l/(s.ha), adotado como vazão de pré-urbanização em Porto Alegre e assim como uma vazão específica de restrição, foi obtido a partir de

algumas considerações e suposições, expostas em duas publicações (TUCCI, 2000 e TUCCI, 2001):

- Bacias de 100 hectares, que segundo o autor representa a área máxima de aplicação do Método Racional;
- Bacias retangulares com cobertura do solo homogênea e com o comprimento L igual ao dobro da largura e escoamento na direção de L;
- Curva IDF do Parque da Redenção, no centro da cidade de Porto Alegre, por ter uma série maior que os outros postos;
- Tempo de retorno de 10 anos;
- Duração de 1h, que segundo o autor, representa bem o tempo de concentração em áreas do tamanho adotado e velocidade média de escoamento de 0,4 m/s;
- Coeficiente de escoamento para o método racional C, obtido a partir da relação Precipitação efetiva sobre Precipitação Total, do método SCS, o que possibilitou sua definição em função do tempo de retorno;
- O valor de C adotado foi de $C_p = 0,15$, onde o subíndice p diz respeito à área permeável. O autor menciona a necessidade de definição de um valor padrão único, sendo este valor intermediário entre os solos do tipo A, B e C do método SCS e compatível com a literatura;
- Os tipos de solo testados foram os do método SCS, mas o valor adotado de C_p foi intermediário entre os mesmos.

O autor cita valores em torno de 16,7 l/(s.ha) para Denver, nos Estados Unidos, para tempo de retorno de 10 anos. Há outros estudos para Porto Alegre que podem fornecer subsídios para a adoção de uma vazão de restrição específica. Tassi e Villanueva (2004), por exemplo, estudaram o efeito da colocação de microrreservatórios de detenção em lotes padrão na macrodrenagem de uma bacia de 9,77 km². Foram simulados lotes distribuídos em toda a bacia, primeiramente lotes de 300 m² e depois de 600 m², sendo mantidas tanto a configuração topográfica da bacia quanto a rede de macrodrenagem. Os microrreservatórios foram dimensionados para liberarem múltiplos da vazão de pré-urbanização (para as condições de Porto Alegre) ($Q_{\text{pré-urb}}$, $2 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$, $3 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$ e $5 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$) e uma análise conjunta da eficiência do controle

do escoamento e dos custos globais de implantação (microrreservatórios e rede de condutos) foi realizada, comparando também duas combinações de tempos de retorno: combinação I (5 anos de tempo de retorno para microdrenagem e microrreservatórios e 10 anos de tempo de retorno para macrodrenagem) e combinação II (10 anos de tempo de retorno para tudo).

Os autores recomendam a combinação de 5 anos de tempo de retorno para o dimensionamento de microrreservatórios e da microdrenagem e 10 anos para a macrodrenagem. Os microrreservatórios podem ser dimensionados para controlar $2 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$, sem perder muita eficiência quando comparada com $Q_{\text{pré-urb}}$. Tassi (2002) mostra os valores de vazão que geraram as conclusões de Tassi e Villanueva (2004), sumarizados na tabela 2.2, juntamente com as vazões específicas obtidas no estudo.

Tabela 2.2. Vazões pré-urbanização e seus múltiplos utilizados por Tassi (2002)

	Área do lote (m ²)	$Q_{\text{pré-urb}}$ (l/s)	$Q_{\text{pré-urb}}$ (l/(s.ha))	$2 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$ (l/(s.ha))
Tr = 5 anos	300	0,25	8,3	16,7
	600	0,35	5,8	11,7
Tr = 10 anos	300	0,42	14,0	28,0
	600	0,68	11,3	22,7

As vazões nos lotes foram obtidas através de simulação hidrológica com um modelo de onda cinemática, sendo utilizado CN = 74 e uma curva IDF do Aeroporto da cidade de Porto Alegre, com duração de 1 hora. Observando a coluna de $2 \cdot Q_{\text{pré-urb}}$, é interessante notar que, para 5 anos de tempo de retorno, os valores de vazão específica de restrição são menores que o valor de 20,8 l/(s.ha) de Tucci (2001). Todavia, os valores para 10 anos de tempo de retorno estão próximos dos valores de Tucci (2001) obtido para uma bacia de 100 ha e outra curva IDF.

Forgiarini et al. (2012) realizaram simulações hidrológicas com o método SCS (software IPHS1) em três microbacias de Porto Alegre para três cenários de controle: Lei (respeitando o decreto da cidade), Pós-controle (dispositivos de controle inseridos em lotes consolidados) e Pré-controle (dispositivos de controle inseridos em lotes novos). Os autores concluíram que os volumes de controle do escoamento pluvial calculados pela legislação sempre foram superiores aos volumes de controle calculados para o pós-controle e para o pré-controle. Eles

creditam este resultado às bases do método de criação da vazão de pré-urbanização listadas anteriormente; adotar 1 hora para o tempo de concentração resulta em uma vazão máxima para os lotes menores muito restritiva, pois tempo de concentração maior para as áreas menores fazem surgir menores vazões máximas e, assim, maiores volumes de controle.

Os autores citam os trabalhos de Tassi (2002) e Tassi e Villanueva (2004) como exemplos da possibilidade de trabalhar com valores maiores de vazão de restrição específica e concluem que há a necessidade de utilizar métodos mais detalhados que o Método Racional para a definição da vazão de restrição.

2.2 MODELAGEM DE BACIAS URBANAS

2.2.1 *Modelos para bacias urbanas: uso e características básicas*

Uso dos modelos

O desenvolvimento urbano tem produzido impactos significativos nas cidades, sendo o sistema de drenagem um dos elementos de infraestrutura onde estes impactos são mais visíveis. Para observar e agir sobre estas perturbações são necessárias informações a respeito desse sistema em análise. Segundo Choi e Ball (2002), a gestão da quantidade e da qualidade do escoamento de águas pluviais das áreas urbanas é uma tarefa complexa, que se tornou uma questão, cada vez mais, importante para as comunidades urbanas. Os impactos observados no sistema provocam a necessidade de obter informações sobre sua resposta em diferentes condições climáticas. Duas abordagens padrão para a obtenção das informações do sistema de drenagem são:

- Monitoramento do sistema para quantidade e qualidade da água;
- Modelagem de bacias com o intuito de simular processos importantes que influenciam na qualidade e na quantidade do escoamento.

Para os autores, a primeira abordagem fornece informações históricas e é necessária para verificar a segurança e a robustez das condições de escoamento previstas em modelos. Já quando se deseja verificar mudanças no gerenciamento

de um sistema de drenagem e os impactos nele decorrentes dessas mudanças, é necessário adotar a segunda abordagem.

A respeito da segunda abordagem, Tucci (1998) afirma que os modelos são ferramentas úteis nas diferentes fases do gerenciamento. A quantificação das vazões e dos volumes pode ser utilizada para projetar novas obras ou verificar os benefícios de novas ações.

Os modelos de bacias urbanas podem não somente ser utilizados para a verificação de mudanças no sistema de drenagem, mas também para verificar a variação na resposta do sistema decorrentes de mudanças externas a ele. Segundo Jacobson (2011), com a modelagem computacional, pode-se simular condições futuras para, pelo menos, dois tipos de mudanças: aquela que ocorre com o aumento da urbanização e também aquela concernente às mudanças de padrões temporais devido à mudanças climáticas, sendo esta possível com o acoplamento de modelos hidrológicos para alterações climáticas.

Sobre a resposta do sistema de drenagem ao efeito da urbanização, tem-se o exemplo do estudo realizado por Camorani et al. (2005), em uma bacia de 76 km², localizada na planície do Rio do Pó, próxima à cidade de Bolonha (no norte da Itália). O objetivo do estudo foi investigar os efeitos da mudança histórica do uso do solo no risco de inundação, através de um índice global que procura avaliar a resposta da rede de drenagem.

Os autores, a partir de imagens de satélite dos anos 1955, 1980 e 1992, caracterizaram o uso do solo nos três anos, geraram as vazões em sub-bacias para os mesmos anos, e simularam na rede de drenagem a propagação das vazões geradas, também nos mesmos anos, calcularam o índice e concluíram que houve um impacto considerável das mudanças de uso do solo nos hidrogramas simulados que foram obtidos no exutório da bacia sob diferentes tempos de retorno e condições de umidade antecedente (método SCS).

As respostas dos sistemas de drenagem à evolução da urbanização no Brasil tem sido verificado, sobretudo no contexto de avaliação de modificações de projetos e planos diretores, em vários locais do Brasil, conforme a literatura (ALLASIA et al., 2003; NEVES et al., 2003, entre outros).

Características básicas: modularização dos processos

Buscando explicar como se caracterizam os modelos aplicados a bacias urbanas, Choi e Ball (2002) relatam que, em situação ideal, os sistemas de drenagem seriam projetados e analisados com modelos que replicariam completamente os processos importantes envolvidos com a geração e a propagação do escoamento e seus contaminantes carregados. Entretanto, isto não ocorre por que:

- A representação destes fenômenos resulta descrição matemática complexa, pois envolve muitos processos;
- Mesmo que se consiga representá-los o volume de cálculos envolvidos pode ser proibitivo; e
- A disponibilidade de dados para auxiliar na definição das variáveis de controle é limitada em ambas as dimensões espacial e temporal.

Com isso, surgem idealizações simplificadoras de modo a tornar os modelos econômicos e eficientes. A filosofia fundamental dos sistemas de modelagem de bacias é uma abordagem reducionista por meio da qual a resposta total do sistema pode ser verificada através da simulação da resposta individual dos componentes de cada sistema, resultando na divisão arbitrária de modelos em vários módulos conceituais (CHOI e BALL, 2002):

- Geração: executa a modelagem da variação espacial e temporal da chuva, a disponibilidade dos constituintes poluentes, e qualquer modelo associado com a estimação dos parâmetros de controle;
- Coleta: a partir da informação do módulo anterior, faz a previsão da quantidade e qualidade do escoamento nos pontos de entrada para o módulo de transporte do sistema. Geralmente é chamado de componente hidrológico do sistema;
- Transporte: é neste módulo onde se realiza a propagação (qualidade e quantidade) através de vínculos (“links”) físicos no sistema de drenagem. Geralmente é chamado de componente hidráulico do sistema;
- Disposição: este lida com a maneira pela qual o escoamento é descarregado nas águas receptoras.

O fluxo da informação é unidirecional. Segundo Choi e Ball (2002), uma consequência disto é que uma reprodução bem sucedida dos hidrogramas não implica que todos os processos que influenciam o hidrograma de saída estejam simulados corretamente ou que os valores do(s) parâmetro(s) do modelo selecionado estejam exatos, ou seja, a resposta do sistema como um todo ser correta não significou que as respostas dos componentes foram também corretas.

A literatura (RAMSEYER, 1996; BAPTISTA e MATOS, 1994, NEVES et al., 2001; ZOPPOU, 2001; MELLER e PAIVA, 2007, entre outros) via de regra faz uma divisão mais simples, e ao mesmo tempo equivalente a esta:

- (i) Módulo bacia (NEVES et al., 2001) ou módulo de modelagem chuva-vazão (ZOPPOU, 2001) ou modelo hidrológico (MELLER e PAIVA, 2007): realiza a geração de escoamento superficial (superfície e/ou sub-superfície) e/ou a geração da lavagem (ou lixiviação) e o acúmulo de poluentes das superfícies impermeáveis;
- (ii) Módulo rede (NEVES et al., 2001) ou módulo de modelagem de transporte (ZOPPOU, 2001) ou modelo hidrodinâmico (MELLER e PAIVA, 2007): realiza a propagação de vazões e/ou poluentes de canais abertos, redes de condutos, reservatórios de armazenamento, etc. A Figura 2.1 representa o que foi mencionado.

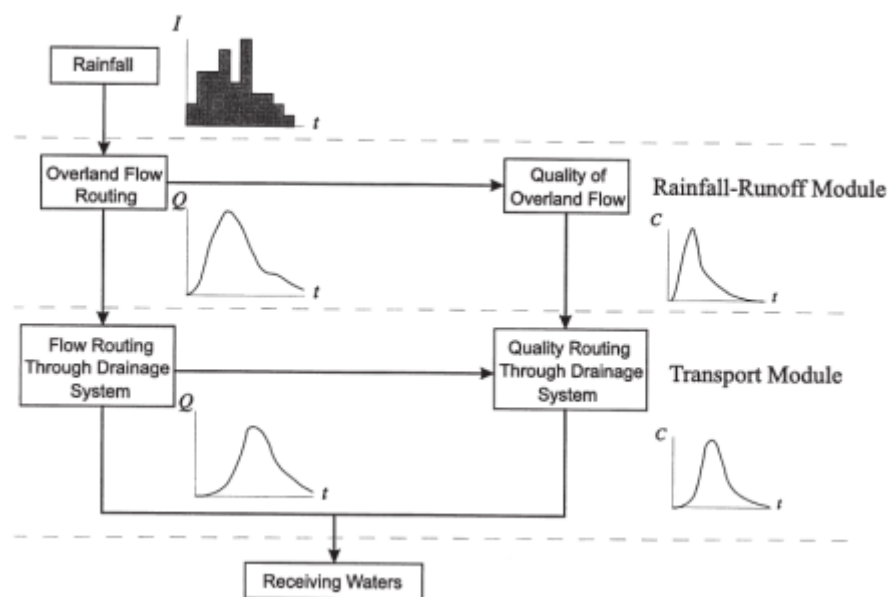


Figura 2.1. Visão global dos processos em um modelo para bacias urbanas
Fonte: ZOPPOU, 2001

Geralmente, a distribuição espacial e temporal da precipitação é realizada externamente e a maior ênfase é dada à modelagem de escoamentos do que a de poluentes. Dependendo da escala e dos objetivos do uso dos modelos, a modelagem fica mais complexa, pois, diferentemente de uma bacia rural, uma bacia urbana possui fatores adicionais tais como: sarjetas, ruas, esgotos, transbordamentos, sobrecargas, condutos fechados sob pressão, redes entrelaçadas, bueiros, canais abertos, armazenamentos, cursos d'água naturais, entre outros. Bacias urbanas respondem consideravelmente mais rápido à chuva que bacias rurais. Dessa forma, os modelos desenvolvidos para uma bacia urbana devem estar aptos para capturar a resposta rápida dos eventos de chuva das bacias (ZOPPOU, 2001). Uma amostra de um detalhamento possível na modelagem de bacias urbanas, com a integração entre os módulos hidrológico (bacia) e hidrodinâmico (rede), encontra-se na Figura 2.2.

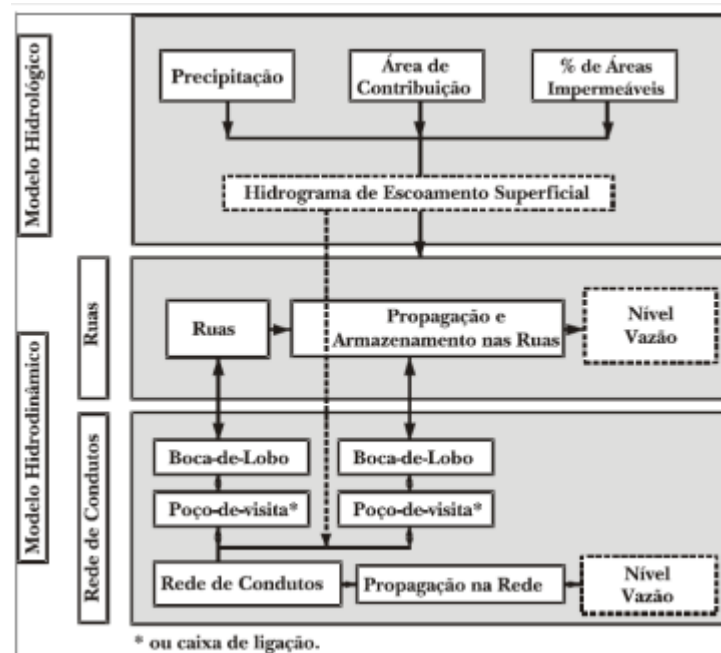


Figura 2.2. Integração entre camadas em uma simulação de bacia urbana
Fonte: Mark et al., 2001 apud MELLER e PAIVA, 2007

2.2.2 Classificação dos modelos para bacias urbanas

A classificação dos modelos utilizados em áreas urbanas segue a classificação geral da modelagem hidrológica. Assim, segundo Zoppou (2001), se qualquer uma das variáveis no modelo for considerada como variável aleatória

com uma distribuição de probabilidades, então o modelo é dito ser estocástico. Caso contrário, o modelo é determinístico. Ambos, estocástico e determinístico, podem ser classificados como conceituais ou empíricos, dependendo se o modelo for baseado em leis físicas ou não.

Ainda segundo Zoppou (2001), os modelos podem ser direcionados para eventos, de curto prazo, usados para simular uns poucos eventos ou contínuos, que simulam o balanço global de uma bacia em um período longo de tempo, envolvendo previsões mensais e sazonais, no contexto de um modelo de planejamento de recursos hídricos. Os modelos direcionados para eventos podem ser usados para projeto e também como modelos de operação. Modelos que são requeridos para controlar, operar ou alocar recursos hídricos em tempo real são conhecidos como modelos operacionais e os modelos de projeto se referem aqueles usados para modelar em detalhes o escoamento através dos sistemas de drenagem.

Há outras maneiras de classificar os modelos usados em bacias urbanas. De acordo com o grau de discretização e a área de estudo, eles podem ser utilizados na macrodrenagem ou na microdrenagem (RAMSEYER, 1996); e de acordo com o objetivo de aplicação, eles podem ser modelos de dimensionamento, previsão ou operação (BAPTISTA e MATOS, 1994). Se o objetivo for somente determinar dimensões de condutos, tem-se os de dimensionamento. Se o objetivo for reproduzir o funcionamento hidráulico e/ou hidrológico, têm-se os de previsão, mas se a finalidade for obedecer objetivos pré-definidos de gestão dos equipamentos e dispositivos, têm-se os de operação. Os modelos ainda podem ser classificados conforme tratam a variabilidade espacial dos parâmetros; modelos concentrados não levam em conta a distribuição espacial da entrada, enquanto os modelos distribuídos incluem a variabilidade espacial.

Em relação aos módulos conceituais, o que se observa é que a classificação brevemente descrita neste tópico se adéqua ao módulo bacia. O módulo rede tem uma classificação peculiar, baseada no equacionamento e nas forma de solução numérica adotadas, conforme será visto adiante.

2.2.3 Métodos para o módulo bacia: determinação do escoamento superficial

Segundo Westphal (2001), os métodos para a estimação da vazão em bacias urbanas são classificados em: métodos que estimam a vazão de pico, métodos que estimam os hidrogramas, métodos de onda cinemática e modelos de escoamento superficial baseados em eventos. O representante do primeiro tipo é o método racional. O método a ser trabalhado nesta pesquisa, chamado método do SCS, é enquadrado, segundo o autor, no segundo tipo.

Os métodos de estimação do hidrograma são aplicáveis em bacias compostas por sub-bacias com tempos de deslocamentos diferentes, onde há a influência dos armazenamentos na distribuição temporal do escoamento, onde os armazenamentos são parte do problema de projeto e ainda onde não se aplicam métodos como o racional. O processo de estimação se inicia com a precipitação nas sub-bacias de cabeceira, sendo esta transformada em hidrogramas, que são propagados para o exutório nestas localidades. Há dessa forma uma combinação de hidrogramas de sub-bacias adjacentes, que propagada em canais atingem o exutório da bacia de interesse a jusante (WESTPHAL, 2001).

Nos modelos que estimam o hidrograma, Westphal (2001) ainda coloca uma outra divisão: modelos de simulação contínua e modelos para eventos ou baseados em eventos. O interesse desta pesquisa reside no segundo caso.

Etapas de cálculo: modelos direcionados para eventos

Segundo Jacobson (2011), os componentes do ciclo hidrológico que podem ser incluídos nos modelos são precipitação (total e intensidade), infiltração, escoamento superficial, evaporação, umidade do solo, escoamento em cursos d'água e escoamento subterrâneo. Todas estas variáveis variam espacialmente. A estimação da infiltração em áreas permeáveis e o escoamento superficial são os componentes-chave. O método mais comum para prever o escoamento superficial é o SCS, sendo vários os pacotes computacionais que o utilizam, tais como o MODCEL, TR-55, IPH-2, HydroCAD, SWAT e o SWMM. Outras funcionalidades que são incluídas em alguns modelos são o escoamento superficial modelados usando a fórmula de Manning e escoamento em canais modelados com o método Muskingum-Cunge. Outros oferecem quantificação do

efeito da tecnologia WSUD e podem incluir sistemas de retenção e detenção, sistemas de infiltração, faixas de amortecimento, pavimentos permeáveis, telhados verdes e cisternas para aproveitamento de água de chuva.

Os passos no uso de modelos baseados em eventos são: seleção da precipitação, abstração da precipitação e a propagação do escoamento superficial (WESTPHAL, 2001).

A precipitação de projeto é obtida para um tempo de retorno, assumido ser igual ao tempo de retorno da vazão de pico resultante. A duração da precipitação recomendada é a que seja igual ao tempo de concentração da bacia. Logo em seguida é realizada a distribuição temporal da precipitação, resultando no chamado hietograma de projeto (WESTPHAL, 2001).

Segundo Westphal (2001), a abstração é a diferença entre o aporte de precipitação e o escoamento superficial direto (também chamado de precipitação efetiva que é aquela disponível para o escoamento (GRIBBIN, 2009) ou ainda precipitação ou chuva excedente (PORTO, 1995). Assim definida, a abstração inicial engloba os armazenamentos na interceptação, em depressões e a infiltração. As perdas por evaporação e evapotranspiração costumam ser desprezadas no processo em áreas urbanas (WESTPHAL, 2001). Segundo o mesmo autor, conceitualmente as abstrações iniciais devem ser satisfeitas antes que a precipitação efetiva possa ocorrer, de modo que esta se torna a diferença entre a intensidade de precipitação e a capacidade de infiltração (decrésciente exponencialmente com o tempo).

Conforme ainda Westphal (2001), com a possível exceção do método Curve Number do SCS (doravante chamado de método SCS ou modelo SCS), não há metodologia para estimação das abstrações iniciais que tenha uso bem disseminado. Para pequenas lâminas de precipitação, como aquelas equivalentes a tempos de retorno menores que 10 anos, para folhagem densa e locais de armazenamento bem distribuídos na bacia, é apropriado subtrair alguns décimos da precipitação de projeto para descontar as abstrações iniciais.

Quanto à capacidade de infiltração, há vários métodos, desde os mais complexos, com o uso da equação de Richards, até os empíricos como o método de Green e Ampt. Há, entretanto, dois métodos índices simplificados de bastante uso: o método do índice ϕ e o método já citado do SCS (WESTPHAL, 2001).

O passo seguinte nos métodos de estimação do hidrograma é a propagação da precipitação efetiva o que não será detalhado neste tópico.

2.2.4 Métodos para uso no módulo rede: modelos hidrodinâmicos

Os modelos do módulo rede têm a finalidade de reproduzir o funcionamento hidráulico e podem ser classificados quanto a sua capacidade de simulação. Há modelos que adotam algum tipo de simplificação e modelos que utilizam o mínimo de simplificações (TUCCI, 1995), a saber: as equações completas do fluxo não-permanente unidimensional ou equações da onda de águas rasas (ZOPPOU, 2001) ou ainda as equações de Saint Venant. Estas trazem em si os principais fatores que orientam o fluxo como o atrito, a inércia, a gravidade e a pressão (TUCCI, 1995).

Numa escala ascendente, os modelos mais simples de propagação em regime não-permanente são os modelos hidrológicos (FREAD, 1985), chamados também por isso de modelos de armazenamento (TUCCI, 1993). Em seguida estão os modelos de onda cinemática (TUCCI, 1993). Caso for necessário simular sistemas em que existem efeitos de jusante sobre o escoamento proveniente de montante, não contemplados nos modelos anteriores, os modelos são chamados de difusão (TUCCI, 1993).

Os modelos de onda cinemática e de difusão são também chamados de modelos hidráulicos simplificados (FREAD, 1985). Os modelos hidráulicos completos são aqueles que utilizam as equações de Saint Venant, também são chamados de modelos hidrodinâmicos (TUCCI, 1993), pois a equação da quantidade de movimento costuma ser chamada de dinâmica. Esta denominação, comum em hidrologia, é utilizada também para toda equação que acompanha a equação da continuidade em algumas partes da estrutura do modelo estudado.

Modelos do tipo hidrodinâmico utilizam soluções numéricas das equações diferenciais. Em uma rede de condutos, esses modelos servem como ferramentas de apoio à exploração e remodelação de redes existentes (BAPTISTA e MATOS, 1994). São de verificação, tendo como vantagens as considerações das limitações dos modelos de dimensionamento. Estes modelos podem ser utilizados para se verificar as hipóteses do projeto original, utilizando os dados originais, ou

como modelos de avaliação, onde o sistema é simulado usando diferentes combinações de valores de entrada-saída (BRUSA, 1994).

2.2.5 Calibração de modelos

Os parâmetros de um modelo podem ser determinados de duas formas (CHOI e BALL, 2002):

- Modificação dos parâmetros até que os hidrogramas (ou cotogramas, etc.) simulados e monitorados sejam similares; e
- Seleção dos parâmetros baseados em alguma característica da bacia: hidrológica, hidráulica ou outra.

A primeira destas alternativas é chamada de método “tentativa e erro”, por meio da qual os valores dos parâmetros são modificados de uma maneira sistemática, podendo ser aprimorada através da aplicação de sofisticados algoritmos matemáticos (CHOI e BALL, 2002). Esta alternativa requer informação de monitoramento, o que não é a realidade de muitas bacias. O segundo método é aplicado em situações como a avaliação de estratégias de gerenciamento a serem aplicadas no futuro.

Importa lembrar que autores como Tucci (1998) costumam chamar de métodos de “tentativa e erro” aqueles não automáticos ou manuais, diferindo dos métodos automáticos, que utilizam algoritmos de procura passíveis de serem implementados em computador. Como visto acima, Choi e Ball (2002) agrupam os métodos manuais e os métodos automáticos sob a mesma denominação, “tentativa e erro”. Os autores propõem um método onde os parâmetros não seguem uma busca preconizada por um algoritmo; há, ao invés disto, a aplicação de um modelo de inferência.

Dentro da abordagem “tentativa e erro”, Jacobson (2011) afirma que os métodos manuais podem consumir muito tempo e depender de julgamentos subjetivos do usuário, tornando atrativos os de calibração automática. A autora descreve alguns exemplos de estudos recentes e indica uma larga diversidade dos mesmos, sendo bastante popular o método de otimização *shuffled complex evolution - SCE*.

Jacobson (2011) cita diversos estudos que mostram o melhor desempenho dos métodos automáticos, sobretudo em modelos distribuídos, sendo a maioria dos estudos de calibração feitos em bacias agrícolas ou de florestas. Ainda em seu estudo, Jacobson (2011) fala da ausência de diretrizes claras sobre qual a melhor forma de calibrar bacias urbanas, mas faz uma indicação: a incorporação detalhada de dados de cobertura do solo, facilitada atualmente pelo sensoriamento remoto.

No Brasil, temos alguns trabalhos recentes. Beling et al. (2012) integrou o modelo Kineros2 com o pacote de rotinas PEST (modelo independente para estimativa de parâmetros e análise de incertezas), que utiliza o algoritmo de Gauss-Marquardt-Levenberg. Os autores perceberam que o tempo de execução é muito reduzido, quando comparado com algoritmos genéticos. Quanto à avaliação da qualidade da calibração, autores utilizam o coeficiente de correlação, o erro na vazão de pico e no volume escoado (GARCIA e PAIVA, 2006; MELLER e PAIVA, 2007). Choi e Ball (2002) utilizaram o erro relativo e o erro médio quadrático na vazão de pico e na lâmina escoada. COLLODEL (2009) utilizou o coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe. Beling et al. (2012), na integração PEST - Kineros2 já mencionada, testaram funções objetivo: apenas volume escoado superficialmente, apenas a vazão de pico, apenas índice de Nash Sutcliffe, apenas a soma dos erros quadrados médios e combinações dessas quatro funções. Segundo os autores, o melhor resultado foi observado com o uso concomitante da vazão de pico e da soma dos erros quadrados médios entre a vazão observada e a calculada.

2.3 MODELO SWMM

2.3.1 Generalidades

Neste estudo foi utilizado o modelo SWMM (*Storm Water Management Model*), da *Environmental Protection Agency* - EPA (Agência de Proteção Ambiental Americana). Este modelo foi desenvolvido no final da década de 1960 pelos pesquisadores Metcalf e Eddy, da *Water Resources Engineers* e da Universidade da Flórida, sob a supervisão da EPA (Meller, 2004). Atualmente, é o aplicativo mais utilizado para simulação da drenagem urbana, principalmente por

ser de domínio público e ter seu código de programação aberto, permitindo modificações ao longo dos últimos 30 anos. Segundo Bastos (2007), além da EPA, outras empresas que trabalham no desenvolvimento de aplicativos já realizaram modificações no SWMM, a maioria promovendo integração com Sistemas de Informações Geográficas - SIG, programas de *Computer-Aided Design* - CAD, bem como ferramentas de apresentação dos resultados e melhoria na capacidade do banco de dados do aplicativo.

O SWMM simula as duas fases mencionadas anteriormente: chuva-vazão e hidráulica de canais. Com ele, pode-se simular redes multiplamente conectadas, efeitos de jusante, fluxo reverso, escoamento à superfície livre ou sob-pressão, através de vertedores, orifícios ou conjunto de bombas, canais naturais (geometria irregular) ou com geometrias prismáticas (Meller, 2004).

Segundo Righetto et al. (2009), alguns dos objetivos da utilização do SWMM são o dimensionamento do sistema de drenagem urbana, avaliação de bacias de retenção e retenção, mapeamento de áreas inundáveis, análise do efeito de medidas compensatórias, simulação da qualidade da água, carreamento e tratamento de poluentes, entre outros.

O SWMM é formado por nove módulos, sendo quatro de cálculo computacional e cinco de serviços, além do módulo executivo. Os módulos de cálculo computacional são: Runoff, referente à transformação chuva-vazão; o módulo Transport, que diz respeito ao transporte na rede de drenagem, segundo o conceito da onda cinemática; o módulo Extran, referente à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e o módulo Storage/Treatment ao tratamento das águas pluviais (Righetto et al., 2009).

O modelo requer alguns dados gerais: tipo de onda simulada (dinâmica, cinemática, etc.), intervalo de tempo de simulação, sistema de unidades, etc. Os demais dados são descritos a seguir.

2.3.2 Módulo Bacia (Runoff)

O modelo SWMM fornece algumas alternativas para estimar a precipitação efetiva (também chamada de escoamento superficial direto). Uma das

alternativas, escolhida para esta pesquisa, é o método SCS, por ser bastante conhecido.

Para a propagação da precipitação efetiva, o SWMM utiliza um equacionamento que pode ser brevemente descrito aplicando a equação 2.1 da continuidade concentrada na superfície de uma bacia hidrográfica, ou seja,

$$\frac{dV}{dt} = I - Q \quad (2.1)$$

onde:

V – Armazenamento na superfície da bacia (volume);

I – Vazão de entrada;

Q – Vazão de saída (componente do hidrograma no exutório da bacia).

Se A for a área da bacia, d a profundidade da água (lâmina d'água) armazenada na superfície da bacia e P_{ef} a precipitação efetiva vinda, por exemplo, do método SCS, podemos reescrever a equação anterior como a equação 2.2:

$$A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot P_{ef} - Q \quad (2.2)$$

A expressão para vazão de saída é obtida através da equação de Manning para canais em movimento uniforme, imaginando-se a superfície da bacia como um plano, e o plano como um canal retangular de largura muito maior que a profundidade de escoamento y .

Sabe-se que a equação de Manning pode ser escrita conforme a equação 2.3:

$$Q = \frac{A_m \cdot R_h^{\frac{2}{3}}}{n} \cdot \sqrt{S} \quad (2.3)$$

onde:

Q – Vazão;

A_m – Área molhada;

R_h – Raio hidráulico;

n – Coeficiente de rugosidade;

S – Declividade do canal (no caso da superfície da bacia).

Para canais retangulares largos $R_h \approx y$. Se W é a largura do canal, então $A_m = W \cdot y$. Substituído na equação 2.4:

$$Q = \frac{W \cdot y^{\frac{5}{3}}}{n} \cdot \sqrt{S} \quad (2.4)$$

A profundidade y é reescrita segundo a equação 2.5.

$$y = d - d_p \quad (2.5)$$

onde:

d_p – Profundidade de armazenamento em depressões, conforme ilustrado na figura 2.3.

Substituindo a profundidade y dada pela equação 2.5 na equação 2.4, obtêm a equação apresentada na figura 2.3.

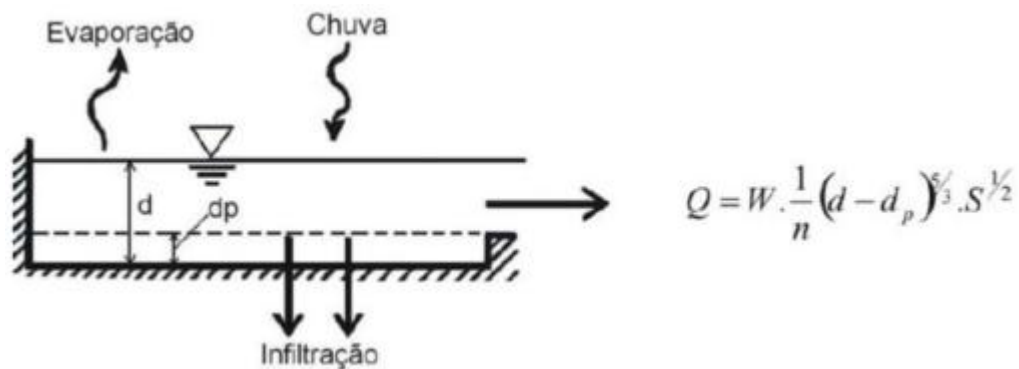


Figura 2.3. Modelo de reservatório não linear
Fonte: COLLODEL, 2009

Voltando à equação 2.2, obtemos:

$$A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot P_{ef} - W \cdot \frac{1}{n} \cdot (d - d_p)^{\frac{5}{3}} \cdot \sqrt{S} \quad (2.6)$$

Dividindo toda a equação 2.6 por A e agrupando alguns termos, obtemos a equação 2.7 :

$$\frac{dd}{dt} = P_{ef} - WCON \cdot (d - d_p)^{\frac{5}{3}} \quad (2.7)$$

Onde $WCON = (1/A \cdot n) \cdot W \cdot S^{1/2}$, chamada largura característica do escoamento superficial (ROSSMAN, 2012). A equação diferencial resultante é não linear e resolvida pelo método das diferenças finitas. Este equacionamento mostra que a largura característica de uma bacia depende da rugosidade desta superfície.

Resumindo, cada bacia ou sub-bacia é tratada como um reservatório não linear, cuja capacidade é o valor máximo do armazenamento em depressões d_p . O escoamento superficial Q ocorre somente quando a lâmina d'água deste reservatório excede d_p . Q é calculado pela equação de Manning e a lâmina d na bacia ou sub-bacia é recalculada de forma contínua no tempo t mediante resolução numérica do balanço hídrico (ROSSMAN, 2012).

2.3.3 Módulo Rede

O módulo Extran propaga o escoamento em redes de condutos ou canais. Para seu funcionamento, a representação da rede é baseada no conceito de vínculos ou condutos (*links*) e nós (*node* ou *junction*), não limitando a aplicação do modelo a sistemas de drenagem de forma dendrítica (MELLER, 2004).

Os nós são pontos iniciais de um trecho de rede ou ponto de confluência (ou de encontro) de dois ou mais trechos ou ponto final (exutório). Os condutos são exatamente os trechos.

O módulo resolve as equações completas de Saint Venant para as variáveis vazão e cota piezométrica utilizando um esquema explícito de diferenças finitas adiantado no tempo, segundo o método de Euler modificado, fazendo com que o tempo de simulação seja uma variável importante no uso do modelo (ROESNER *et al.*, 1988 *apud* MELLER, 2004).

Para a simulação de canais, são necessários os dados de entrada seguintes: (a) dimensões da seção transversal dos trechos, seja ela de geometria regular ou irregular (por pontos), com ou sem cota de transbordamento; (b) coeficiente de rugosidade de Manning nas seções dos trechos (podendo mudar o valor na área de transbordamento); (c) cotas de fundo de chegada e de saída dos trechos nos nós, fornecidas nos nós e em consonância com os trechos; (d) comprimento dos trechos; (e) profundidades máximas nos nós (possibilitando diferir cotas de ruas de cotas de canais, nos trechos onde eles são fechados); (f) áreas de armazenamento, caso a água transborde em nós que representam poços de visitas (chegadas e saídas de trechos com seção transversal fechada); (g) condições de contorno externas: hidrogramas de montante ou lateral, inseridos nos nós, cotogramas ou funções cota x vazão nos condutos de saída, etc.

Roesner et al. (1988 *apud* Meller, 2004) cita que o módulo EXTRAN possui algumas limitações que podem causar em erros no cálculo das vazões e profundidades do escoamento por causa de efeitos de mudanças bruscas no escoamento, comuns em variações de seções transversais e nas transições de escoamento livre para pressão.

O software fornece como resultados hidrogramas e cotogramas nos pontos de interesse, perfis de linha d'água, relatório resumindo a simulação (onde houve extravasamento, vazões máximas, profundidade máximas), animações para ver dinamicamente os resultados (tanto perfis como vista superior).

3. Caracterização da área de estudo

Para o desenvolvimento do trabalho foi estudada uma bacia hidrográfica urbana localizada no município de Maceió-AL. A bacia escolhida foi a do Riacho do Sapo, devido a seu grau de urbanização, bem como a facilidade de definição de seus contornos e acesso. Este riacho é o penúltimo afluente do Riacho Reginaldo em sua margem esquerda e é demonstrado na figura 3.1.

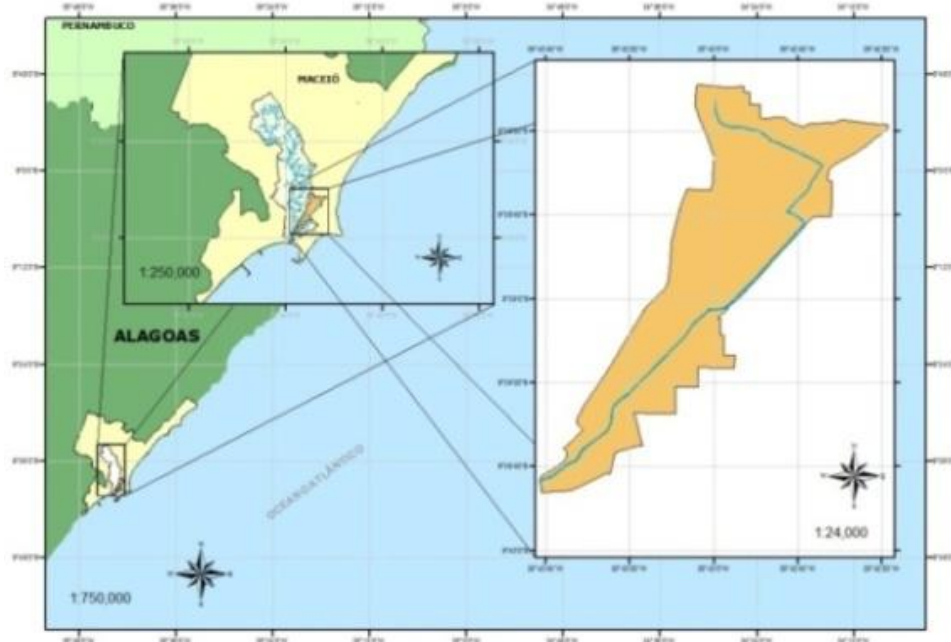


Figura 3.1. Localização da bacia do sapo em relação à Bacia do Reginaldo

Com uma área de 2,1 km² a bacia do Riacho do Sapo está totalmente inserida na zona urbana de Maceió, abrangendo os bairros de Mangabeiras, Jacintinho, Jatiúca e Poço. Localizada geograficamente entre as coordenadas UTM 25, SAD-69: 200562 a 203199 Leste e 8930649 a 8933789 Sul, a bacia apresenta um desnível por volta dos 60 metros entre o ponto mais baixo e o mais alto.

Segundo Pimentel (2009), cerca de 40% da bacia é coberta por redes coletoras de esgoto, entretanto uma enorme quantidade de águas residuárias oriundas de ligações clandestinas na rede de drenagem são constantemente despejadas ao longo do Riacho, aumentando o volume carreado e ainda mais para sua degradação.

Com aproximadamente 4,4 km de extensão, o Riacho do Sapo surge no bairro do Jacintinho, especificamente na Grota do Cigano, e segue seu curso passando pelos bairros de Mangabeiras, Jatiúca e Poço onde deságua suas águas no canal do Riacho Reginaldo, conhecido neste ponto de Riacho Salgadinho.

Atualmente, o riacho do Sapo apresenta suas águas canalizadas e em sua grande maioria em canal aberto, causando um grande impacto visual para a cidade, uma vez que apresenta um alto nível de degradação e percorre locais de grande circulação da população, como exemplo, o maior shopping do município. A figura 3.2 destaca algumas imagens ao longo do canal.

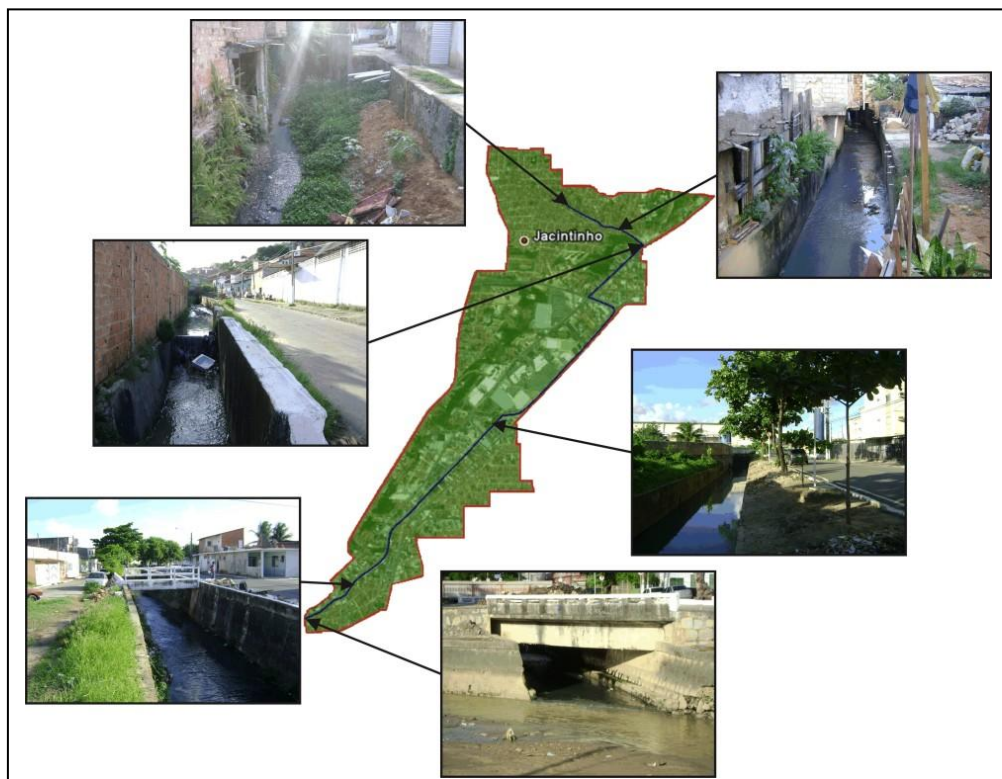


Figura 3.2. Mosaico com fotos ao longo da Bacia do Riacho do Sapo

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresentam-se os materiais utilizados e os procedimentos realizados no desenvolvimento do estudo. Os primeiros são descritos logo abaixo e foram agrupados por suas finalidades e os procedimentos nos itens posteriores.

4.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados foram obtidos de outras pesquisas, de órgãos públicos e a partir de visitas a campo para medições e instalações de equipamentos, conforme descrito a seguir.

4.1.1 *Dados de caracterização física*

Para a delimitação da bacia e sub-bacias foi utilizada a Base Cartográfica da área urbana da cidade de Maceió, de propriedade da Prefeitura Municipal de Maceió na escala de 1:2.000, elaborada em 1998/99 (Maceió, 1999). Ela apresenta diversos *layer's* importantes para este estudo que vão desde a hidrografia da cidade, ruas, quadras até topografia com presença de curvas de nível metro a metro.

Nos levantamentos topográficos feitos para a caracterização do canal foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Nível automático (fabricante Topcon) modelo ATG6 com precisão de 2 mm/km, compensador magnético, aumento de 26 vezes com leitura direta;
- Mira telescópica graduada expansível a 4 metros;
- Tripé de alumínio com pernas extensíveis.

Na caracterização do uso do solo foram utilizadas visualizações de 22 de novembro de 2010 do software Google Earth versão 6.2.2.6613, considerando-se que não houve mudanças significativas nos últimos dois anos, ou seja, esta imagem foi adotada como referência para o uso e ocupação do solo atual.

Para a elaboração do mapa com as classes hidrológicas dos solos da bacia foi utilizado o mapa de classificação pedológica dos solos de Maceió realizado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2005).

4.1.2 Dados hidrológicos

Para a obtenção das chuvas de projeto utilizadas nas simulações de cenários, o estudo empregou curvas IDF de Maceió, construídas em 1957, apresentadas em Pfafstetter (1982).

Dados de níveis do canal foram obtidos de um sensor de pressão (fabricante Global Water[®]), instalado durante a execução deste estudo. Os dados de chuva aplicados na calibração do modelo do estudo foram coletados através de um pluviômetro de báscula (fabricante Squitter[®]) modelo S1610 com resolução correspondente a um acúmulo de 0,25 mm de chuva, também instalado durante a execução do estudo. As vazões empregadas pelo estudo foram conferidas com o uso de um molinete.

4.1.3 Programas empregados

Para alcançar os objetivos propostos neste estudo, alguns programas computacionais foram empregados. Destacam-se:

- SWMM 5.0.022 – Desenvolvido pela *Environmental Protection Agency* (EPA) dos Estados Unidos e traduzido pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba (UFPB);
- SPRING 5.2 – Desenvolvido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE);
- Google Earth 6.2.2.6613 – Desenvolvido pela Google Inc.

4.1.4 Materiais diversos

Além dos equipamentos citados, foram necessários outros materiais de apoio para as instalações e na aquisição dos dados para o estudo, foram eles: escada de alumínio dobrável com comprimento máximo 3,70 m, furadeira de impacto, pranchetas, braçadeiras, mangueira de PVC, máquina fotográfica, GPS Garmin Etrex Venture, roupas de proteção para entrada no canal, luvas de proteção, hastes de PVC, entre outros.

4.2 MÉTODOS

O desenvolvimento deste estudo foi realizado por meio de três fases principais: aplicação do modelo SWMM na bacia (denominada **Modelagem Hidrológico-Hidrodinâmica**), simulação de cenários para a composição de valores de restrição de vazão pela capacidade do canal (denominada **Simulação para restrição de vazão pela capacidade do canal**) e a apreciação do Método Racional para obter a vazão de restrição na condição da pré-existência da urbanização na cidade de Maceió (denominada **Método racional para vazão de pré-urbanização aplicada à cidade de Maceió**).

A fase inicial do estudo engloba desde as visitas iniciais à bacia, o levantamento de dados e a caracterização física até a instalação dos equipamentos, coleta de dados e calibração do modelo. O fluxograma da figura 4.1 apresenta as etapas desenvolvidas e características levantadas na bacia nesta fase.

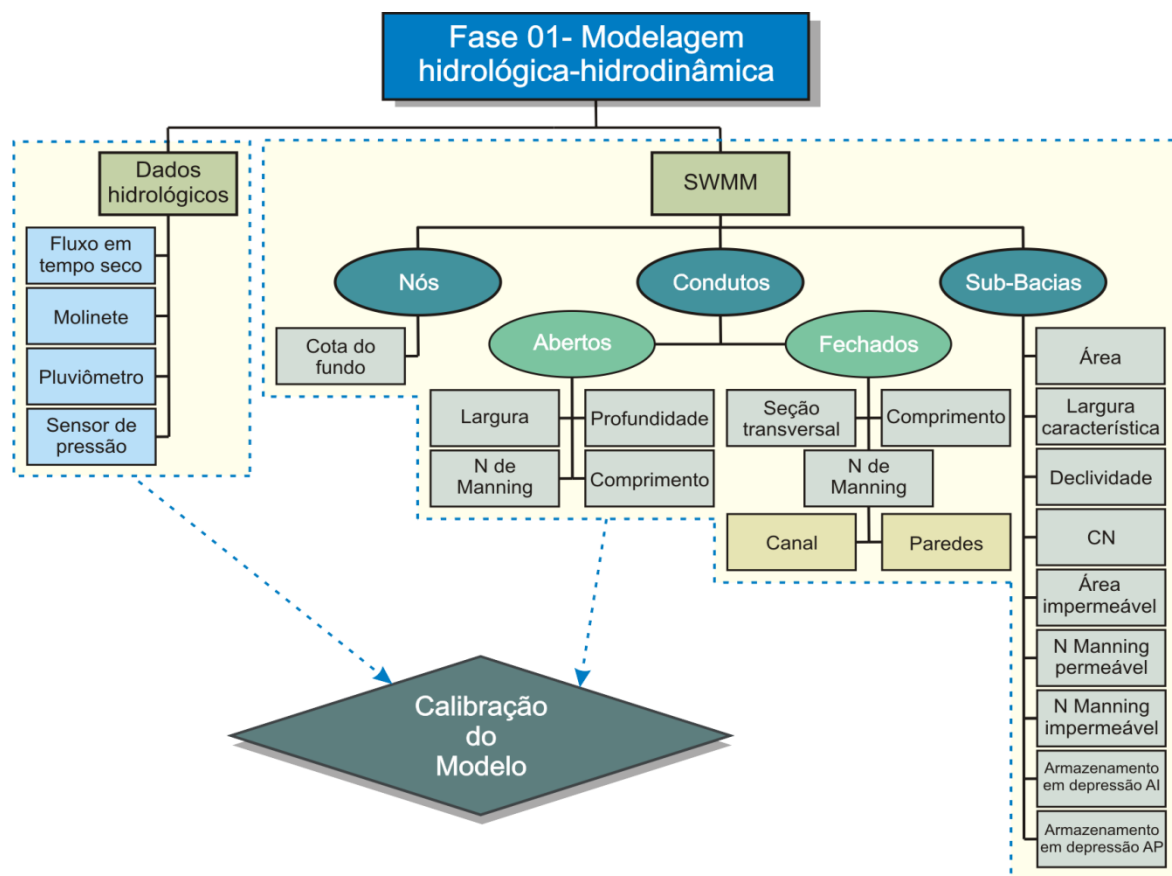


Figura 4.1. Fluxograma de desenvolvimento da fase 01

A segunda fase do estudo utilizou o modelo calibrado para analisar valores possíveis para restrição à geração do escoamento superficial com o propósito de evitar inundações na bacia decorrentes do extravasamento do canal. Nesta fase foram definidos cenários levando em conta diferentes tempos de retorno e situações distintas de condições de contorno na foz para um diagnóstico detalhado da situação atual de uso e ocupação do solo. O fluxograma da figura 4.2 mostra as etapas para composição dos cenários de simulação.

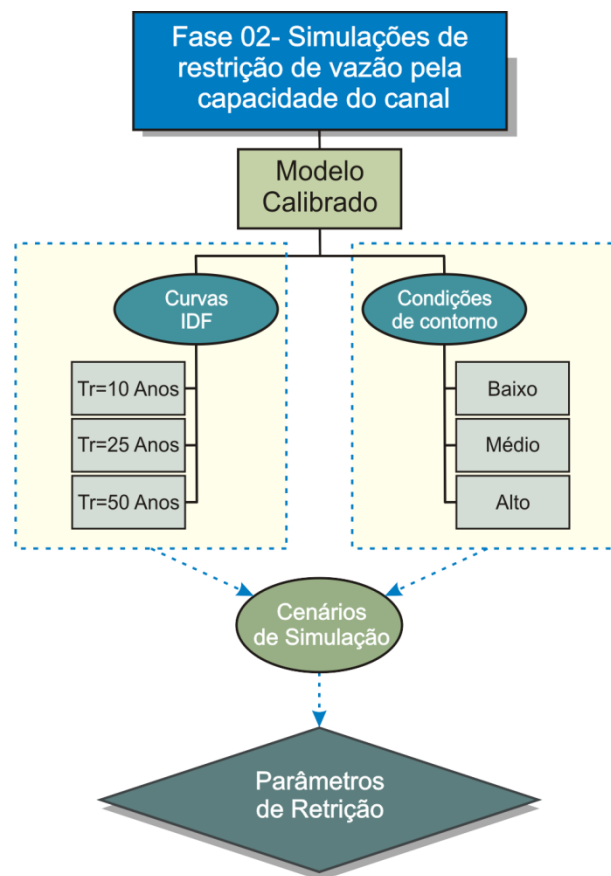


Figura 4.2. Fluxograma de desenvolvimento da fase 02

A terceira fase do estudo utilizou o método racional na busca das vazões de pré-urbanização da cidade de Maceió, utilizando as curvas IDF para o município e todos os quatro tipos de solo do método SCS para obtenção da precipitação efetiva. Com isso, foram avaliados os valores encontrados nos métodos expostos, para contribuir na discussão sobre a busca de restrições aceitáveis a geração do escoamento superficial que não causem demasiados

investimentos financeiros e nem prejuízos à população urbana decorrentes das inundações nas cidades.

4.2.1 Modelagem hidrológico-hidrodinâmica

Modelo SWMM: definição de condutos e nós

O modelo SWMM representa o sistema de drenagem através de nós, condutos e sub-bacias com suas diversas características. Os itens seguintes descrevem essas representações com os métodos utilizados para adquirir os parâmetros necessários de entrada.

Para dar início ao estudo dos condutos, foram realizadas visitas na bacia, procurando elementos que subsidiassem a discretização do canal do Riacho do Sapo em trechos menores. Esta divisão é necessária, pois o canal apresenta diversas variações ao longo de seu percurso, modificando sua forma, tipo de revestimento das paredes, condições de fundo entre outras alterações observadas.

Como muitos canais urbanos, o canal em estudo apresenta diversas pontes e áreas de seção fechada que podem vir a trabalhar como condutos forçados em um determinado evento. Com isso, o início da discretização fragmentou o canal em condutos abertos e condutos fechados. A figura 4.3 exemplifica esse desmembramento.



Figura 4.3. Ilustração da fragmentação em condutos fechados e abertos
Fonte: Adaptado de Google Earth

Com essa divisão foram realizados levantamentos topográficos para determinar os perfis desses condutos, bem como verificar o comprimento de cada um. Para o detalhamento das seções transversais dos condutos abertos foi utilizado um nível, um tripé e uma mira de alumínio (detalhados anteriormente), levantando as cotas de determinados pontos da seção. A figura 4.4 apresenta este método descrito para fazer o levantamento das seções do canal.

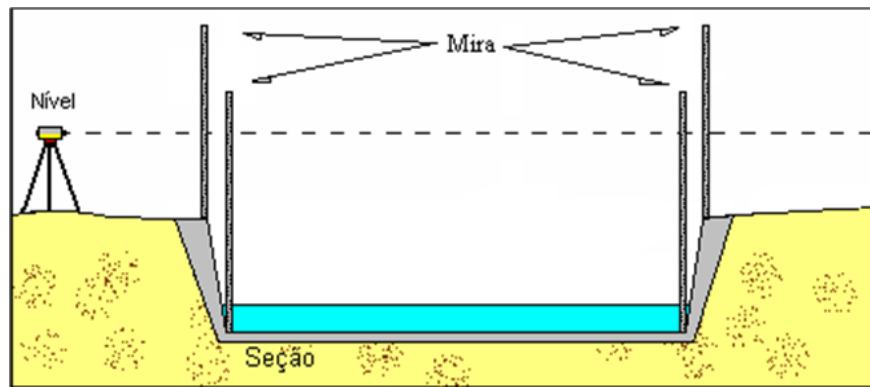


Figura 4.4. Levantamento de seções dos condutos abertos

Para os condutos fechados do canal a determinação de suas formas foi feita verificando a largura e a profundidade de cada um (figura 4.5) e eles foram representados no modelo como retângulos fechados.



Figura 4.5. Levantamento da forma de condutos fechados

Os nós são as ligações entre os condutos e podem receber contribuições diretas ou de sub-bacias. A declividade dos condutos é calculada pelo modelo através da diferença de cota de fundo entre os nós de montante e jusante de um conduto. Com isso, foram levantadas topograficamente todas as cotas de fundo dos nós estabelecidos para o canal.

O levantamento topográfico dos nós iniciou-se na foz do riacho e seguiu no sentido de jusante para montante do canal. Para início de trabalho definiu-se a cota do radier do nó inicial como 100,00 m e, ao final do levantamento, foi realizada a transferência da altitude do marco topográfico de referência da base cartográfica de Maceió M-008A localizado no passeio da ponte sobre o riacho do Reginaldo na Av. Buarque de Macedo (Figura 4.6) para este ponto, referenciando assim os demais nós do canal.



Figura 4.6. Marco Georreferenciado M-008A
Fonte: Adaptado de Google Earth

Definição de Sub-Bacias

Para um melhor entendimento e representação das características físicas da bacia do Riacho do Sapo, foi realizada uma sub-divisão de sua área em dezoito sub-bacias. A base cartográfica da área urbana do município de Maceió foi essencial nesta divisão, pois contém informações necessárias para o processo, tais como: curvas de nível, lotes, ruas e avenidas.

A cidade de Maceió apresenta um relevo bastante peculiar onde existem duas unidades geomorfológicas bem definidas: os tabuleiros e a planície litorânea. A bacia estudada apresenta áreas em ambas as formações e sua extensão acompanha a faixa de transição entre elas. Com isso, a bacia apresenta

áreas bastante planas e outras com fortes declividades, como pode ser observados na figura 4.7.

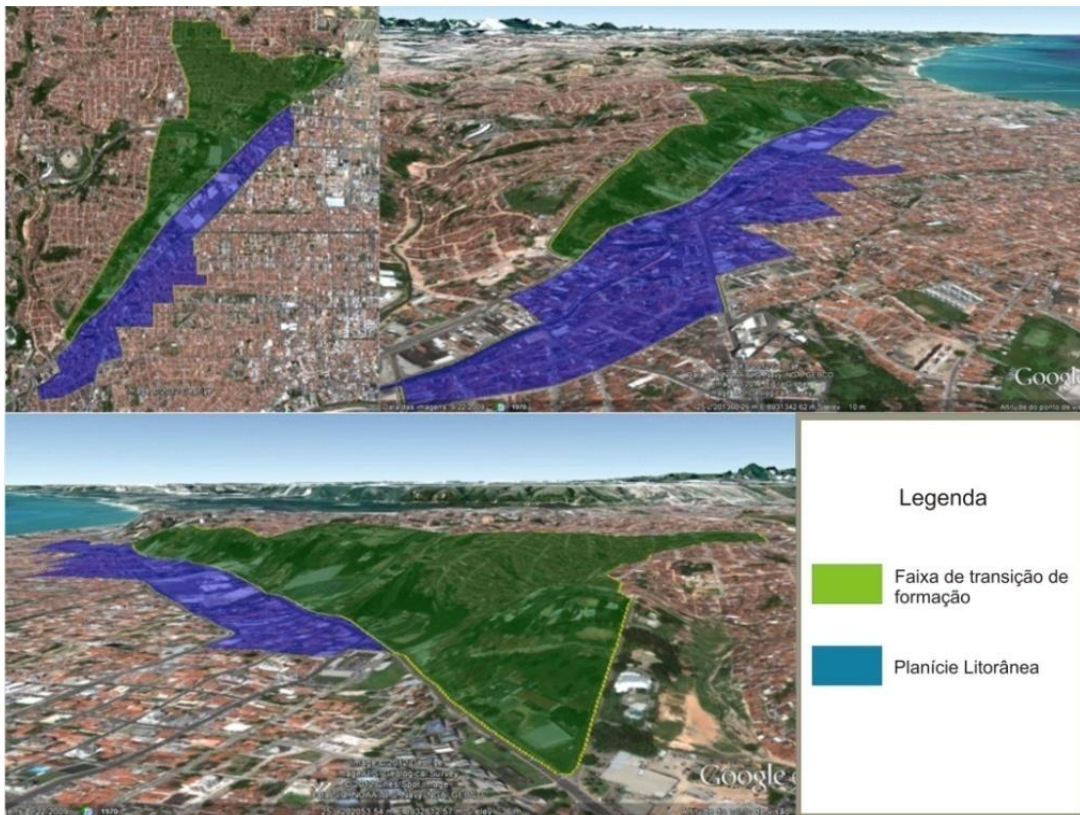


Figura 4.7. Característica do relevo da bacia do Riacho do Sapo
Fonte: Adaptado de Google Earth

Os caminhos do escoamento superficial ao longo de uma bacia são determinados primeiramente com base na topografia, mas no caso de bacias urbanas, obras de engenharia podem mudar o sentido deste fluxo. Para a discretização da bacia, o estudo baseou-se em duas regras: microdrenagem existente e a topografia local. A figura 4.8 apresenta um exemplo de divisor topográfico adotado nessa discretização.



Figura 4.8. Exemplo de divisor topográfico utilizado na discretização
Fonte: Adaptado de Google Earth

Um dos grandes problemas encontrados para a discretização foi o fato de não existir um cadastro, mapa ou projeto que contenha a microdrenagem local. Para contornar esse caso, foram realizadas visitas na bacia a fim de identificar estruturas que remetam a drenagem urbana e foi criado um mapa contendo um esboço das estruturas encontradas. A figura 4.9 apresenta parte do mapa elaborado com a microdrenagem verificada *In Loco*.

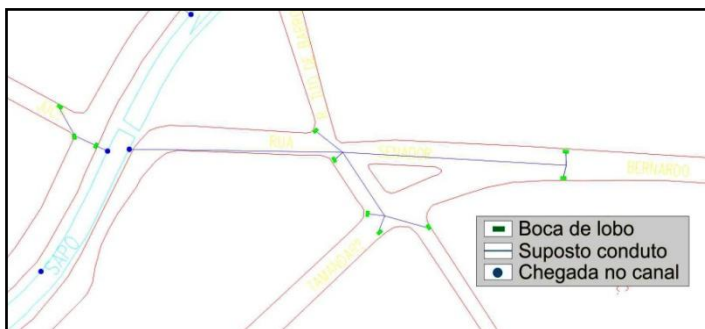


Figura 4.9. Parte do mapa elaborado com a Microdrenagem verificada na bacia

Caracterização do tipo do solo, uso e ocupação da bacia

A Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) realizou em 2005 um levantamento detalhado dos solos da cidade de Maceió. Através desse mapa pedológico foram verificados os tipos de solo existentes na bacia do Riacho do Sapo. Os tipos encontrados foram: Neossolo Quartzarênico – AQ; Latossolos – LA2 e LA3 e Argissolos – PA1 e PA2. A figura 4.10 mostra a classificação

pedológica da bacia do Riacho do Sapo junto com a discretização em sub-bacias adotada no estudo.

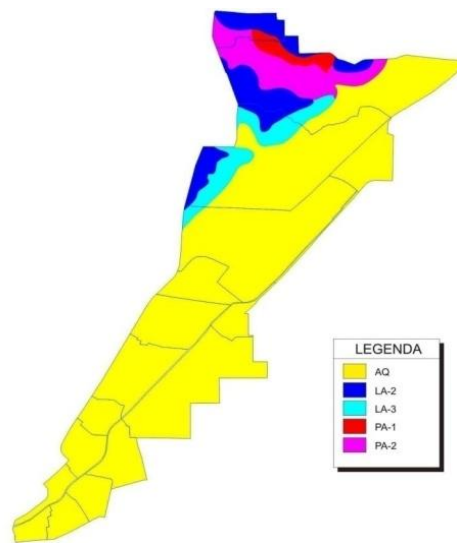


Figura 4.10. Classificação pedológica dos solos da bacia do Riacho do Sapo
Fonte: EMBRAPA, 2005

Através do mapa pedológico foi realizada a categorização hidrológica dos solos com base na classificação proposta por Sartori (2004) e elaborado o mapa dos grupos hidrológicos dos solos da bacia do Riacho do Sapo. A tabela 4.1 apresenta o enquadramento das classes de solos nos grupos hidrológicos do solo utilizadas no estudo.

Tabela 4.1. Enquadramento das classes de solo nos grupos hidrológicos do solo

Grupo Hidrológico do Solo	Classes gerais de solo
A	<ul style="list-style-type: none"> ✓ LATOSSOLO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade; ✓ LATOSSOLO AMARELO E LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso;
B	<ul style="list-style-type: none"> ✓ LATOSSOLO AMARELO e LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; ✓ LATOSSOLO BRUNO; ✓ NITOSSOLO VERMELHO; ✓ NEOSSOLO QUARTZARÊNICO; ✓ ARGISSOLO VERMELHO ou VERMELHO AMARELO de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muitoargilosa que não apresentam mudança textural abrupta.
C	<ul style="list-style-type: none"> ✓ ARGISSOLOS pouco profundos, mas não apresentando mudança textural abrupta ou ARGISSOLO VERMELHO, ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; ✓ CAMBISSOLO de textura média e CAMBISSOLO HÁPLICO ou HÚMICO, mas com características físicas semelhantes aos LATOSSOLOS (latossólico); ✓ ESPODOSSOLO FERROCÁRBICO; ✓ NEOSSOLO FLÚVICO.

D	<ul style="list-style-type: none"> ✓ NEOSSOLO LITÓLICO; ✓ ORGANOSSOLO; ✓ GLEISSOLO; ✓ CHERNOSSOLO; ✓ PLANOSSOLO; ✓ VERTISSOLO; ✓ ALISSOLO; ✓ LUVISSOLO; ✓ PLINTOSSOLO; ✓ SOLOS DE MANGUE; ✓ AFLORAMENTOS DE ROCHA; ✓ Demais CAMBISSOLOS que não se enquadram no Grupo C; ✓ ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.
---	--

Fonte: Sartori, 2004

O mapeamento do uso do solo atual foi realizado utilizando o software Google Earth 6.2.2.6613 com a imagem da área mais recente por ele disponível (22/11/2010). Para elaborar o mapa de uso e ocupação do solo foi importado para o programa a discretização feita para a bacia e foram produzidos manualmente inúmeros polígonos para onze classes de uso e ocupação do solo identificadas na bacia. As classes identificadas foram:

- Bosques ou zonas florestais;
- Espaços abertos relvados;
- Pastagens ou terrenos em más condições;
- Estacionamentos, telhados e viadutos;
- Rua de terra;
- Rua de paralelepípedo;
- Rua asfaltada;
- Zonas comerciais;
- Zonas industriais;
- Zonas residenciais (A=500m²);
- Zonas residenciais (A=1000m²).

A figura 4.11 mostra o mapa elaborado de uso e ocupação do solo atual da bacia com uma ampliação de uma determinada área para melhor visualização.

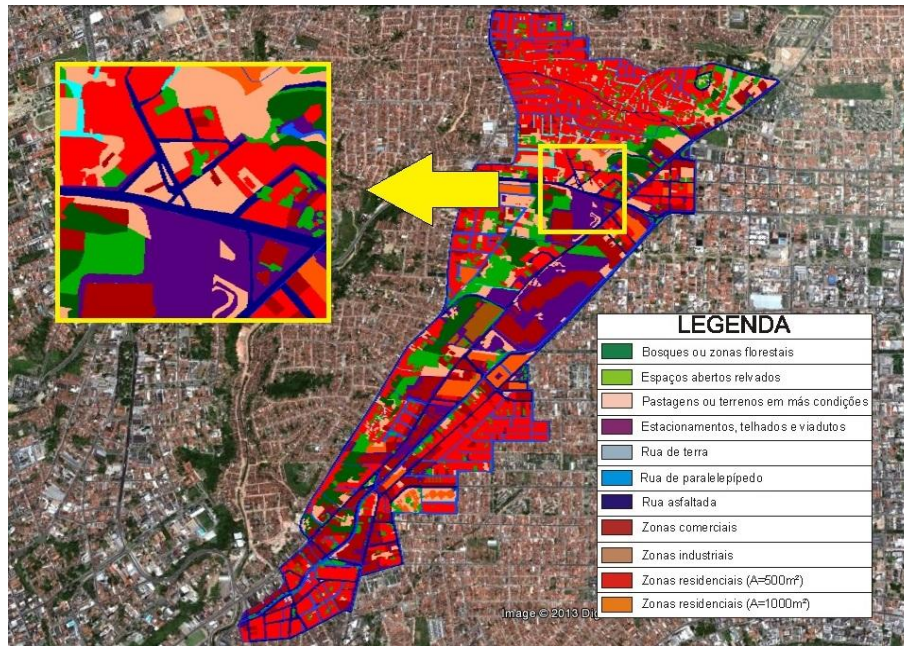


Figura 4.11. Mapa de uso e ocupação do solo atual da bacia do Riacho do Sapo

Parametrização dos Condutos

No SWMM os condutos são as tubulações ou canais que transportam a água de um nó à montante para outro a jusante. Os principais parâmetros de entrada requeridos pelo modelo estão descritos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Dados de entrada dos condutos no SWMM

Parâmetro	Símbolo	Unidade
Nó de entrada	-	-
Nó de saída	-	-
Comprimento	L	m
Forma (Circular, Irregular, Retângulo fechado...)	-	-
Coefficiente de rugosidade de Manning	n	-

A rugosidade do canal foi determinada através de visitas de campo e auxílio da literatura. Adotou-se um valor do coeficiente de rugosidade n de Manning básico, incrementando quando necessário conforme o método de Cowan ou método da incrementação (Baptista e Coelho, 2010; Canholi, 2005) ou ainda método do Soil Conservation Service – SCS (French, 1986).

A composição do parâmetro envolveu a determinação de um coeficiente básico que posteriormente foi somado a alguns fatores característicos do canal e o resultado dessa soma foi multiplicado pelo grau de meandrização do conduto, conforme apresenta a equação 4.1.

$$n_{\text{Conduto}} = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad (4.1)$$

onde:

n_b – Valor básico para um canal retilíneo, uniforme e com superfícies planas, de acordo com o material associado à superfície de contato;

n_1 – Fator de correção para o efeito de irregularidades da superfície como: erosões, assoreamentos, saliências e depressões na superfície etc.;

n_2 – Variações de forma e tamanho do canal;

n_3 – Obstruções do curso d'água no canal como: raízes, troncos etc.;

n_4 – Influência no escoamento da vegetação presente no canal;

m – Grau de meandrização do canal. Esse valor é obtido pela razão entre o comprimento efetivo do conduto e a distância retilínea por ele percorrida.

Para esta composição foi elaborado um álbum fotográfico contendo todos os condutos (abertos e fechados) onde foram analisados os coeficientes para cada uma dessas representações. A figura 4.12 apresenta exemplos do registro fotográfico.



Figura 4.12. Mosaico com fotografias para elaboração do n de Manning

No modelo foram empregados coeficientes de rugosidade distintos para as paredes e para o fundo dos condutos abertos e um valor único para os condutos fechados. A figura 4.13 mostra a entrada no modelo dos coeficientes utilizados e a seção transversal do conduto aberto número 39 localizado na Avenida Cid Scala, por trás da maternidade Santa Mônica.

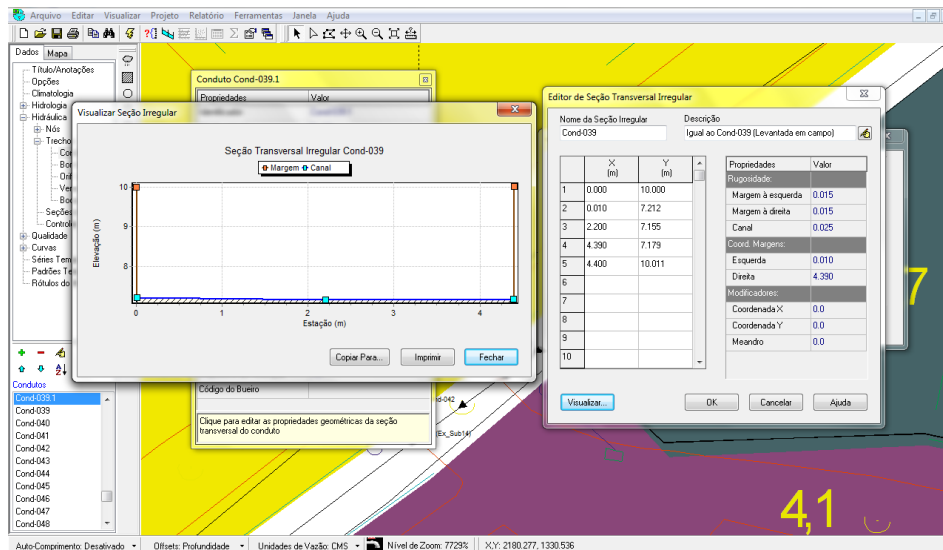


Figura 4.13. Propriedades geométricas da seção do conduto 39

Parametrização das Sub-bacias

As sub-bacias são caracterizadas no SWMM através de vários parâmetros, listados na tabela 4.3.

Tabela 4.3. Dados de entrada por bacia no SWMM

Parâmetro	Símbolo	Unidade
Área	A	Ha
Largura	W	M
Declividade	S	%
Fração de Área impermeável	AI	%
Coeficiente de rugosidade de Manning – superfícies impermeáveis	n_I	-
Coeficiente de rugosidade de Manning – superfícies permeáveis	n_P	-
Capacidade de armazenamento em depressões – superfícies impermeáveis	d_I	mm
Capacidade de armazenamento em depressões – superfícies permeáveis	d_P	mm
Fração de área impermeável não conectada	AINC	%

Fonte: adaptado de Collodel, 2009

Além dos parâmetros mostrados na tabela, o modelo SWMM proporciona três diferentes tipos de modelagem da infiltração no solo: Equações de *Horton*, Método de *Green-Ampt*, e Método SCS (Curva Número-CN). O presente estudo optou pela utilização do método SCS.

O parâmetro de infiltração (CN) para cada sub-bacia foi obtido através da sobreposição do mapa de Uso e Ocupação do Solo com o mapa dos Grupos Hidrológicos do Solo da bacia. Com essa sobreposição foram computadas as áreas de cada tipo de uso em cada grupo de solo. A figura 4.14 exemplifica a sobreposição feita para a busca do parâmetro.

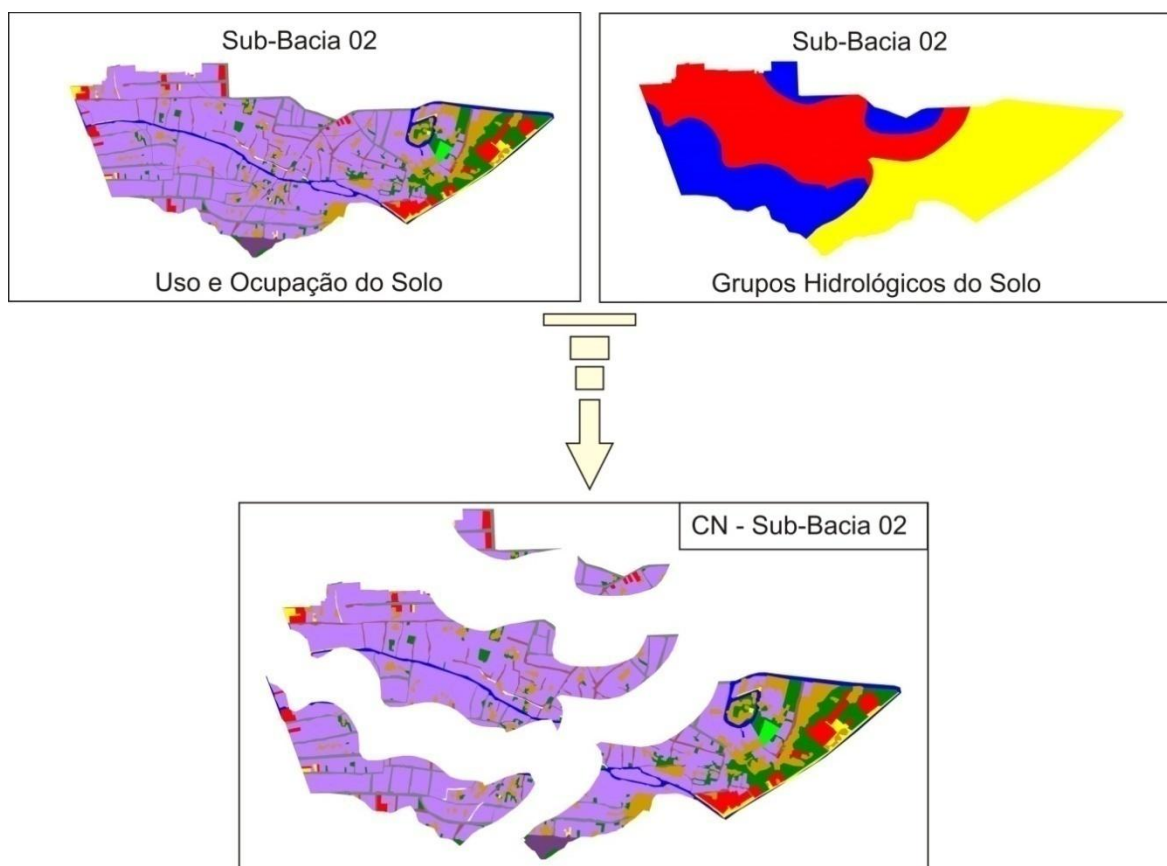


Figura 4.14. Exemplo da sobreposição feita para cálculo do CN

Por fim, para cada sub-bacia o CN foi obtido pela ponderação das áreas computadas com seus respectivos CN's descritos na tabela 4.4.

Tabela 4.4. Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C
Pastagens ou terrenos em más condições	53,5	70,0	80,0
Bosques ou zonas florestais	35,0	60,5	73,5
Espaços abertos relvados	44,0	65,0	76,5
Zonas Comerciais	89,0	92,0	94,0
Zonas Industriais	81,0	88,0	91,0
Zonas residenciais			
Lotes de (m ²) % média impermeável			
<500 65	77,0	85,0	90,0
1000 38	61,0	75,0	83,0
Estacionamentos, telhados e viadutos	98,0	98,0	98,0
Rua asfaltada	98,0	98,0	98,0
Rua de paralelepípedo	76,0	85,0	89,0
Rua de terra	72,0	82,0	87,0

Fonte: adaptado de Tucci, 1993

O mapa de Uso do Solo e Ocupação elaborado no Google Earth também foi utilizado para quantificar as áreas impermeáveis de cada uma das sub-bacias.

Um dos parâmetros de entrada mais importantes e mais difíceis de constatar é a largura característica do escoamento superficial da sub-bacia. O SWMM modela suas bacias como se estas fossem superfícies retangulares com um declive uniforme e uma largura característica (W), drenadas para um canal de saída única.

Um parâmetro de entrada importante e difícil de constatar é a largura característica do escoamento superficial da sub-bacia. O SWMM modela suas bacias como se estas fossem superfícies retangulares com um declive uniforme e uma largura característica (W), drenadas para um canal de saída única.

Não existe uma metodologia única para caracterizar tal parâmetro, causando certo desconforto ao usuário, ainda mais que manuais do programa ilustram, em diferentes tempos, diferentes representações do parâmetro sem citar alterações ocorridas na representação do parâmetro no modelo. Essa diferença é apresentada na figura 4.15 que mostra a representação idealizada de pelo SWMM de uma sub-bacia no manual do usuário de 1992 (esquerda) com a largura característica (W) sendo igual ao dobro de L e a representação encontrada no manual de aplicações de 2009 (direita) que apresenta $W = L$.

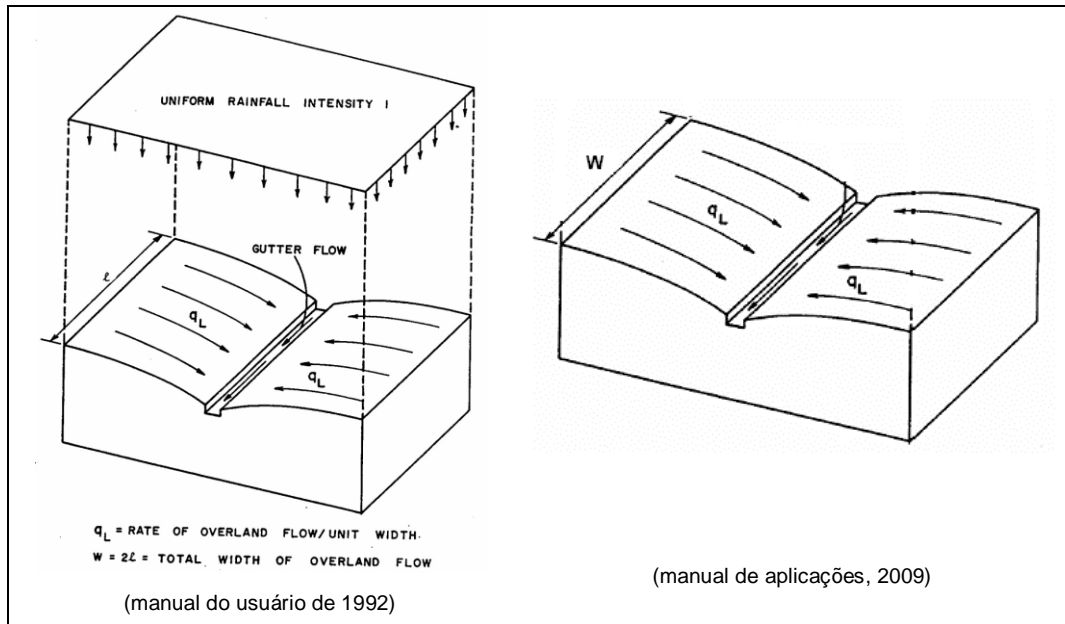


Figura 4.15. Representação da sub-bacia pelo SWMM. Esquerda Manual do usuário (1992) e Direita Manual de aplicações (2009)

A largura característica do escoamento superficial da sub-bacia nada mais é que o quociente entre a área total e o comprimento do caminho do escoamento superficial que a água leva até encontrar um percurso preferencial como rios, galerias ou até mesmo sarjetas. Porém, vários pesquisadores utilizam diferentes metodologias para obter esse parâmetro em seus estudos, como se pode mencionar:

- Garcia (2005) adotou o valor da largura do retângulo equivalente para a representação da largura das sub-bacias em sua modelagem;
- Temprano et al (2006) obteve uma primeira estimativa da largura característica medindo no mapa um comprimento numa direção perpendicular aos condutos de cada sub-bacia;
- Cambez et al (2008) admitiu a raiz quadrada da área da sub-bacia como largura para ser adotada no modelo;
- Santos (2008) considerou este parâmetro como sendo a metade da largura do retângulo equivalente;
- Gironás et al. (2009) diz que o parâmetro de largura em áreas urbanas pode ser calculado dividindo a área da sub-bacia pela distância a partir do fundo de um lote típico para o meio da rua.

Ao calcular o parâmetro com as metodologias vistas acima, foi observada uma enorme variação no resultado, que vai desde poucas dezenas a muitas

centenas de metros para a largura de uma mesma sub-bacia. Com isso, foi adotado o valor da largura do retângulo equivalente (le) para a definição da largura inicial das sub-bacias. Esse parâmetro foi obtido para cada sub-bacia através das equações 4.2 e 4.3 (GARCIA, 2005).

$$le = \frac{k_c \cdot \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right] \quad (4.2)$$

$$k_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4.3)$$

onde:

le – Largura do retângulo equivalente;

k_c – Coeficiente de compacidade;

A – Área da sub-bacia;

P – Perímetro da sub-bacia.

Em consequência do exposto, o parâmetro w foi considerado como um parâmetro a ser ajustado na calibração.

Para obter as declividades médias (S) de cada sub-bacia, foram extraídos da base cartográfica os *layer's* que continham atributos de altitude para servirem como amostras a serem importadas pelo software Spring 5.2. Com isso foram geradas grades triangulares e, em seguida, mapas de declividades de cada sub-bacia onde foram verificadas as declividades médias para serem inseridas no modelo.

A obtenção dos parâmetros de rugosidade para as áreas impermeáveis e permeáveis de todas sub-bacias foi feita através da ponderação dos coeficientes de rugosidade para cada tipologia da superfície e da ocupação propostos por Matos (1987, apud Martins, 2000). A tabela 4.5 apresenta os coeficientes de Manning propostos por Matos (1987, apud Martins, 2000) para cada tipo de superfície e a tabela 4.6 para cada tipo de ocupação.

Tabela 4.5. Coeficiente de rugosidade de Manning por tipologia de superfície

Tipologia da Superfície	n de Manning
Pavimento asfáltico	0,012
Pavimento em concreto	0,014
Solo bem compactado	0,02
Solo mal compactado	0,03
Relvado pobre e disperso	0,03
Pastagens	0,04
Relva densa	0,06
Arbustos médios e pequenos	0,08
Arvoredo	0,20

Fonte: adaptado de MATOS apud MARTINS, 2000

Tabela 4.6. Coeficiente de rugosidade de Manning por tipo de ocupação

Tipo de Ocupação	n de Manning
Comercial e pequeno industrial	0,015 – 0,035
Residencial (denso)	0,025 – 0,040
Residencial (suburbano)	0,030 – 0,055
Parques	0,040 – 0,080

Fonte: adaptado de MATOS apud MARTINS, 2000

A ponderação do parâmetro foi adotada por entender que os coeficientes diferem entre cada sub-bacia, não sendo aconselhada a adoção de um coeficiente único para toda a bacia.

A espessura da lâmina d'água armazenada nas áreas impermeáveis de cada sub-bacia foi estimada utilizando a equação 4.4 proposta por Huber & Dickinson (1992).

$$D_i = 0,0303 \cdot S^{-0,49} \quad (4.4)$$

onde:

D_i – Armazenamento em depressão parcela impermeável (polegadas); e

S – Declividade média da Sub-Bacia.

Essa metodologia foi escolhida por levar em conta a declividade média da sub-bacia.

Para a profundidade de armazenamento em depressão nas áreas permeáveis foi levado em conta os parâmetros obtidos no estudo de Hicks (1944, apud Huber, 1992). Os parâmetros por ele estimados em áreas urbanas foram: 5,1 mm para areia; 3,8 mm para terras argilosas e 2,5 mm para solos argilosos.

Com isso, foi considerado o valor de 5,1 mm para os solos AQ, LA-2 e LA-3 e o valor 3,8 mm para os solos PA-1 e PA-2, mostrados na figura 4.10. Para encontrar o valor do armazenamento foi estimada a proporção de cada solo em cada sub-bacia observando o mapa pedológico anteriormente criado.

Dados Hidrológicos: fluxo em tempo seco e medição de vazão

A fim de alcançar uma modelagem mais precisa, foi necessário adquirir dados relevantes do escoamento no canal e nas sub-bacias. As informações coletadas foram fluxo em tempo seco, variação de nível do canal e precipitação na bacia. A obtenção destes dados está descrita nos próximos itens.

Como quase todo canal de drenagem urbana no Brasil, o riacho do sapo apresenta um certo fluxo, mesmo em dias sem precipitação. Como constatado nas visitas a campo e por Pimentel (2009), este escoamento em tempo seco ocorre por existir ligações no canal, facilmente identificadas, contendo águas residuárias.

Com base no exposto, foram realizadas medições de profundidade ao longo do canal e levantados os locais de contribuição em tempo seco. Em seguida foram inseridas vazões de aporte no modelo para representar esse fluxo antes da ocorrência de um evento, como condições iniciais para a simulação dos cenários.

Para adquirir dados de vazão foi utilizado um molinete para medição da velocidade do fluxo e a seção transversal do canal no local desta coleta. O molinete foi colocado em três posições estabelecidas ao longo da seção e a média das velocidades encontradas foi utilizada para obter a vazão pontual. A figura 4.16 mostra essa medição.



Figura 4.16. Medição de vazão com o molinete

Uma das dificuldades enfrentadas para a medição de vazão foi o fato de que o ano de 2012 apresentou chuvas escassas e a grande maioria dos poucos eventos ocorridos terem acontecidos no período noturno.

Dados Hidrológicos: Estação Pluviométrica

Com o propósito de coletar dados da precipitação na bacia e dessa forma possibilitar a calibração do modelo, foi instalado em cima da caixa d'água da maternidade Santa Mônica um pluviômetro de báscula com resolução correspondente a um acúmulo de 0,25 mm de chuva.

Mesmo sabendo da recomendação para a instalação apresentada nos guias de práticas hidrológicas da Organização Meteorológica Mundial (OMM) que aconselha a colocação do instrumento a uma altura de 1,5 m, o local foi escolhido por apresentar segurança para o instrumento e por não existir nenhum obstáculo ao seu redor. A figura 4.17 mostra o local de instalação e o pluviômetro instalado em destaque.



Figura 4.17. Localização da estação pluviométrica instalada

Dados Hidrológicos: Estação Fluviométrica

Para o monitoramento do nível do riacho do Sapo um sensor de pressão foi instalado e configurado para coletar a profundidade do canal a cada 10 minutos para evitar o desgaste rápido da bateria. O sensor foi instalado em um local de fácil acesso, embaixo de uma ponte para diminuir o risco de extravio e a uma

grande distância da foz para evitar a influência de jusante em suas medidas. A figura 4.18 mostra o local de instalação e o sensor de pressão instalado em destaque.



Figura 4.18. Localização da estação fluviométrica instalada

Calibração do Modelo

A calibração do modelo foi realizada em dois estágios: o primeiro em regime permanente e o segundo com a simulação hidrológico-hidráulica dos eventos selecionados. Como não se tem dados suficientes de vazão, a calibração se deu para as profundidades com os ajustes dos parâmetros por tentativa e erro.

A etapa em regime permanente foi realizada utilizando vazões obtidas com o emprego do molinete (medição de velocidade) e as profundidades observadas no mesmo instante. Neste estágio a vazão verificada foi introduzida a montante do ponto de coleta e observada à profundidade gerada pelo modelo para comparação com a mensurada em campo. O parâmetro calibrado foi o coeficiente de rugosidade do canal (n de Manning).

Para o segundo estágio foram utilizados dados do pluviômetro de balsa e do sensor de pressão. Foram averiguados os eventos registrados no período inseridos no modelo SWMM, sendo verificadas as profundidades geradas no nó onde se encontra instalado o sensor de pressão. Os eventos utilizados bem como os produtos da calibração estão ilustrados no capítulo de resultados, no item equivalente a este tópico.

A qualidade do ajuste da calibração foi avaliada através do coeficiente de correlação, Erros percentuais nas Profundidades máximas – EP (equação 4.5) e pelo Coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe 1970 – COE (equação 4.6).

$$EP = \left(\frac{P_{max\ cal} - P_{max\ obs}}{P_{max\ obs}} \right) \cdot 100 \quad (4.5)$$

onde:

$P_{max\ cal}$ – Profundidade máxima calculada pelo modelo;

$P_{max\ obs}$ – Profundidade máxima observada no sensor.

$$COE = 1 - \left[\frac{\sum (P_{obs} - P_{cal})^2}{L \sum (P_{obs} - \overline{P_{obs}})^2} \right] \quad (4.6)$$

onde:

P_{cal} – Profundidade calculada pelo modelo;

P_{obs} – Profundidade máxima observada no sensor;

$\overline{P_{obs}}$ – Média das profundidades observada no sensor;

Este coeficiente pode variar de $-\infty$ até 1, sendo 1 um ajuste perfeito. Como Araujo Neto et al. (2012) explicam o desempenho de um modelo e considerado adequado e bom se o valor do COE superar 0,75 e é considerado aceitável se o valor de COE fica entre 0,36 e 0,75.

4.2.2 Simulação para restrição de vazão pela capacidade do canal

Com o modelo calibrado, foi possível simular cenários para a discussão a respeito de vazões de restrição, pela capacidade do canal, condizentes com as condições atuais de uso e ocupação do solo. Para isto, foram definidos os cenários de simulação e obtidas precipitações de projeto.

Definição de cenários e precipitação de projeto

A definição dos cenários levou em conta a ocupação do solo atual, tempos de retorno da precipitação e diferentes níveis de jusante na foz do riacho do Sapo. A tabela 4.7 indica a combinação desses critérios. A nomenclatura dos cenários segue a seguinte regra: por exemplo, CA10B é Cenário de ocupação Atual, tempo de retorno de 10 anos e nível de água (NA) de jusante Baixo.

Tabela 4.7. Cenários de simulação adotados para o estudo

		Tempo de retorno (anos)		
		10	25	50
NA de jusante	Baixo	CA10B	CA25B	CA50B
	Médio	CA10M	CA25M	CA50M
	Alto	CA10A	CA25A	CA50A

Para fins deste estudo, foi adotada a premissa de que, na situação ideal, o controle deve garantir que não haja transbordamento em nenhum trecho do canal. Para garantir esse princípio, foi considerada como limite da capacidade a vazão que ocorre no segundo anterior ao transbordamento de qualquer ponto no riacho. Isto teve que ser feito porque podem ocorrer vários pontos ao longo do canal com potencial de transbordamento: pontos que apresentam problemas com tempos de retorno baixo, apresentam também ocorrências com tempos de retorno alto; pontos com tempo de retorno mais altos, podem não apresentar problemas com tempos de retorno menores, mas podem representar a situação de projeto do canal de macrodrenagem.

Quanto às condições de contorno de jusante, foram adotados três possíveis níveis de água no Riacho Reginaldo, foz do Riacho do Sapo. A condição de NA baixo foi inserida no modelo como uma descarga livre e as outras duas condições (NA médio e NA alto) foram adotadas com o nível do Reginaldo no meio e na maior profundidade na seção do exutório da bacia do Sapo respectivamente.

As condições iniciais do canal se basearam no levantamento de campo dos níveis em tempo seco. No modelo estas condições foram colocadas de tal forma que houvesse escoamento permanente durante um longo período de tempo, garantindo uma estabilização de níveis e vazões na ordem de grandeza encontrada em campo, aguardando os hidrogramas correspondentes às precipitações.

Para as precipitações de projeto a chuva adotada foi determinada através da curva IDF de Maceió, construída em 1957 (PFAFSTETTER, 1982) (equação 4.7), visto que esta é a equação ainda utilizada nos projetos de drenagem na cidade.

$$P = R. [a. t + b \log(1 + c. t)] \quad (4.7)$$

onde:

P – Precipitação máxima em mm;

t – Duração da precipitação em horas;

a , b e c – Constantes para cada posto onde a equação foi ajustada;

R – Fator de probabilidade definido como:

$$R = T_r \left(\alpha + \frac{\beta}{T_r^\gamma} \right) \quad (4.8)$$

onde:

T_r – Tempo de retorno em anos, que para este caso foi adotado os tempo de 10, 25 e 50 anos;

γ – Constante adotada para todos os postos igual a 0,25;

α e β – Valores que dependem da duração da precipitação que são apresentados na tabela 4.8.

Tabela 4.8. Valores de α e β

Duração (min)	α	β
5	0,108	0
15	0,122	0,04
30	0,138	0,08
60	0,156	0,2
120	0,166	0,2
240	0,174	0,2

Fonte: Pfafstetter *apud* Tucci, 2004

A distribuição temporal das chuvas de projeto foi definida pelo método dos blocos alternados, discretizados em intervalos de tempo de 5 minutos para a construção dos hietogramas. Quanto à duração da chuva de projeto, adotou-se o tempo de concentração da bacia do riacho do Sapo que, conforme Vidal (2012) é de cerca de 85 minutos. A figura 4.19 mostra a distribuição temporal da chuva de projeto para tempo de retorno de 25 anos.

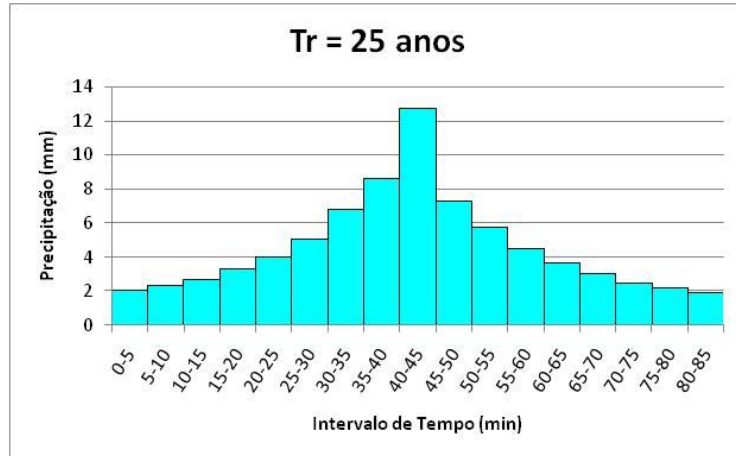


Figura 4.19. Distribuição temporal da chuva de projeto para tempo de retorno de 25 anos

Simulação dos Cenários

O modelo foi configurado para simular a propagação do fluxo, a cada segundo, através da onda dinâmica, o processo de infiltração baseado na Curva Número (CN) do Método SCS e o relatório dos resultados calculados na simulação sendo apresentado segundo a segundo. A propagação da precipitação efetiva é feita pelo reservatório não linear, conforme já mostrado.

Para a simulação dos cenários propostos, foram inseridas no modelo três séries contendo as precipitações de projeto dos tempos de retorno sugeridos: Tr-10, Tr-25 e Tr-50. Cada série contém a hora em intervalos de 5 minutos e o volume precipitado para cada um destes intervalos. A figura 4.20 mostra a série inserida no modelo para o tempo de retorno de 25 anos.

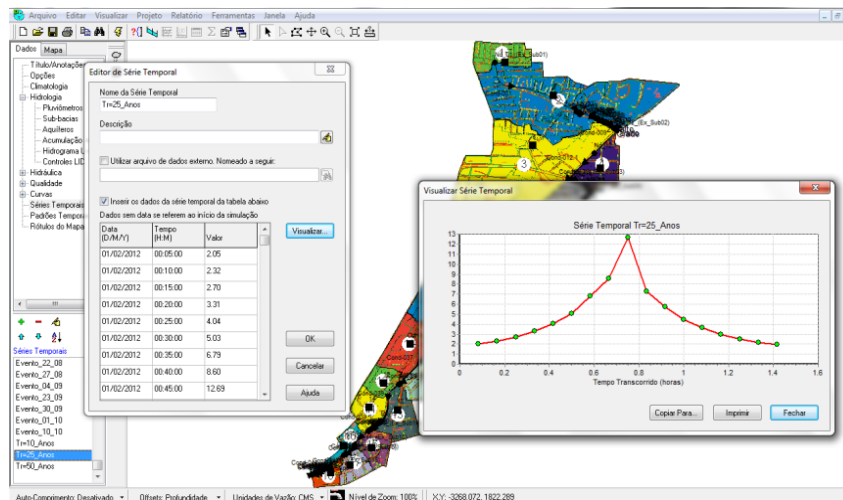


Figura 4.20. Série inserida no modelo SWMM para a chuva de projeto com o tempo de retorno de 25 anos

Cada uma das séries foi simulada com as três condições de contorno e os resultados obtidos analisados para a definição dos parâmetros de controle de escoamento.

Vazões específicas simuladas e coeficiente de escoamento

Para cada cenário simulado foram verificados os pontos do canal que atingiram sua profundidade máxima (para não haver transbordamento). Na verdade, foram verificadas as vazões correspondentes um segundo antes do fluxo atingir essa profundidade.

Foram observadas as áreas de contribuição à montante dos pontos onde ocorreram os transbordamentos para obter as vazões específicas na hora do transbordamento e no segundo anterior para cada um desses pontos alagados. A figura 4.21 apresenta exemplos dessas áreas.

No modelo, estas áreas estão à montante do nó onde ocorreu o transbordamento. Os detalhes estão no item de resultados.

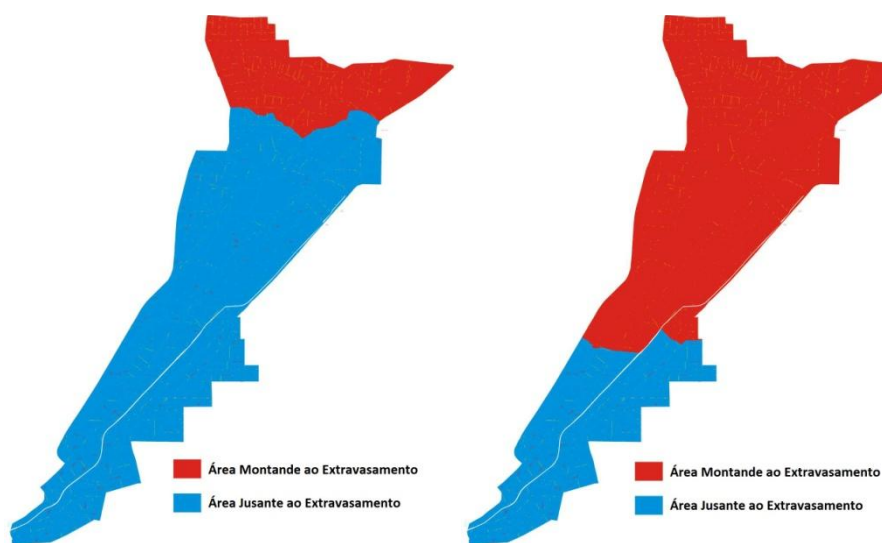


Figura 4.21. Exemplo de áreas de contribuição para transbordamento

As vazões específicas correspondentes à iminência de transbordar ou no momento (no segundo) do transbordamento são obtidas dividindo a vazão do hidrograma no instante considerado pela área de contribuição a montante.

Para cada tempo de retorno, foi tomado como vazão máxima permitida para evitar transbordamentos o valor da menor vazão específica encontrada nos pontos que alagaram, considerando as três condições de contorno de jusante.

Foram consideradas as menores vazões, pois atingindo tal vazão não há possibilidade de extravasamento nos pontos que oferecem capacidade para vazões maiores.

Destaca-se que é interessante descobrir qual seria o coeficiente de escoamento das bacias de montante equivalente às vazões de transbordamento, utilizando o método racional C.

O modelo calcula o C resultante do evento simulado para cada sub-bacia. Entretanto, o interesse aqui está não em todo o evento, mas em um momento específico dele, de modo que se deve utilizar o método racional tendo como dados a intensidade, a área e a vazão e como incógnita o valor de C, o que implica em calcular, para cada tempo de retorno, a intensidade e, para isto, é necessário estimar os tempos de concentração das bacias de contribuição a montante de cada ponto que transbordou.

Com as áreas que fornecem as vazões de aporte para os transbordamentos, foram calculados seus tempos de concentração pelo método do SCS Lag fórmula através da equação 4.9:

$$T_c = 3,42 \cdot L^{0,8} (1000/CN-9)^{0,7} \cdot S^{-0,5} \quad (4.9)$$

onde:

L – Comprimento do talvegue (km);

CN – Número da curva;

S – declividade do talvegue.

O parâmetro CN da equação foi calculado através do mapa de uso e ocupação do solo para cada área de contribuição dos pontos que ocorreram transbordamentos nos cenários do estudo.

Este método de cálculo do tempo de concentração foi escolhido por utilizar parâmetros, já encontrados neste estudo. Porém, ele foi desenvolvido em bacias rurais devendo ser aplicado um fator de ajuste em função da área impermeabilizada para aplicação em bacias urbanas. Esse fator de ajuste é apresentado na equação 4.10.

$$FA = 1 - PI(-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) 10^{-6} \quad (4.10)$$

onde:

PI – Porcentagem impermeabilizada da bacia;

CN – Número da curva.

Com o tempo de concentração de cada uma dessas áreas foram verificadas nas curvas IDF as intensidades das chuvas correspondentes. Foi avaliado o coeficiente de escoamento máximo que cada uma das áreas pode apresentar para evitar transbordamento com a equação 4.11 do método racional.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (4.11)$$

onde:

Q – Vazão de pico (m³/s);

C – Coeficiente de escoamento;

I – Intensidade média máxima da chuva (mm/h);

A – Área drenada (ha).

Assim como a vazão de restrição, foi adotado como o coeficiente máximo de escoamento, para cada tempo de retorno, o menor valor encontrado, considerando todas as condições de contorno simuladas.

Coeficiente de escoamento máximo permitido para áreas loteadas

Devido à ocupação heterogênea que toda bacia urbana apresenta, a composição do coeficiente de escoamento é dada por uma média ponderada que leva em conta a proporção do coeficiente dos diferentes usos na área analisada, como demonstra a equação 4.12

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \cdot A_i \quad (4.12)$$

onde:

C = Coeficiente médio de escoamento superficial;

A = Área total de drenagem;

C_i = Coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação “i”;

A_i = Área da bacia hidrográfica correspondente à ocupação “i”.

Com a finalidade de encontrar qual o coeficiente máximo de escoamento que cada lote pode apresentar para evitar o transbordamento do canal, levou-se em conta o fato que dificilmente uma restrição empregada envolveria o

escoamento gerado pelas vias de circulação da cidade (avenidas e ruas). Para isso, foi adotada a premissa de que o parcelamento da área da cidade abrange apenas dois tipos de uso: áreas de vias de circulação e áreas Loteadas conforme a figura 4.22 exemplifica.

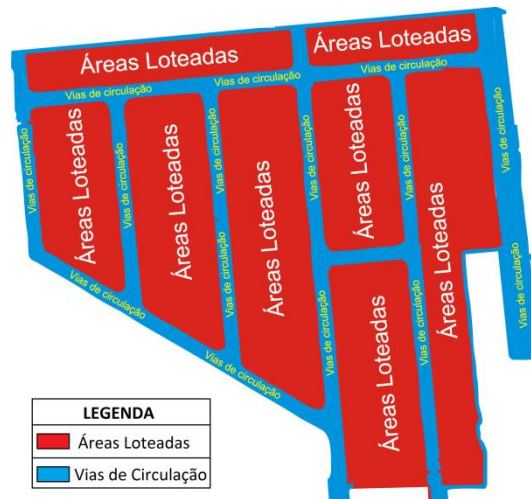


Figura 4.22. Parcelamento adotado para obtenção do coeficiente de escoamento máximo nas áreas loteadas

Neste estudo, as áreas de vias de circulação foram todas as ruas verificadas na bacia do riacho do sapo. Os coeficientes de escoamento adotados para vias asfaltadas, em paralelepípedo e de solo compactado são apresentados na tabela 4.9 adaptada do estudo de Tucci (2000).

Tabela 4.9. Valores de coeficientes médio de escoamento por tipo de pavimento

Tipo de pavimento das vias	Coefficiente médio de escoamento
Asfalto	0,95
Paralelepípedo	0,60
Solo compactado	0,66

Fonte: Adaptada de Tucci, 2000

As demais áreas na bacia foram incluídas nas áreas loteadas. Essas áreas compreendem todos os outros usos do solo na bacia, como: Lotes residenciais; Lotes Comerciais; Templos; Praças e Edifícios públicos.

Como popularmente se associa o emprego do asfalto ao desenvolvimento, o estudo averiguou o coeficiente máximo para dois estágios de desenvolvimento de pavimentação: Condição atual das vias e o asfaltamento de todas as vias.

Por fim, o coeficiente máximo de escoamento admitido nas áreas loteadas para evitar inundações na bacia, devido transbordamentos no canal, foi identificado utilizando o coeficiente máximo de escoamento descoberto nos

cenários de simulação e cada um dos estágios de desenvolvimento de pavimentação sugeridos no estudo. A equação 4.14 foi utilizada para essa identificação.

$$C_{max_{AL}} = \frac{(C_{cenário} - (C_{Asf} \cdot Pa_{Asf} + C_{Par} \cdot Pa_{Par} + C_{SC} \cdot Pa_{SC}))}{Pa_{AI}} \quad (4.14)$$

onde:

$C_{max_{AL}}$ – Coeficiente máximo de escoamento das áreas loteadas;

$C_{Cenário}$ – Coeficiente de escoamento encontrado nos cenários de simulação;

C_{Asf} – Coeficiente de escoamento do pavimento asfalto;

Pa_{Asf} – Parcela da bacia ocupada por vias asfaltadas;

C_{Par} – Coeficiente de escoamento do pavimento paralelepípedo;

Pa_{Par} – Parcela da bacia ocupada por vias de paralelepípedo;

C_{SC} – Coeficiente de escoamento do pavimento solo compactado;

Pa_{SC} – Parcela da bacia ocupada por vias de paralelepípedo;

Pa_{AI} – Parcela da bacia ocupadas pelas áreas loteadas.

4.2.3 Método racional para vazão de pré-urbanização aplicada à cidade de Maceió

Para fazer aparecer mais elementos de discussão acerca da adoção de uma determinada vazão de restrição para evitar inundações urbanas, pode-se aplicar o mesmo método de Tucci (2000) e Tucci (2001), empregado em Porto Alegre, para a cidade de Maceió. Para tanto, foi utilizada a curva IDF da cidade, observando todos os tipos de solo do método SCS de precipitação efetiva e aumentando o leque de valores de áreas de drenagem (o que implica em diferentes durações de precipitação de projeto, pois assim ocorre com os tempos de concentração).

O objetivo com este procedimento foi verificar qual seria a vazão específica de restrição, pelo método citado acima, para a cidade de Maceió, ou melhor, quais as vazões de restrição específica, em função do tipo de solo e da área de drenagem. Os passos foram os seguintes: (a) escolher valores de CN representativos de uma condição geral de pré-ocupação a partir da tabela do método SCS; (b) adotar alguns valores de área de drenagem e estudar tempos de concentração típicos para estas áreas nas condições de pré-ocupação, a partir do

cálculo da velocidade de escoamento na superfície e de um comprimento característico; (c) calcular o valor dos coeficientes de escoamento em função dos valores de CN do passo (a), das áreas de drenagem e dos tempos de concentração do passo (b) e de alguns tempos de retorno; (d) calcular valores de vazão específica de restrição para as áreas resultantes da análise do passo (b) e a utilizada por Tucci (2001).

Alguns resultados serão adiantados neste tópico, mas os valores encontrados nos passos (c) e (d) serão mostrados no tópico de resultados e discussões.

Para escolher valores de CN representativos de uma condição geral de pré-ocupação (passo a), foram consideradas duas das tabelas de valores de CN de USDA (1986): tabela com áreas completamente urbanizadas e uso do solo em espaços abertos e a tabela de outros usos agrícolas. Para cada uma destas foram analisadas cada condição de uso (pobres, razoáveis e boas). Os resultados, mostrados na tabela 4.10 indicam que os valores para as condições razoáveis são praticamente iguais à média entre os valores das duas outras condições. Dessa forma, foram adotados valores próximos das condições razoáveis.

Tabela 4.10. Valores de CN adotados para determinação do valor de C em Maceió

	Média			
	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
Condições pobres	57,3	72,8	81,5	86,0
Condições razoáveis	45,6	65,6	76,6	82
Condições boas	33,6	56,6	70,8	77,6
Média entre pobres e boas	45,4	64,7	76,2	81,8
Valores adotados	46	66	77	82

Para estimar a duração da precipitação (passo b), utilizou-se a mesma simplificação de Tucci (2001), ou seja, lotes retangulares com cobertura do solo homogênea e com o comprimento L igual ao dobro da largura e escoamento na direção de L. O resultado foram áreas de drenagem com as características da tabela 4.11.

Tabela 4.11. Áreas e comprimentos de escoamento superficial estudados para Maceió

A (m ²)	A (ha)	L (m)
250	0,03	22,36
500	0,05	31,62
1.000	0,10	44,72
5.000	0,50	100,00
10.000	1,00	141,42
100.000	10,00	447,21
500.000	50,00	1.000,00
1.000.000	100,00	1.414,21

O tempo de concentração de cada área foi adotado igual ao tempo de viagem, isto é, $t_c = L/v$, onde v é a velocidade do escoamento na superfície, dada por $v = k \cdot S^{0,5}$ (BIDONE e TUCCI, 1995), onde o valor de k depende da cobertura do solo e S é a declividade em %. Foi adotado um valor de $k = 0,08$ e o resultado está ilustrado na figura 4.23 para várias declividades e áreas.

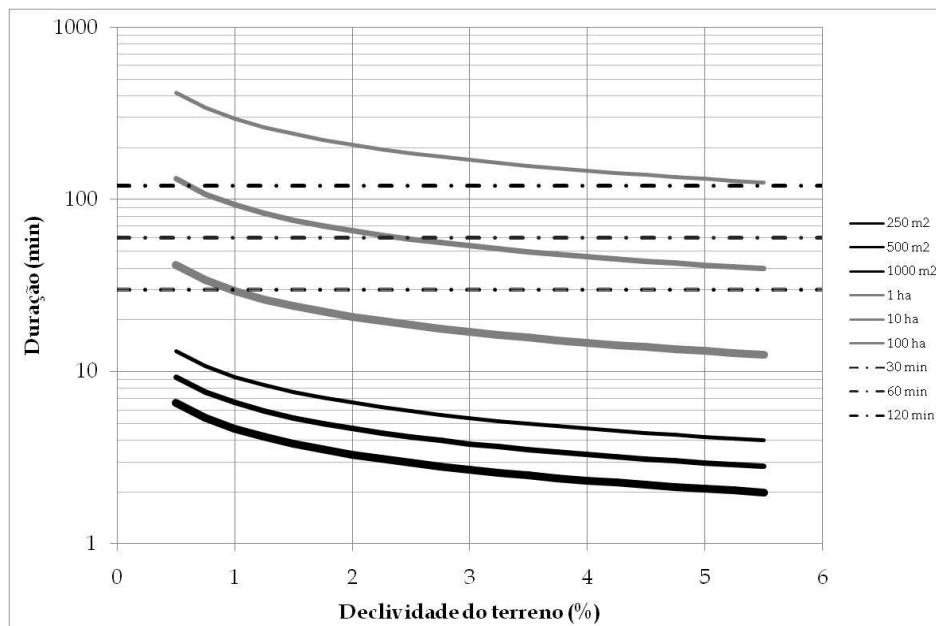


Figura 4.23. Duração da precipitação em função da área e da declividade do terreno

De acordo com a figura, a duração de 15 minutos cobre todos os terrenos com até 1.000 m². A duração de 30 minutos cobre quase toda a curva de terrenos com 1 ha e abrange totalmente as áreas menores que esta. A duração de 1 h cobre mais da metade da curva de terrenos com 10 ha e cobre totalmente as áreas menores que esta. A duração de 2 horas cobre todas as áreas menores que 10 ha. Dessa forma:

- A duração de 15 min foi adotada para áreas menores ou iguais a 1.000 m²;
- A duração de 30 min foi adotada para áreas menores ou iguais a 1 ha e maiores que 1.000 m²;
- A duração de 1 h para áreas maiores que 1 ha.

Durações maiores que 1 h foram evitadas para que as intensidades de precipitação não ficassem demasiadamente reduzidas. Ressalta-se que foi utilizado um fator de cobertura da superfície que resulta em baixa velocidade de escoamento. Quanto aos tamanhos dos terrenos escolhidos para apreciação do passo (d), por causa da clara diferença entre as ordens de grandeza na figura 4.24, julgou-se interessante utilizar:

- $A = 1.000 \text{ m}^2$ no método racional para áreas menores ou iguais a este valor (e duração de 15 min, conforme já explicado);
- $A = 10.000 \text{ m}^2$ (1 ha) no método racional para áreas maiores que 1.000 m² e menores ou iguais a este valor (e duração de 30 min, conforme já explicado);
- $A = 10.000 \text{ m}^2$ (1 ha) e duração de 1 h utilizado por Tucci (2001).

Áreas maiores para os cálculos foram evitadas por fugirem bastante do contexto dos padrões utilizados em Maceió.

Importa lembrar que Tucci (2001) adotou uma área de 100 ha por causa das limitações do método racional. Tassi e Villanueva (2004) adotaram lotes de 300 m² e 600 m². Cruz et al. (1998) utilizaram lotes de 300, 400, 500 e 600 m², com 4% de declividade para simular microrreservatórios. Barbassa e Campos (2010) estudaram lotes com a mesma ordem de grandeza no interior de São Paulo. Graciosa et al. (2008) simulou em São Carlos-SP uma trincheira de infiltração para um lote de 250 m². Todos estes valores de área estão abaixo do valor limite de Tucci (2001).

Em Maceió, o código de urbanismo e de edificações prevê taxas de permeabilidade apenas para terrenos ou lotes com área maior que 1.200 m², chegando a 15% em lotes com área superior a 2.400 m² (MACEIÓ, 2007). Isto significa que somente grandes residências, empreendimentos comerciais ou loteamentos estariam sujeitos a algum controle de geração de escoamento. Não é difícil ver na cidade estabelecimentos comerciais com áreas bem maiores que esta, sobretudo na bacia em estudo. Para áreas deste tamanho, chuvas com

duração mínima de 1 hora devem ultrapassar o tempo de concentração da área. Abaixo o artigo que trata das taxas de permeabilidade (MACEIÓ, 2007):

Art. 281. Nas Zonas Urbanas e Corredores Urbanos previstos no Quadro 1 do ANEXO III desta Lei, a taxa de permeabilidade mínima para terrenos ou lotes será de :

I – para os terrenos ou lotes com área igual ou inferior a 1.200,00 m² (um mil e duzentos metros quadrados), os quais serão isentos dessa taxa;

II – 5% (cinco por cento), nos imóveis com área superior a 1.200,00 m² (um mil e duzentos metros quadrados) até 1.800,00 m² (um mil e oitocentos metros quadrados);

III – 10% (dez por cento), nos imóveis com área superior a 1.800,00 m² (um mil e oitocentos metros quadrados) até 2.400,00 m² (dois mil e quatrocentos metros quadrados);

IV – 15% (quinze por cento), nos imóveis com área superior a 2.400,00 m² (dois mil e quatrocentos metros quadrados)

Com os resultados do procedimento relatado até aqui, pode-se discutir não somente o valor de 20,8 l/(s.ha) como também valores, em função da área de drenagem, do tipo de solo e da precipitação, na cidade de Maceió e particularmente da bacia em estudo.

Finalmente, a pergunta ou as perguntas a serem respondidas pelo estudo serão:

- (i) estes valores encontrados na aplicação do método racional, são compatíveis com as condições de escoamento no canal, com todas as suas peculiaridades?*
- (ii) Se o poder público quiser restringir as vazões às condições de pré-urbanização na bacia do riacho do Sapo e posteriormente na cidade de Maceió, quão longe ou perto estão os valores obtidos pelo método racional dos valores oriundos das simulações hidrodinâmicas, considerando as condições de escoamento dos trechos do canal?*

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 MODELAGEM HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICA

Para representar os processos que ocorrem na bacia, foram empregadas no modelo SWMM as seguintes representações:

- 01 pluviômetro;
- 18 Sub-bacias;
- 61 Nós;
- 01 Exutório;
- 60 condutos.

No próximo item serão apresentados os parâmetros resultantes da metodologia descrita anteriormente.

5.1.1 Nós, condutos e sub-bacias: Características e Parametrização

As altitudes do fundo de cada um dos 61 nós e do exutório foram levantadas topograficamente através de um nivelamento geométrico com a altitude referenciada ao marco geodésico M-008A. A figura 5.1 apresenta o perfil longitudinal do canal do Riacho do Sapo produzido no SWMM.

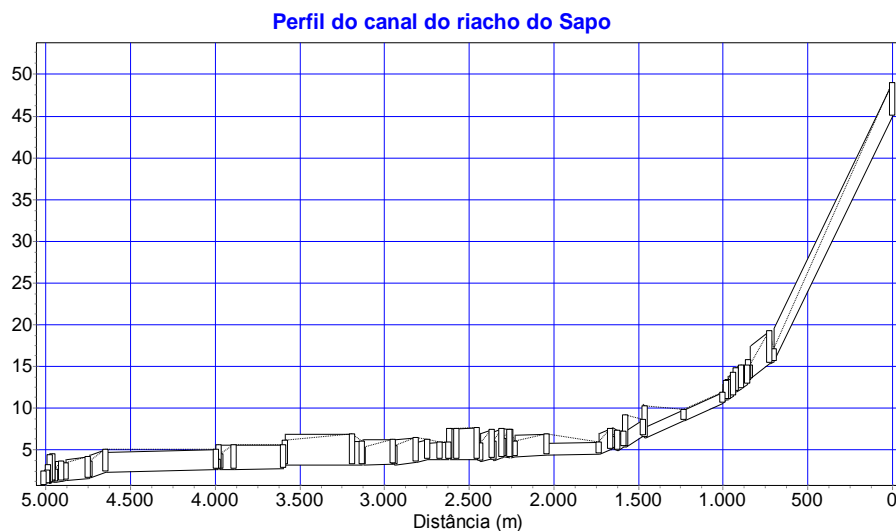


Figura 5.1. Perfil Longitudinal do Riacho do Sapo produzido no SWMM

A discretização do canal, realizada para obter as diferentes características observadas ao longo de seu percurso, resultou num repartimento do riacho em 60 condutos, sendo 23 destes fechados e 37 condutos abertos.

Os condutos fechados foram representados no modelo como galerias retangulares fechadas. As áreas das seções desses condutos variaram entre 2,47 m² (1,55 m de profundidade por 2,40 m de largura) e 18,48 m² (3,30 m de profundidade por 5,60 m de largura).

Os condutos abertos, por sua vez, apresentaram grandes variações de forma e tamanho, por isso foram classificados como condutos de forma irregular e inseridos no modelo com os perfis transversais levantados topograficamente em campo. A figura 5.2 apresenta seções transversais de alguns condutos abertos para demonstrar a variação de forma encontrada.

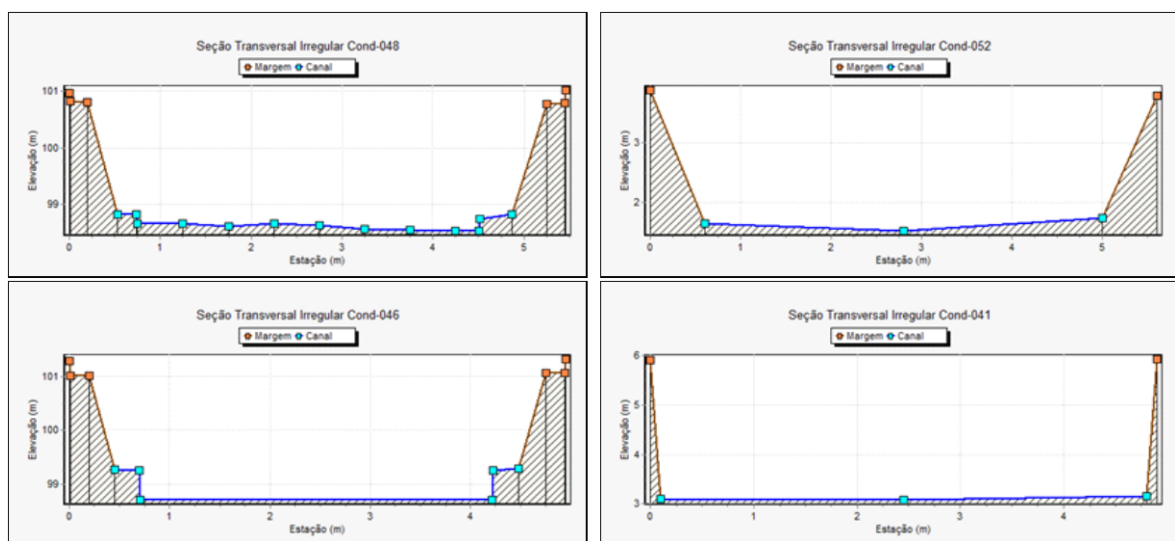


Figura 5.2. Exemplo das variações de formas das seções encontradas no canal

A composição da rugosidade de Manning dos condutos foi realizada com o auxílio dos registros fotográficos, verificando os parâmetros requeridos na equação 4.1 do método da incrementação, descrita anteriormente.

Nenhum dos condutos estudados apresentou um grau de meandrização significativo, sendo todos avaliados com grau 1. Também foram dispensados na soma do método os fatores n_2 (variações de forma e tamanho do canal) e n_4 (influência da vegetação no escoamento).

O fator n_2 foi prontamente descartado devido ao grau da discretização realizada no canal. Essa discretização dividiu o riacho em condutos menores e a mudança na seção transversal do canal foi um dos fatores considerados na criação dos condutos menores no modelo.

Mesmo o registro fotográfico mostrando a presença de pequenos bancos de areia apresentando vegetação dentro do canal (figura 5.3), o parâmetro n_4 foi desconsiderado para composição do coeficiente por ocorrer, em determinados momentos, uma limpeza desses acúmulos maiores de sedimentos.



Figura 5.3. Parte do canal do riacho do Sapo com presença de vegetação

Finalmente, o n de Manning dos condutos foi calculado e é apresentado na tabela 5.1, cabe lembrar que para os condutos fechados o modelo não aceita diferentes coeficientes para as faces do conduto.

Tabela 5.1. Coeficientes de rugosidades de Manning para cada conduto com os fatores de incrementação observados

Conduto	Tipo	n_0	n_1	n_3	m	n_{adotado}	Fund.	Parede
Cond-053	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-052	Aberto	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	0,017
Cond-051.1	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Vertedor	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-051	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-050	Aberto	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	0,017
Cond-049	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-048	Aberto	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	0,017
Cond-047	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-046	Aberto	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	0,017
Cond-045	Fechado	0,017	0,01	0,025	1	0,052	0,052	N
Cond-044	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-043	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-042	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-041	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-040	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-039.1	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-039	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-038	Fechado	0,017	0,01	0	1	0,027	0,027	N
Cond-037	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-036	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-035	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-034	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-033	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-032	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-031	Fechado	0,015	0,02	0,01	1	0,045	0,045	N

Cond-030.1	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-030	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-029.2	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-029.1	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-029	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-028	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-027	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-026	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-025	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-024	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-023	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-022	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-021	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-020	Fechado	0,015	0,02	0	1	0,035	0,035	N
Cond-019	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-018	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-017	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-016	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-015	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-014	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-013	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-012.1	Fechado	0,015	0,02	0	1	0,035	0,035	N
Cond-012	Fechado	0,015	0,02	0	1	0,035	0,035	N
Cond-011	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-010	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-009	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-008	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-007	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-006	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-005	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-004	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-003	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015
Cond-002	Fechado	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	N
Cond-001	Aberto	0,015	0,01	0	1	0,025	0,025	0,015

Para o riacho do Sapo foram adotados apenas dois coeficientes básicos (n_b) referentes ao material de revestimento do canal. A figura 5.4 abaixo mostra a esquerda o tipo de revestimento que gerou o $n_b=0,017$ e a direita o $n_b=0,015$.



Figura 5.4. Tipos de revestimento encontrados ao longo do canal para a composição do n de Manning

Como apresenta a tabela 5.1, o fator n_1 foi considerado 0,01 para a grande maioria dos condutos, pois foi considerado um grau moderado de irregularidades no fundo do canal, porém em alguns condutos foi adotado 0,02 representando um grau severo de irregularidades. Os condutos que apresentaram esse maior grau de irregularidade representam no modelo as maiores áreas fechadas do canal, onde não existe limpeza alguma e, como a figura 5.5 mesmo mostra, acumulam uma grande quantidade de material retido em seu interior.



Figura 5.5. Abertura encontrada no conduito 020 revelando acúmulo de sedimentos

Outro parâmetro adotado que destoou dos demais condutos foi o n_3 dos condutos 031 e 045. Isto aconteceu pelo fato do conduito 031 apresentar duas galerias retangulares em paralelo com uma coluna entre elas e o conduito 045 apresentar obstruções devido a tubulações transversais existentes. A figura 5.6 ilustra as obstruções no conduito 045.

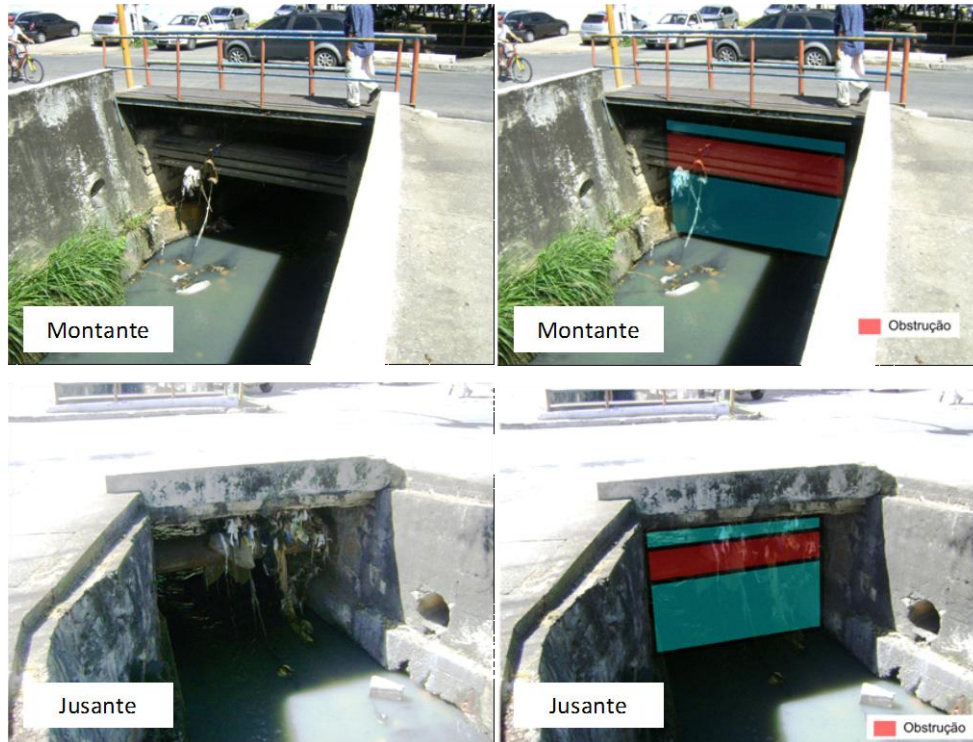


Figura 5.6. Obstruções encontradas no conduto 045

A subdivisão da área em sub-bacias utilizou as informações sobre os sistemas de drenagem existentes e características físicas da bacia. A numeração das sub-bacias foi determinada de montante para jusante de acordo com posição do nó do canal que recebe o hidrograma gerado. Essa discretização resultou em dezoito sub-bacias, conforme figura 5.7.



Figura 5.7. Bacia do Riacho do Sapo discretizada

Como se pode ver, as dimensões das sub-bacias não seguiram um padrão estabelecido, tendo os valores de áreas compreendidos entre 5.900 m² na sub-bacia 05 e os 416.119 m² na sub-bacia 02. Essa variação foi encontrada devido o método adotado para a discretização, que levou em conta o relevo e a micro-drenagem observada.

Através do mapa pedológico foi realizada a categorização hidrológica dos solos da bacia do Riacho do Sapo. Tal classificação verificou a predominância do solo classe B abrangendo 78,10 % de toda área da bacia, seguido do solo A e D com 13,31 % e 8,58 % da área, respectivamente.

Das dezoito sub-bacias utilizadas nesse estudo, apenas quatro apresentam áreas em mais de um grupo hidrológico. A sub-bacia 01 contemplou os grupos A e C, a sub-bacia 02 apresenta os três grupos hidrológicos de solo encontrados, as sub-bacias 03 e 06 têm áreas nos grupos A e B e as demais sub-bacias da discretização tem suas áreas no grupo B.

O mapa de uso e ocupação do solo elaborado constatou o alto grau de urbanização da bacia. A tabela 5.2 apresenta as feições reconhecidas na imagem de 2010 no Google Earth com as áreas encontradas em cada grupo hidrológico do solo para toda a bacia do Riacho do Sapo.

Tabela 5.2. Uso e ocupação do solo da bacia do Riacho do Sapo no ano de 2010

	Grupo Hidrológico A (M²)	Grupo Hidrológico B (M²)	Grupo Hidrológico C (M²)	TOTAL (M²)	TOTAL (%)
Bosques ou zonas florestais	2,03	98687,52	0,00	98689,55	4,70%
Espaços abertos relvados	21208,62	169157,10	9275,47	199641,20	9,51%
Pastagens ou terrenos em más condições	29799,96	173845,23	4020,29	207665,48	9,89%
Estacionamentos, telhados e viadutos	2959,26	232863,84	1789,57	237612,67	11,32%
Rua asfaltada	12825,60	140709,16	3298,05	156832,81	7,47%
Rua de paralelepípedo	28943,80	52546,46	11665,04	93155,29	4,44%
Rua de terra	6697,39	9187,49	7399,01	23283,90	1,11%
Zonas comerciais	15413,94	260605,01	6302,05	282321,00	13,45%
Zonas industriais	0,00	17982,58	0,00	17982,58	0,86%
Zonas residenciais (A=500m²)	158552,97	413448,92	135809,23	707811,12	33,72%
Zonas residenciais (A=1000m²)	3863,19	70009,90	0,00	73873,10	3,52%
TOTAL	280266,77	1639043,21	179558,71	2098868,70	100,00%

A tabela 5.2 mostrou o uso e ocupação para toda bacia, porém na busca do CN de cada sub-bacia, foi elaborada uma planilha com as áreas de cada uma dessas feições em cada um dos grupos hidrológicos para cada uma das sub-bacias da discretização adotada.

Além dos parâmetros já citados, as características necessárias à aplicação do modelo estão apresentadas na tabela 5.3. Essas variáveis foram obtidas através dos métodos descritos anteriormente e ainda não sofreram alterações devido à calibração.

Os valores de declividade superficial nas sub-bacias variaram desde 0,91% na sub-bacia 15 a 20,13% na sub-bacia 02.

Quanto ao coeficiente n de Manning para o escoamento superficial, foram utilizados valores entre 0,011 a 0,023 para a parcela impermeável e 0,031 a 0,040 para as parcelas permeáveis.

Em relação à espessura da lâmina acumulada nas depressões a variação ficou no intervalo entre 1,7 mm e 7,7 mm nas áreas impermeáveis e entre 0,6 mm e 5,1 mm nas áreas permeáveis.

Tabela 5.3. Parâmetros de entrada das sub-bacias no modelo SWMM sem realizar a calibração

Sub Bacia	Área (m ²)	Largura (m)	CN	Declividade Média	Área Permeável	Área Impermeável	N para Área Impermeável proporcional	N para Área Permeável proporcional	P.A.* em depressão impermeável (mm)	P.A.* em depressão permeável (mm)
1	63153,56	129,49	79,15	6,48%	11,7%	88,3%	0,021	0,032	0,308	4,62
2	416119,06	279,49	81,54	20,13%	21,4%	78,7%	0,023	0,032	0,177	4,65
3	391623,00	309,93	75,82	17,90%	43,7%	56,3%	0,018	0,036	0,187	5,10
4	71890,16	147,59	85,48	2,76%	17,2%	82,8%	0,018	0,037	0,468	5,10
5	5900,30	8,48	97,91	5,39%	0,3%	99,7%	0,011	0,040	0,337	5,10
6	321168,49	265,85	83,65	10,23%	22,2%	77,8%	0,016	0,035	0,246	5,10
7	69841,47	139,13	81,04	15,41%	39,1%	60,9%	0,014	0,039	0,201	5,10
8	33391,29	66,05	84,32	1,83%	7,7%	92,4%	0,018	0,035	0,572	5,10
9	107172,44	221,38	78,57	15,38%	34,2%	65,8%	0,018	0,035	0,202	5,10
10	223114,54	208,01	82,80	1,22%	14,3%	85,7%	0,021	0,035	0,698	5,10
11	108063,99	171,66	83,22	18,26%	22,0%	78,0%	0,017	0,035	0,185	5,10
12	37241,59	182,22	76,86	16,37%	44,2%	55,8%	0,018	0,039	0,196	5,10
13	66686,09	142,69	84,46	1,84%	14,8%	85,2%	0,017	0,036	0,571	5,10
14	50627,52	155,98	78,52	7,81%	38,4%	61,6%	0,015	0,038	0,281	5,10
15	43385,01	199,07	85,74	0,91%	10,5%	89,5%	0,020	0,033	0,806	5,10
16	28146,17	58,33	86,46	3,82%	9,8%	90,2%	0,017	0,031	0,399	5,10
17	36579,46	128,73	86,30	1,07%	6,9%	93,1%	0,021	0,033	0,745	5,10
18	24759,64	86,27	87,85	1,37%	2,6%	97,4%	0,020	0,034	0,660	5,10

*Profundidade de Armazenamento

5.1.2 Equipamentos instalados, eventos escolhidos e medições de vazão

A partir do dia 06 de julho de 2012, com a implantação da estação linimétrica, puderam ser avaliadas as respostas do canal do Riacho do Sapo aos eventos registrados pela estação pluviométrica.

A escolha dos eventos utilizados na calibração do modelo exigiu um estudo de efeito e resposta com os dados oriundos das duas estações. Foram analisados eventos acontecidos entre a data de instalação do sensor de pressão e 24 de outubro de 2012, data da última coleta de dados. Durante esse período em que as estações trabalharam em conjunto, foi registrada pelo pluviômetro uma precipitação acumulada de 211,25 mm. Esta precipitação está bem abaixo da média para o período na cidade, como pode ser observado na figura 5.8.

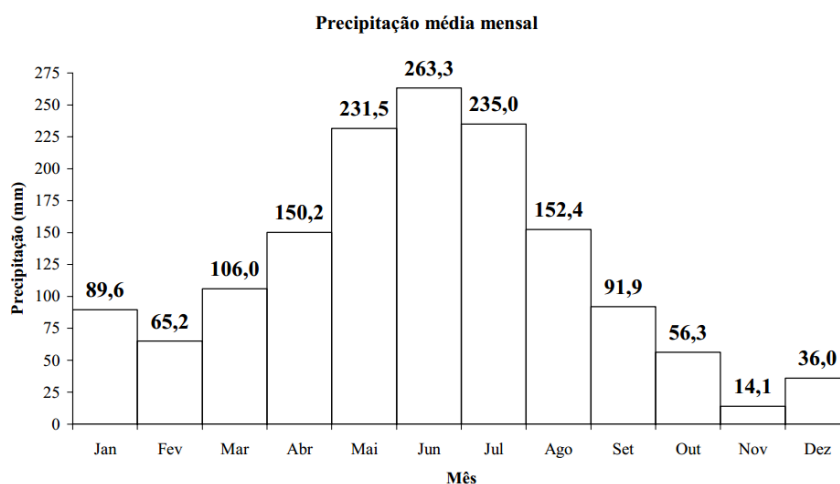


Figura 5.8. Precipitações médias mensais: dados do posto Jacarecica da SEMARH
Fonte: Neves (2007)

Neves (2007) Obteve os dados para a elaboração figura 5.8 de um posto situado em um bairro vizinho a bacia do riacho do Sapo (Jacarecica) e o período dos registros situa-se entre outubro de 1997 e julho de 2007. Observando os dados pluviométricos do mesmo posto utilizado por Neves (2007) para o período utilizado neste estudo (06/07/2012 à 24/10/2012), foi verificada a precipitação total de 248,40 mm.

Como comentado anteriormente, no ano de 2012 ocorreram poucos eventos significativos na área, todavia três foram escolhidos por apresentarem resposta do sensor ao registro do pluviômetro. Os eventos utilizados estão ilustrados nas figuras 5.9, 5.10 e 5.11.

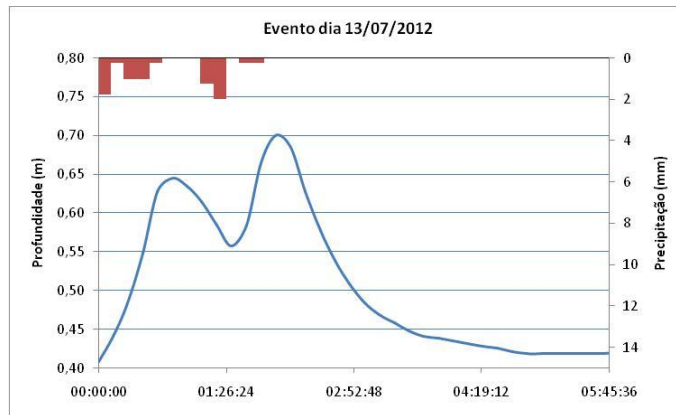


Figura 5.9. Cotograma observado - 13/07/2012

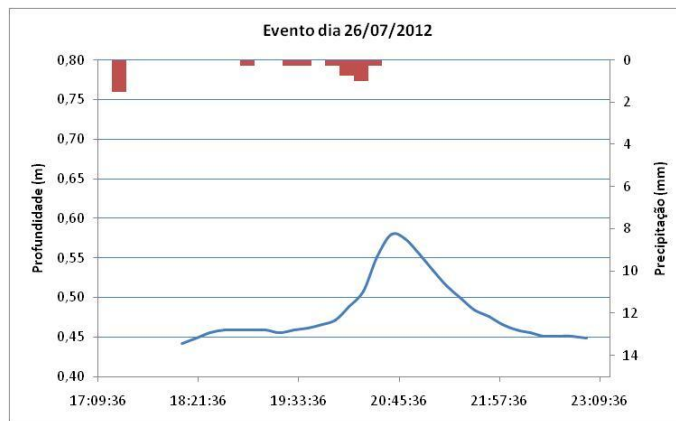


Figura 5.10. Cotograma observado - 26/07/2012



Figura 5.11. Cotograma observado - 27/08/2012

Observações a respeito do mostrado nas figuras: a seção onde o sensor foi instalado possui uma profundidade de transbordamento próxima de dois metros, ou seja, nos eventos selecionados as profundidades não subiram ao ponto de ameaçar transbordamento. A profundidade apresentada inicia-se em 40 cm

devido o fluxo permanente no canal, mesmo em tempo seco. É interessante observar também no evento do dia 13/07/2012 que o mesmo ocorreu de madrugada. Isto foi comum nesse ano, o que dificultou a medição de vazão pelo molinete.

Foram realizadas duas campanhas em campo que verificaram a vazão e a profundidade do canal no momento em que ocorria precipitação na bacia. Essa chuva se fez necessária devido o limite mínimo de vazão registrada pelo molinete utilizado.

Um ponto de medição foi localizado próximo a foz do canal e o outro na seção da estação linimétrica. A escolha desse segundo ponto foi feita para a comparação do nível registrado diretamente e o registrado pelo sensor de pressão. Essa comparação obteve uma correlação linear de 0,96 e a maior diferença observada foi de três centímetros.

As medições de vazão foram úteis para um primeiro estágio de calibração. A calibração propriamente dita ocorreu para as profundidades registradas no sensor de pressão, mas como apresentado, poucos eventos foram registrados para essa calibração.

5.1.3 Calibração do modelo

O primeiro estágio da calibração foi realizado em regime permanente, sem a simulação chuva-vazão nas sub-bacias, ou seja, foram simuladas entradas de hidrogramas com vazão constante em seções a montante da seção de interesse. A intenção foi obter valores de coeficiente de rugosidade de Manning que reproduzissem a linha d'água da primeira campanha de medição de vazão próximo à foz e reproduzisse a profundidade para a maior vazão obtida com o auxílio do molinete. A tabela 5.4 apresenta os valores observados e calculados nos dois pontos com medição de vazão.

Tabela 5.4. Comparação entre os níveis observados e calculados em regime permanente

	Seção próximo à foz		Seção do sensor de pressão	
	Observado	Calculado	Observado	Calculado
Nível (m)	0,48	0,49	0,59	0,56

Devido à boa representação ocorrida no modelo, optou-se pela não alteração desse coeficiente no modelo. Ainda mesmo que, uma determinada

modificação no parâmetro não poderia ser realizada apenas pontualmente e sim no canal como um todo e, por não existirem outros pontos com dados observados, essa alteração não poderia ser validada.

No segundo estágio da calibração foram utilizados os três eventos mostrados no item anterior, incluindo agora a simulação chuva-vazão. Primeiramente simularam-se os eventos sem qualquer alteração nos parâmetros inseridos no modelo. Essa primeira análise alcançou resultados satisfatórios para os eventos analisados, atestando os métodos utilizados para obtenção dos parâmetros de entrada exigidos pelo SWMM. Os resultados alcançados nessa análise são mostrados nas figuras 5.12, 5.13 e 5.14 e no resumo apresentado na tabela 5.5.

A seguir estão os resultados do processo de calibração do modelo. Primeiramente são apontadas as comparações entre os cotogramas simulados com os registrados no sensor de pressão sem a calibração.

Evento 13/07/2012

Para o evento ocorrido no dia 13/07/2012 foi utilizado um cotograma bem específico, com dois picos bem definidos. A simulação sem calibração deste evento obteve um índice de correlação de 0,95, erro na profundidade máxima de 1,4% e eficiência de Nash e Sutcliffe de 0,89. A figura 5.12 apresenta o cotograma observado e o simulado sem calibração do modelo para este evento.

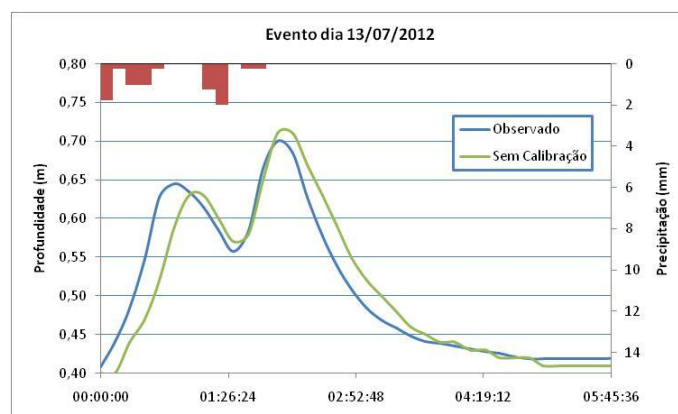


Figura 5.12. Cotogramas observado e simulado sem calibração para o evento - 13/07/2012

Como a figura mostra, observou-se um retardamento na elevação do nível do canal na simulação do SWMM. Tal fato pode ter sido causado pela abstração inicial do modelo.

Evento 26/07/2012

O evento ocorrido do dia 26/07/2012 apresentou uma particularidade entre os demais eventos quanto ao nível do canal no início do cotograma utilizado. Observou-se que o nível apontado pelo sensor já se encontrava acima do nível apresentado para o fluxo do canal em tempo seco. Essa particularidade pode ter ocorrido pelo fato da estação pluviométrica se encontrar à jusante do ponto gerador dos cotogramas, podendo ter acontecido uma precipitação à montante do sensor não registrada pelo pluviômetro.

A simulação sem calibração deste evento obteve um índice de correlação de 0,97, erro na profundidade máxima de 1,7% e eficiência de Nash e Sutcliffe de 0,71. A figura 5.13 apresenta os cotogramas observado e simulado sem calibração para este evento.

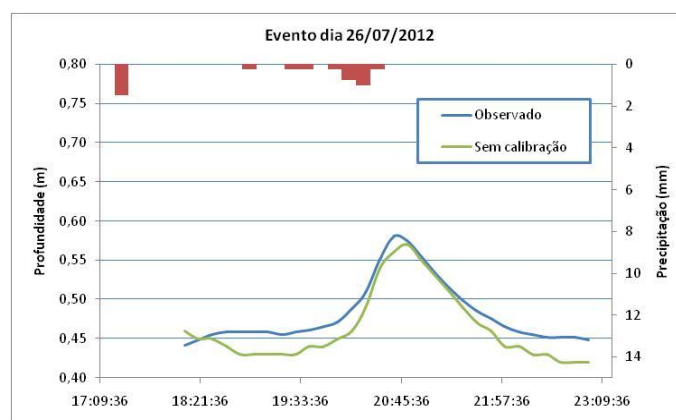


Figura 5.13. Cotogramas observado e simulado sem calibração para o evento - 26/07/2012

Evento 27/08/2012

Para o evento ocorrido no dia 27/08/2012 a verificação entre o cotograma observado e o simulado obteve uma correlação de 0,95, erro na profundidade máxima de 14% e eficiência de Nash e Sutcliffe de 0,87. A figura 5.14 apresenta o cotograma observado e o simulado sem calibração para este evento.

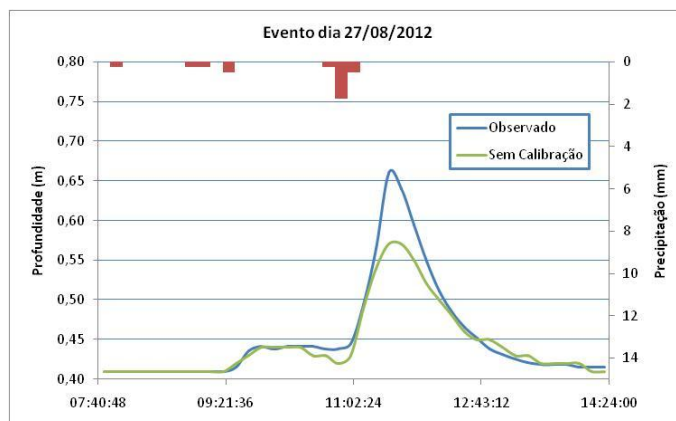


Figura 5.14. Cotogramas observado e simulado sem calibração para o evento - 26/07/2012

Tabela 5.5. Resumo das verificações de qualidade do modelo para os eventos sem realizar calibração

	Evento 13/07/2012	Evento 26/07/2012	Evento 27/08/2012
	Observado X Simulado sem calibração	Observado X Simulado sem calibração	Observado X Simulado sem calibração
Correlação	0,95	0,97	0,95
Erro de pico	1,4%	1,7%	14%
Nash e Sutcliffe	0,89	0,71	0,87

Para obter o modelo calibrado da bacia, foram realizadas calibrações individuais para cada um dos eventos, buscando alcançar o pico do cotograma observado em cada um deles. Foi realizada essa busca (pico do cotograma) por ser o momento foco do estudo, sendo essa profundidade máxima alcançada responsável pelo transbordamento do canal. Os parâmetros de entrada para o modelo final calibrado foram obtidos pela média dos parâmetros obtidos nas calibrações individuais dos eventos.

Cabe destacar que foram poucos os eventos ocorridos para a calibração do modelo e esses ainda apresentaram pequena alteração no canal, alcançando uma variação máxima de 0,29 m no nível do canal no ponto registrado pela estação.

Evento 13/07/2012 – calibração

A calibração individualizada do evento do dia 13/07/2012 foi realizada com a modificação do parâmetro largura característica do escoamento superficial das

sub-bacias. Como visto anteriormente, esse é um dos parâmetros de entrada mais modificados para a calibração do modelo SWMM.

A figura 5.15 mostra os cotogramas gerados pela calibração individual e pela média dos parâmetros calibrados nos três eventos (calibração final).

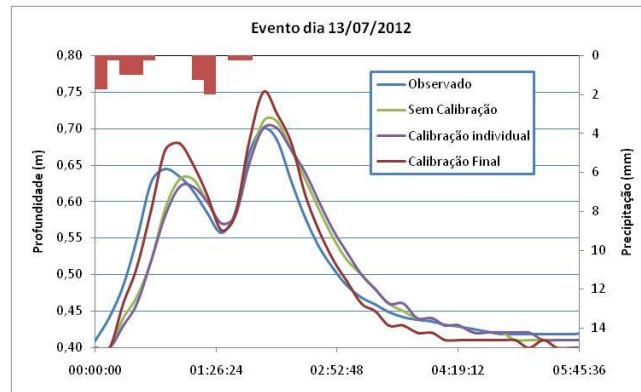


Figura 5.15. Cotogramas observado, simulado sem calibração, simulado com calibração individual e a calibração final para o evento - 13/07/2012

Como visto na figura 5.15, o nível máximo do modelo com a calibração final para o evento foi superior ao observado, porém essa diferença foi apenas de 0,04 m. Já o retardo no pico da profundidade, observado nas outras simulações, foi corrigido com o emprego dos parâmetros do modelo final.

Evento 26/07/2012 – calibração

Para a calibração individualizada do evento do dia 26/07/2012 também foi modificado apenas o parâmetro largura característica do escoamento superficial das sub-bacias. Os cotogramas gerados são apresentados na figura 5.16.

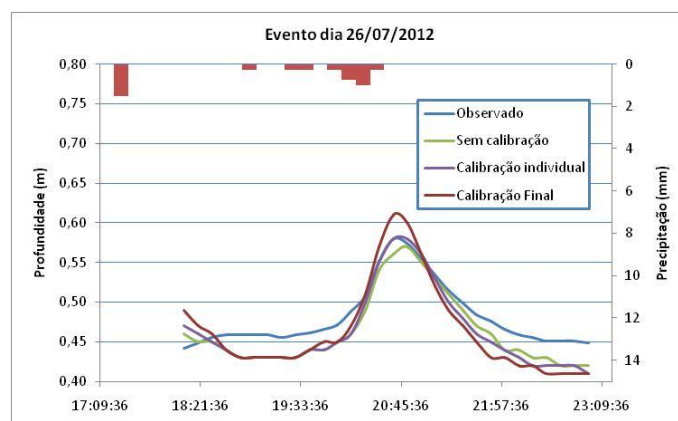


Figura 5.16. Cotogramas observados e simulados (sem calibração, com calibração individual e com parâmetros médios) para o evento - 26/07/2012

A figura 5.16 mostra o fato explicado anteriormente que ocorreu no início do cotograma observado. Assim como apresentado pelo evento simulado anteriormente, o pico da profundidade resultante da calibração final foi acima da observada, sendo que essa diferença foi de apenas 0,03 metros.

Evento 27/08/2012 – calibração

Na calibração do último evento empregado no estudo foram modificados os parâmetros de largura do escoamento superficial e de rugosidade nas parcelas permeáveis e impermeáveis das sub-bacias. Os cotogramas gerados são apresentados na figura 5.17.

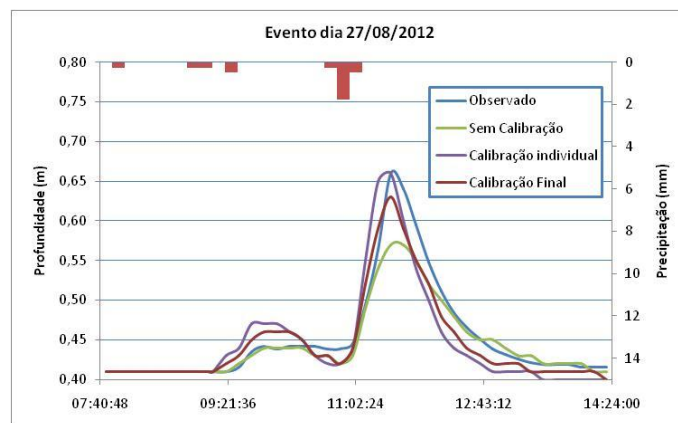


Figura 5.17. Cotogramas observados e simulados (sem calibração, com calibração individual e com parâmetros médios) para o evento - 27/08/2012

Diferente dos outros eventos, o emprego dos parâmetros da calibração final gerou uma profundidade máxima menor do que a observada na estação linimétrica. Essa diferença observada foi de 0,03 metros como mostra figura 5.17.

Outro fato interessante observado ocorre momento antes do início da ascensão do maior pico do cotograma. Esse fato levantou a suspeita de que o canal pode estar escoando rapidamente o fluxo gerado pelas sub-bacias, porém um dos parâmetros utilizados que poderia ser ajustado (n de manning do canal) já apresenta uma boa representação e como o objetivo do modelo nesse estudo é o pico de profundidade, foi dada como satisfeita a calibração final realizada.

A tabela 5.6 apresenta os parâmetros de entrada no modelo após a calibração realizada para os três eventos.

Tabela 5.6. Parâmetros de entrada das sub-bacias no modelo SWMM com a calibração.

Sub Bacia	Área (m ²)	Largura (m)	CN	Declividade Média	Área Permeável	Área Impermeável	N para Área Impermeável	N para Área Permeável	P.A.* em depressão impermeável (mm)	P.A.* em depressão permeável (mm)
1	63153,56	319,41	79,15	6,48%	11,7%	88,3%	0,020	0,031	0,308	4,62
2	416119,06	689,40	81,54	20,13%	21,4%	78,6%	0,022	0,031	0,177	4,65
3	391623,00	764,50	75,82	17,90%	43,7%	56,3%	0,017	0,035	0,187	5,10
4	71890,16	364,05	85,48	2,76%	17,2%	82,8%	0,017	0,036	0,468	5,10
5	5900,30	20,93	97,91	5,39%	0,3%	99,7%	0,011	0,039	0,337	5,10
6	321168,49	655,76	83,65	10,23%	22,2%	77,8%	0,015	0,034	0,246	5,10
7	69841,47	343,20	81,04	15,41%	39,1%	60,9%	0,014	0,037	0,201	5,10
8	33391,29	162,93	84,32	1,83%	7,7%	92,4%	0,018	0,034	0,572	5,10
9	107172,44	546,06	78,57	15,38%	34,2%	65,8%	0,018	0,034	0,202	5,10
10	223114,54	513,10	82,80	1,22%	14,3%	85,7%	0,020	0,034	0,698	5,10
11	108063,99	423,43	83,22	18,26%	22,0%	78,0%	0,016	0,034	0,185	5,10
12	37241,59	449,48	76,86	16,37%	44,2%	55,8%	0,018	0,038	0,196	5,10
13	66686,09	351,97	84,46	1,84%	14,8%	85,2%	0,016	0,035	0,571	5,10
14	50627,52	384,74	78,52	7,81%	38,4%	61,6%	0,015	0,037	0,281	5,10
15	43385,01	491,04	85,74	0,91%	10,5%	89,5%	0,019	0,032	0,806	5,10
16	28146,17	143,88	86,46	3,82%	9,8%	90,2%	0,016	0,030	0,399	5,10
17	36579,46	317,54	86,30	1,07%	6,9%	93,1%	0,020	0,032	0,745	5,10
18	24759,64	212,80	87,85	1,37%	2,6%	97,4%	0,019	0,033	0,660	5,10

*Profundidade de Armazenamento

5.2 RESTRIÇÃO DE VAZÃO PELA CAPACIDADE DO CANAL

5.2.1 Simulação dos cenários

Com o modelo calibrado, a segunda parte da metodologia foi realizada, simulando o escoamento na bacia do riacho do Sapo para os cenários adotados. A seguir os resultados das simulações com uma discussão de aspectos relacionados às condições de escoamento da bacia.

Geração de vazão nas sub-bacias

A tabela 5.7 mostra as vazões de pico em todas as sub-bacias para os tempos de retorno utilizados nos cenários.

Tabela 5.7. Vazões de pico para os tempos de retorno dos cenários

Sub-bacia	Vazão de Pico (m ³ /s)		
	Tr-10	Tr-25	Tr-50
1	2,1	2,4	2,62
2	12,5	14,52	16,01
3	9,73	11,74	13,22
4	2,33	2,68	2,94
5	0,21	0,23	0,25
6	9,95	11,53	12,69
7	2,15	2,5	2,75
8	1,06	1,21	1,33
9	3,33	3,85	4,23
10	5,38	6,44	7,23
11	3,65	4,17	4,55
12	1,11	1,29	1,42
13	2,14	2,46	2,7
14	1,54	1,78	1,97
15	1,45	1,66	1,81
16	0,96	1,09	1,19
17	1,2	1,37	1,5
18	0,83	0,95	1,03

Observa-se na tabela 5.7 que as sub-bacias 02, 06 e 03 apresentaram respectivamente os maiores valores de pico de vazão nas simulações. Diversos fatores contribuem para tal amplitude na simulação, porém os parâmetros no modelo que mais influenciaram para esse fato foram a área dessas sub-bacias e a largura equivalente de cada uma delas.

Nas figuras 5.18, 5.19 e 5.20 são apresentados os hidrogramas gerados para as sub-bacias 02, 03 e 06 para cada tempo de retorno utilizado.

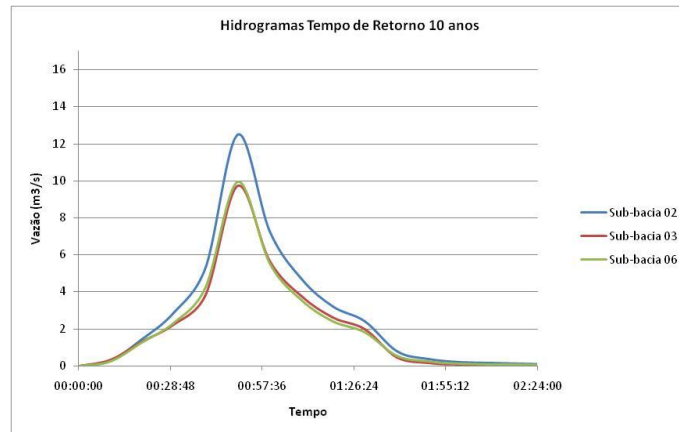


Figura 5.18. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 10$ anos

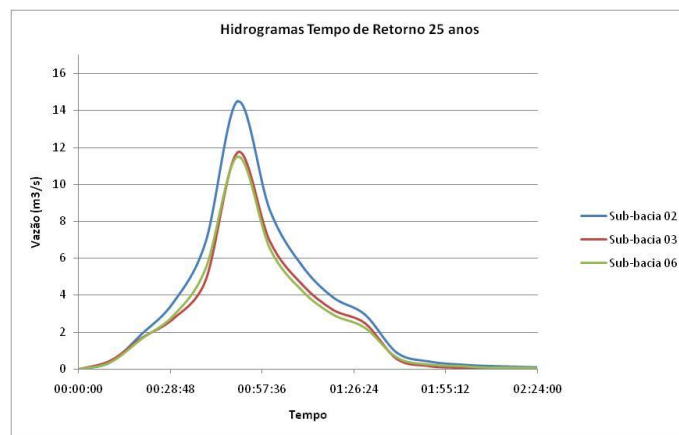


Figura 5.19. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 25$ anos

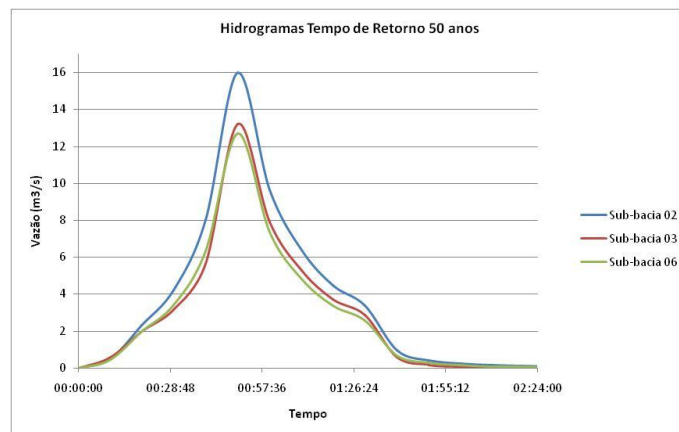


Figura 5.20. Hidrogramas gerados nas sub-bacias com maior pico para $Tr = 50$ anos

Uma simulação foi realizada com o propósito de avaliar a influência dos demais parâmetros de entrada no modelo, excluindo assim, as influências do tamanho da área e da largura característica na geração das vazões das sub-bacias. Observou-se uma mudança nas gerações de vazão pelas sub-bacias, tendo como a maior geradora, para essa avaliação, a sub-bacia 05 seguida pelas

sub-bacias 11 e 02 respectivamente. Isto ocorre pelo fato da sub-bacia 05 ser a mais impermeabilizada de todas, também refletido no maior valor do parâmetro CN, obtendo assim a menor infiltração delas. No caso das sub-bacias 11 e 02 o parâmetro que mais contribuiu para a geração de suas vazões nessa avaliação hipotética foi à declividade dessas sub-bacias.

Propagação de vazão no canal

A figura 5.21 mostra o hidrograma no exutório da bacia para os cenários com nível da água de jusante baixo CA10B, CA25B e CA50B.

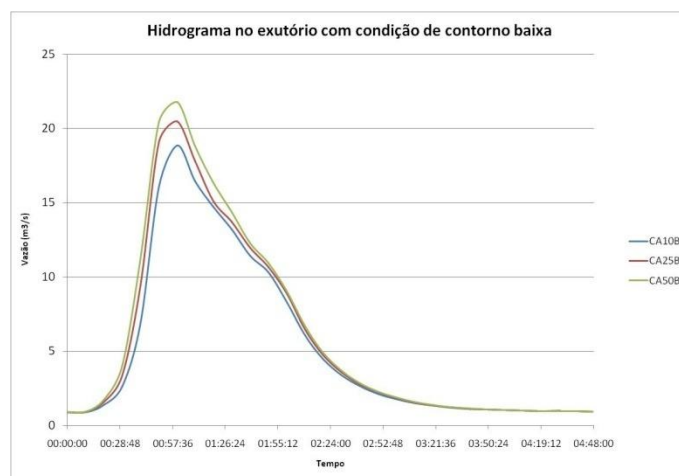


Figura 5.21. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante baixo

A figura 5.22 mostra os hidrogramas no exutório da bacia para os cenários com nível da água de jusante médio CA10M, CA25M e CA50M.

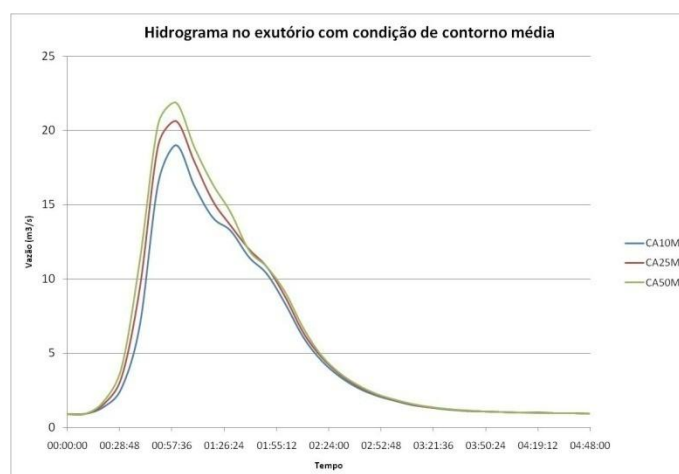


Figura 5.22. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante médio

A figura 5.23 mostra os hidrogramas no exutório da bacia para os cenários com nível da água de jusante médio CA10A, CA25A e CA50A.

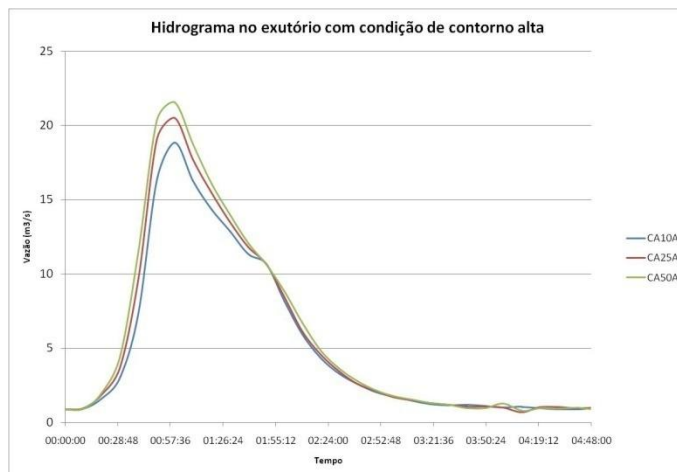


Figura 5.23. Hidrogramas do exutório do canal para os cenários com o nível da água a jusante alta

As figuras mostram que não há, aparentemente, efeito de jusante no exutório, mesmo para uma precipitação de 50 anos de tempo de retorno. As razões para isto serão discutidas mais adiante.

A tabela 5.8 mostra as vazões de pico no exutório da bacia nos tempos de retorno utilizados e nas três condições de contorno simuladas.

Tabela 5.8. Vazões de pico no exutório para os tempos de retorno e condições de contorno

Condições de contorno	Vazão de Pico (m ³ /s)		
	Tr-10	Tr-25	Tr-50
Baixa	18,84	20,48	21,77
Média	19,00	20,62	21,86
Alta	18,85	20,51	21,55

Os resultados das simulações mostram que a ordem de grandeza das vazões está de acordo com os estudos de Pedrosa (2008) e Pimentel (2009).

Pedrosa (2008) apresentou em seu estudo uma vazão de pico no exutório da bacia do Sapo para uma chuva de projeto com o tempo de retorno de 10 anos de 18,21 m³/s para o uso do solo da bacia no ano de 2005.

Pimentel (2009) estimou uma vazão de 15,24 m³/s para um evento pluviométrico com tempo de retorno entre 10 e 20 anos. Esta vazão foi estimada através de um registro fotográfico do nível da soleira do pequeno vertedor

próximo à foz do riacho. A figura 5.24 apresenta as imagens do estudo que geraram essa vazão.



Figura 5.24. Evento observado por Pimentel que estimou a vazão de $15,24 \text{ m}^3/\text{s}$
Fonte: Pimentel, 2009

As figuras 5.25, 5.26 e 5.27 mostram os hidrogramas para cada tempo de retorno do estudo com as três condições de contorno adotadas.



Figura 5.25. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 10 anos



Figura 5.26. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 25 anos



Figura 5.27. Hidrogramas do exutório do canal para o tempo de retorno de 50 anos

O agrupamento de hidrogramas por tempo de retorno mostrados nas figuras 5.25, 5.26 e 5.27 leva às mesmas constatações anteriores. Com a finalidade de observar se realmente não existe efeito de jusante nesta modelagem, foram plotados cotagramas em algumas seções para o pior caso de condições de contorno: tempo de retorno de 50 anos e nível de jusante na foz alto. A figura 5.28 apresenta o perfil topográfico dos pontos utilizados para a composição dos cotagramas observados na figura 5.29. A figura 5.29 apresenta os cotagramas nesses pontos do canal (incluindo o exutório) para o cenário CA50A.

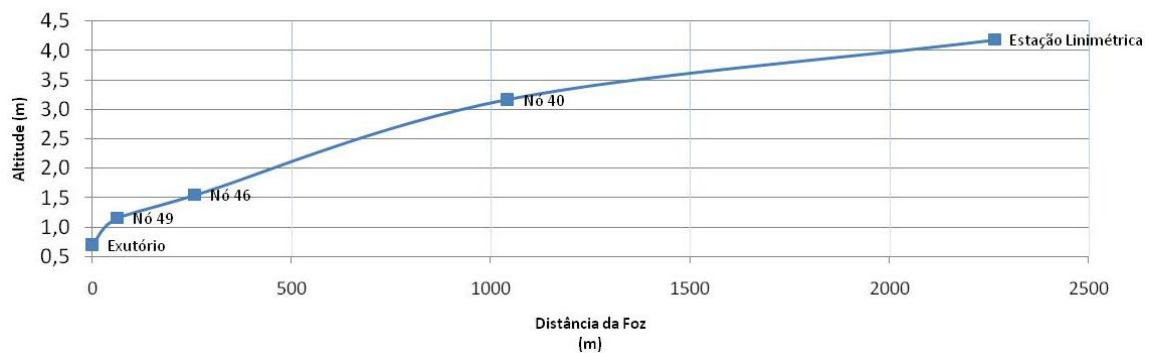


Figura 5.28. Perfil topográfico dos pontos utilizados na criação dos cotagramas observados na figura 5.29

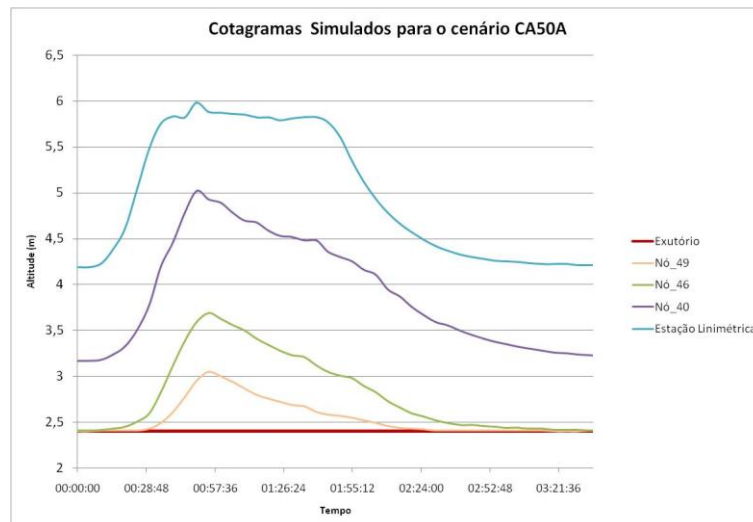


Figura 5.29. Cotogramas simulados para os pontos apresentados na figura 5.28 no cenário mais severo do estudo CA50A

Nota-se que a linha d'água simulada não apresenta igualdade de cotas, mesmo nos picos, tendo sempre declividade positiva, favorecendo o escoamento. Observa-se também que o cotograma do exutório permanece inalterado, fato esse ocorrido devido à condição de contorno simulada apresentar o canal corpo receptor (canal do riacho Reginaldo) na sua profundidade máxima para o ponto da foz do Sapo.

Transbordamentos

Na procura de parâmetros para determinar as vazões máximas que devem ser adotadas para evitar inundações urbanas, foram simulados os cenários buscando a vazão limite permitida, para os determinados tempos de retorno, que não transbordassem o canal do riacho do Sapo. Abaixo seguem os resultados obtidos para cada precipitação de projeto.

- Chuva de projeto 10 anos.

Os cenários propostos que envolveram a chuva em Maceió com um tempo de retorno de 10 anos foram: CA10B, CA10M e CA10A. Eles adotaram a condição atual da bacia e as três condições de contorno de jusante estabelecidas.

O primeiro cenário simulado para esta chuva foi o CA10B. Este é o cenário mais comedido dos adotados no estudo, por compreender a menor chuva e a melhor condição de contorno para o canal. Mesmo assim, foram observados três

pontos de transbordamentos no canal. As figuras 5.30, 5.31 e 5.32 apresentam os perfis de linha d'água em pontos onde ocorrem transbordamentos, no segundo anterior ao transbordamento.

No sentido do fluxo do canal, o primeiro ponto que apresentou extravasamento para o cenário localiza-se no final da Grota do Cigano, em frente à concessionária Mangabeiras Veículos, no momento onde o canal entra na galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva. A figura 5.30 apresenta o perfil do canal na localidade no segundo antes de ocorrer o transbordamento.

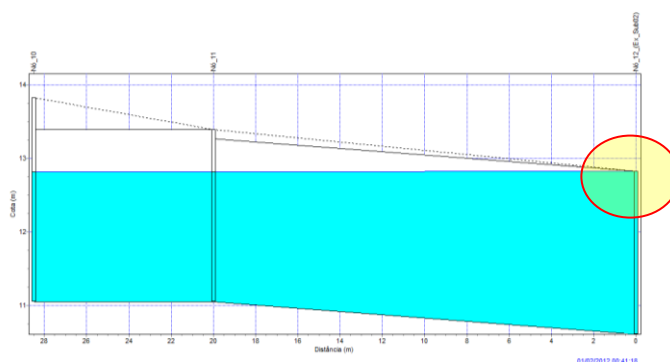


Figura 5.30. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó 12_(Ex_Sub02) para o cenário CA10B

Seguindo para jusante, o segundo ponto que apresentou extravasamento localiza-se próximo ao viaduto Industrial João Lyra, no cruzamento entre a Rua Luiz Francisco Cedrim e a Avenida Dona Constância, no ponto onde o canal entra em uma galeria sob a referida Avenida. A figura 5.31 apresenta o perfil do canal na localidade no segundo antes de ocorrer o transbordamento mencionado.

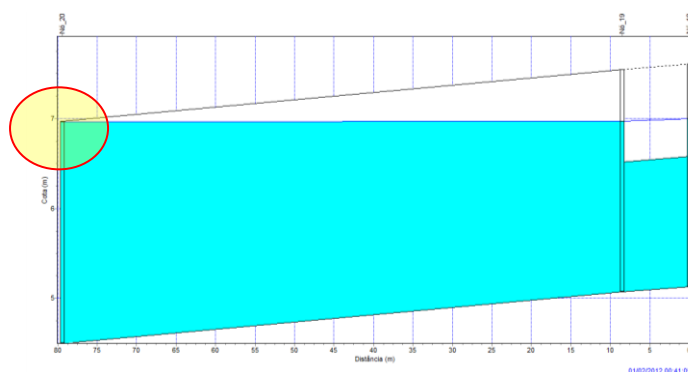


Figura 5.31. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó 20 para o cenário CA10B

O terceiro ponto do canal com presença de extravasamento na simulação do cenário está situado nos fundos do Conjunto Climério Sarmiento no bairro da

Jatiúca. A figura 5.32 apresenta o perfil do canal na localidade no segundo antes de ocorrer o transbordamento.

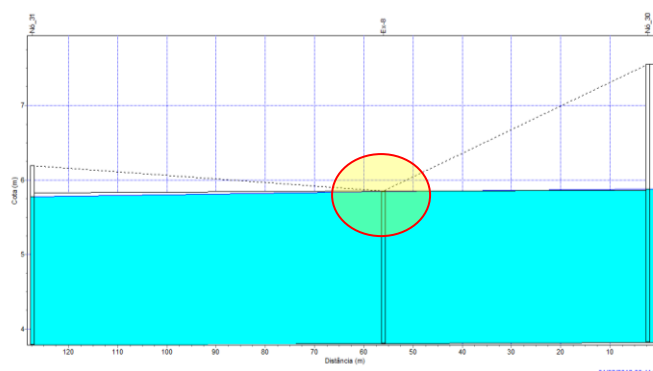


Figura 5.32. Perfil do canal do riacho do Sapo segundo antes do transbordamento do nó Ex-8 para o cenário CA10B

As simulações realizadas apresentaram as mesmas vazões de transbordamento nos mesmos instantes para as três condições de contorno de jusante estabelecidas, sendo observada uma diferença na quantidade de condutos fechados que atingiram sua profundidade máxima para as diferentes condições de contorno.

A tabela 5.9 mostra os pontos que transbordaram com as vazões no momento do transbordamento, os pontos com as vazões no segundo anterior ao transbordamento e a porcentagem de condutos fechados que atingem a profundidade máxima nas três condições de contorno para a precipitação de projeto com o tempo de retorno de 10 anos.

Tabela 5.9. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 10 anos de tempo de retorno

Tempo de Retorno de 10 anos				
Ponto com transbordamento	Segundo anterior ao transbordamento		Momento do transbordamento	
	Hora	Vazão (m ³ /s)	Hora	Vazão (m ³ /s)
Nó_12_(Ex_Sub02)	00:41:18	6,15	00:41:19	6,16
Nó_20	00:41:05	6,81	00:41:06	6,83
Ex-8	00:41:07	10,97	00:41:08	10,98
Condutos fechados com profundidade máxima				
Condição de contorno Baixa		57%		
Condição de contorno Média		61%		
Condição de contorno Alta		65%		

Uma pesquisa no noticiário local sobre ocorrências de inundações nos pontos encontrados constatou que há frequentes inundações as margens destes,

como pode ser observado na figura 5.33. A figura apresenta o trecho a Avenida Dona Constância situado a margem do nó 20.



Figura 5.33. Inundações registradas as margens do Nó 20 nos anos de 2009 e 2011
Disponíveis em: <http://www.alagoas24horas.com.br/conteudo/?vCod=105248>
<http://noticias.uol.com.br/cotidiano/2009/05/13/ult5772u3948.jhtm>

- Chuva de projeto 25 anos.

Os cenários propostos que envolveram a chuva em Maceió com um tempo de retorno de 25 anos foram: CA25B, CA25M e CA25A. Os resultados das simulações mostram transbordamentos nos mesmos pontos de alagamento, em um menor tempo que no caso dos cenários correspondentes a 10 anos de tempo de retorno. Outros pontos em comum foram a não variação das vazões de transbordamento para as diferentes condições de contorno e o acréscimo do número de condutos fechados que alcançaram sua profundidade máxima. A tabela 5.10 mostra os resultados obtidos para essa precipitação de projeto.

Tabela 5.10. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 25 anos de tempo de retorno

Tempo de Retorno de 25 anos				
Ponto com transbordamento	Segundo anterior ao transbordamento		Momento do transbordamento	
	Hora	Vazão (m ³ /s)	Hora	Vazão (m ³ /s)
Nó_12_(Ex_Sub02)	00:37:33	5,94	00:37:34	5,95
Nó_20	00:37:36	7,21	00:37:37	7,24
Ex-8	00:37:19	10,32	00:37:20	10,33
Condutos fechados com profundidade máxima				
Condição de contorno Baixa		61%		
Condição de contorno Média		65%		
Condição de contorno Alta		70%		

- Chuva de projeto 50 anos.

Os cenários propostos que envolveram a chuva em Maceió com um tempo de retorno de 50 anos foram: CA25B, CA25M e CA25A. Por se tratar de uma precipitação bastante acima das demais estudadas, esperava-se um quadro de inundação decorrente de transbordamentos bem mais acentuado do que os anteriores. Contudo, o que se constatou foram alagamentos nos mesmos pontos que os demais cenários simulados, mais uma vez ocorrendo em um menor tempo de simulação. Outros pontos em comum observados foram a não variação das vazões de transbordamento para as diferentes condições de contorno e o acréscimo do número de condutos fechados que alcançaram sua profundidade máxima. A tabela 5.11 mostra os resultados obtidos para a precipitação de projeto com o tempo de retorno de 50 anos.

Tabela 5.11. Resumo dos transbordamentos ocorridos para os cenários com chuva de projeto com 50 anos de tempo de retorno

Tempo de Retorno de 50 anos				
Ponto com transbordamento	Segundo anterior ao transbordamento		Momento do transbordamento	
	Hora	Vazão (m ³ /s)	Hora	Vazão (m ³ /s)
Nó_12_(Ex_Sub02)	00:34:43	5,50	00:34:44	5,50
Nó_20	00:35:06	7,01	00:35:07	7,04
Ex-8	00:34:52	9,72	00:34:53	9,74
Condutores fechados com profundidade máxima				
Condição de contorno Baixa		65%		
Condição de contorno Média		65%		
Condição de contorno Alta		70%		

Ao final da avaliação dos transbordamentos para os cenários propostos, foi realizada uma análise nos pontos críticos observados para melhor entender os motivos dos transbordamentos nesses locais do canal. Essa análise constatou que nos pontos Nó_12_(Ex_sub02), localizado no final da Grota do Cigano, e Nó_20, localizado no cruzamento entre a Rua Luiz Francisco Cedrim e a Avenida Dona Constância, o canal sofre um brusco estrangulamento ao entrar nas galerias fechadas, como pode ser observado nas imagens da figura 5.34.

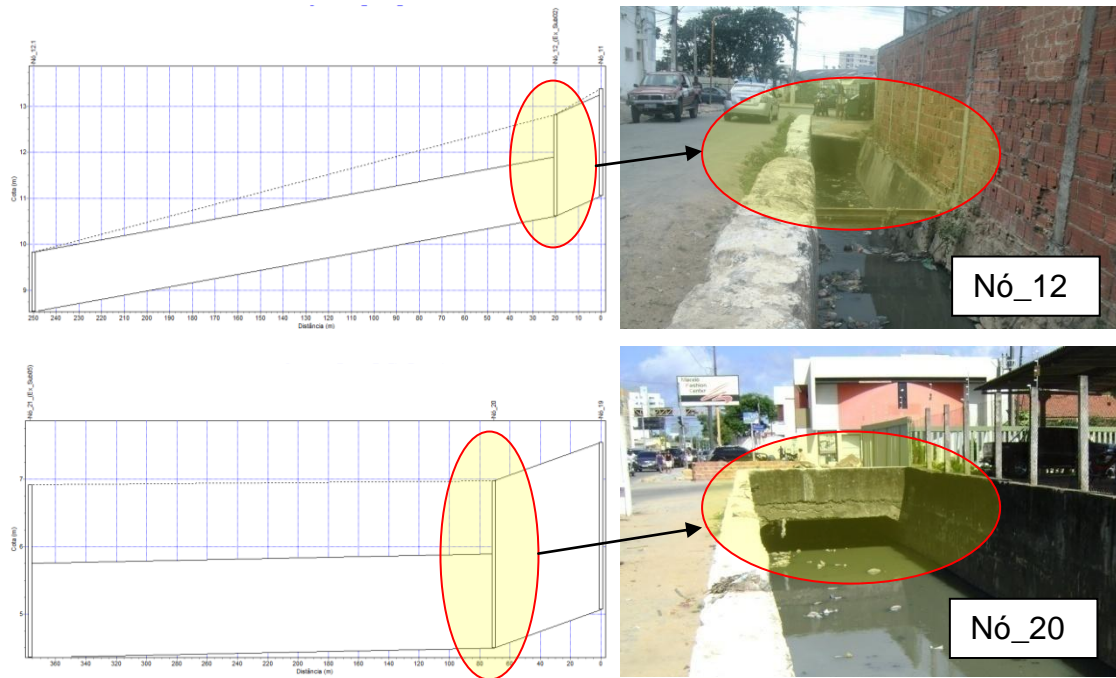


Figura 5.34. Estrangulamentos observados nos pontos N12_(Ex_sub02) e N20

Já o problema constatado no ponto Ex-8 foi a pequena profundidade encontrada na seção do canal neste local, que passa de uma profundidade de 3,73 m na seção a montante para 2,04 m neste ponto, como pode observado na figura 5.35.

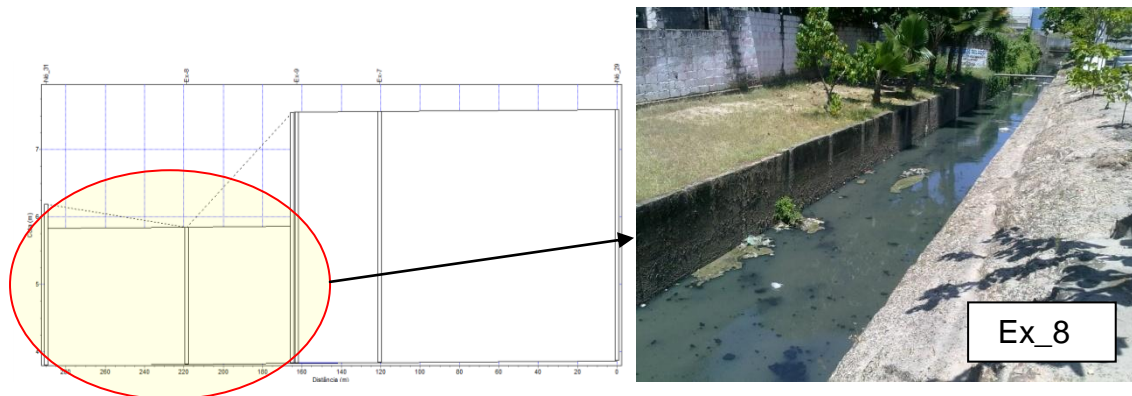


Figura 5.35. Diminuição da seção observada no ponto Ex-8

5.2.2 Vazões específicas e coeficientes de escoamento a partir das simulações

Com a localização dos pontos de transbordamentos para os cenários simulados foram calculadas as áreas de contribuição para a vazão de cada um destes, e assim também as vazões específicas no segundo anterior e no

momento de transbordamento para cada uma das precipitações de projeto. Os valores obtidos são mostrados na tabela 5.12.

Tabela 5.12. Vazões específicas simuladas para os tempos de retorno adotados no estudo

Tempo de Retorno 10 Anos					
Ponto	Área de contribuição (ha)	Vazão segundo antes (m ³ /s)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Vazão de inundação (m ³ /s)	Vazão Específica de Inundação (l/(s.ha))
Nó_12	47,93	6,15	128,32	6,16	128,53
Nó_20	94,28	6,81	72,23	6,83	72,44
Ex-8	148,03	10,97	74,11	10,98	74,18
Tempo de Retorno 25 Anos					
Ponto	Área de contribuição (ha)	Vazão segundo antes (m ³ /s)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Vazão de inundação (m ³ /s)	Vazão Específica de Inundação (l/(s.ha))
Nó_12	47,93	5,94	123,94	5,95	124,15
Nó_20	94,28	7,21	76,48	7,24	76,79
Ex-8	148,03	10,32	69,72	10,33	69,79
Tempo de Retorno 50 Anos					
Ponto	Área de contribuição (ha)	Vazão segundo antes (m ³ /s)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Vazão de inundação (m ³ /s)	Vazão Específica de Inundação (l/(s.ha))
Nó_12	47,93	5,50	114,76	5,50	114,76
Nó_20	94,28	7,01	74,35	7,04	74,67
Ex-8	148,03	9,72	65,66	9,74	65,80

Observa-se que os valores variam pouco com o tempo de retorno, provavelmente porque estes valores correspondem às vazões que ocorrem no momento do transbordamento, ou seja, elas tendem a se igualar às capacidades das galerias. Então, mesmo que venha uma vazão maior que a capacidade da galeria, a vazão que passará por dentro desta tenderá para sua capacidade.

O coeficiente de escoamento para se evitar inundações nos pontos do canal com transbordamento foi obtido pela equação do método racional a partir das vazões específicas calculadas no segundo anterior ao transbordamento, das durações iguais aos tempos de concentração das áreas contribuintes e das intensidades da precipitação de projeto para essas durações, obtidas na curva IDF de Maceió. A tabela 5.13 apresenta os resultados obtidos para as chuvas de projeto do estudo.

Tabela 5.13. Coeficientes máximos de escoamento para evitar transbordamentos do canal nos tempos de retorno adotados no estudo

Tempo de Retorno 10 Anos				
Ponto	Tempo de concentração (min)	Intensidade (mm/h)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Coeficiente máximo de escoamento
Nó_12	13,00	103,48	128,32	0,45
Nó_20	23,51	83,35	72,23	0,31
Ex-8	38,94	66,19	74,11	0,40
Tempo de Retorno 25 Anos				
Ponto	Tempo de concentração (min)	Intensidade (mm/h)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Coeficiente máximo de escoamento
Nó_12	13,00	117,61	123,94	0,38
Nó_20	23,51	95,94	76,48	0,29
Ex-8	38,94	77,47	69,72	0,32
Tempo de Retorno 50 Anos				
Ponto	Tempo de concentração (min)	Intensidade (mm/h)	Vazão Específica Segundo antes (l/(s.ha))	Coeficiente máximo de escoamento
Nó_12	13,00	128,24	114,76	0,32
Nó_20	23,51	105,45	74,35	0,25
Ex-8	38,94	86,01	65,66	0,27

Uma análise de todos os valores apresentados na tabela 5.13 indica que as vazões de restrição específicas obtidas pela capacidade do canal são menos restritivas que a vazão de 20,8 L/(s.ha), adotada em Porto Alegre. Cabe ressaltar que para obter a restrição de Porto Alegre foi utilizado o Método Racional. A comparação dos valores com o mesmo método usado em Porto Alegre, aplicado à Maceió, é vista adiante.

5.2.3 Coeficiente de escoamento para controle de inundações pela capacidade do canal para as áreas loteadas

Os resultados obtidos para os coeficientes máximos permitidos para áreas loteadas, a fim de evitar transbordamentos no canal, levaram em conta os menores valores de coeficiente encontrados em cada tempo de retorno (tabela 5.13) e os dois cenários descritos anteriormente, sendo um com as vias de circulação no estado atual e o outro com todas essas vias asfaltadas. A tabela 5.14 mostra os coeficientes encontrados nas simulações e os resultados obtidos para as áreas loteadas nos dois cenários.

Tabela 5.14. Coeficientes máximos de escoamento para área total, áreas loteadas com vias na situação atual e áreas loteadas com todas as vias asfaltadas

	Coeficiente de escoamento para área total (simulação)	Coeficiente de escoamento para áreas loteadas com cenário atual de vias	Coeficiente de escoamento para áreas loteadas cenário com todas vias asfaltadas
TR = 10 Anos	0,31	0,24	0,22
TR = 25 Anos	0,29	0,21	0,19
TR = 50 Anos	0,25	0,17	0,15

Observa-se que, ao considerar que os escoamentos das vias de circulação da cidade não passam por nenhuma medida de controle, os coeficientes de escoamento para o controle dos transbordamentos com o mesmo estado de ocupação do solo diminuem 24% para a chuva com tempo de retorno de 10 anos, 27% para a chuva com tempo de retorno de 25 anos e 33% para a chuva com tempo de retorno de 50 anos.

Para o tempo de retorno de 10 anos, por exemplo, os coeficientes ainda ficam menos restritivos do que aquele que originou o valor 20,8 L/s/ha em Porto Alegre, cujo valor foi de 0,15, considerado intermediário entre os solos A, B e C (TUCCI, 2000 e TUCCI, 2001).

Outro fato importante observado foi à redução de cerca de 10% do coeficiente de escoamento permitido para evitar transbordamentos no canal quando, no cenário hipotético, a bacia apresentar todas suas vias asfaltadas.

Ainda pode ser analisada na tabela 5.14 a máxima redução do coeficiente de escoamento permitido quando se compara o controle para a área total com o cenário futuro com vias asfaltadas. As reduções observadas foram de 30%, 34% e 42% para as chuvas de projeto com os tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos respectivamente.

Salienta-se que, no emprego do método racional, reduções do coeficiente de escoamento permitido implicam em reduções de mesma grandeza nas vazões limites para o controle na drenagem urbana.

5.3 MÉTODO RACIONAL PARA VAZÃO DE PRÉ-URBANIZAÇÃO

5.3.1 Comparação dos métodos de determinação da vazão de restrição específica pela vazão de pré-urbanização e pela capacidade do canal

A figura 5.36 mostra os coeficientes de escoamento resultantes da aplicação do método racional às condições de pré-urbanização da cidade de Maceió, para três durações diferentes de precipitação e para todos os tipos de solo do SCS. Estes valores representam uma média para os tempos de retorno 2, 5, 10, 25, e 50 anos.

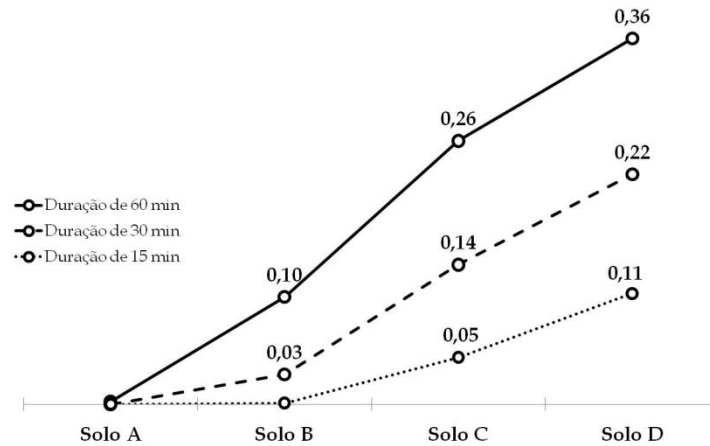


Figura 5.36. Coeficientes de escoamento para a condição de pré-urbanização da cidade de Maceió

Na geração da vazão de restrição seguida por Porto Alegre, foi adotado o valor de 0,15 como o coeficiente de escoamento para a condição de pré-urbanização da cidade. Convém lembrar que esse número foi um valor intermediário encontrado entre os solos do tipo A, B e C do método SCS para o tempo de retorno de 10 anos e duração da chuva de 1h.

A figura 5.36 mostra que nem sempre ou ainda nem todas as partes da cidade de Maceió precisam adotar um valor de 0,15. Todavia mostra que, dependendo da duração utilizada os valores ficam mais restritivos ainda, pois os resultados apresentados na figura 5.36 também demonstram o quão restritivo seria um controle de geração de escoamento que levasse em conta a vazão gerada antes da existência da cidade, em regiões com predominância de solos dos grupos A e B.

Como durações pequenas são tempos de concentração curtos, o que certamente representam lotes ou terrenos pequenos, o uso de coeficientes tão baixos quanto 0,03, 0,05, 0,10 ou 0,11 talvez seja impraticável. Por isso a importância de se analisar caso a caso de acordo com as condições de escoamento da bacia de interesse e também de onde se quer chegar, a saber:

condição de pré-urbanização, não ultrapassar as condições atuais, ou um compromisso intermediário entre a condição extrema natural e a condição atual.

Tomando a duração de 1 h, que foi a utilizada para Porto Alegre, observa-se que podemos ter coeficiente de escoamento para Maceió de quase o dobro do valor daquela cidade, para o solo C e de quase 2,5 vezes para o solo D. Se for levada em conta a simples média aritmética dos resultados encontrados para Maceió, adotando as mesmas considerações utilizadas para Porto Alegre (grupos de solo, tempo de retorno e duração da chuva) o coeficiente a ser utilizado para encontrar a vazão de pré-urbanização seria de 0,12. Considerando para Maceió a média aritmética de todos os grupos de solo, o coeficiente para o mesmo tempo de retorno e de duração adotados por Tucci (2001) seria 0,18. Levando em conta a proporção dos grupos de solo encontrados na bacia do Riacho do Sapo, esse coeficiente passaria para 0,11.

Como visto, Tucci (2001) utilizou um valor intermediário para os grupos de solo do SCS, porém não demonstrou esses valores encontrados separadamente,. O fato de ser um valor intermediário não diz, por exemplo, se houve ou uma prevalência de um determinado grupo de solo ou se foi adotada uma ponderação dos resultados obtidos e as áreas encontradas na cidade para os grupos de solo. Isto é totalmente compreensível dada a urgência daquela cidade em adotar uma regulamentação de drenagem simples e eficiente.

Para levantar ainda mais as discussões a respeito dos coeficientes de escoamento para o controle de inundações urbanas, a tabela 5.15 foi criada para o mesmo tempo de retorno (10 anos) e tempo de concentração (1 h) com o coeficiente adotado em Porto Alegre; A média dos coeficientes encontrados pelo método racional em Maceió nos solos A, B e C; A média dos coeficientes encontrados pelo método racional em Maceió para todos os grupos hidrológicos do solo; O coeficiente de escoamento encontrado pela ponderação dos resultados da aplicação do método racional em Maceió com os solos bacia do Riacho do Sapo; O coeficiente de escoamento encontrado na simulação para área total de contribuição; O Coeficiente de escoamento encontrado na simulação para áreas loteadas com o cenário atual; O Coeficiente de escoamento encontrado na simulação para áreas loteadas com o cenário futuro com todas as vias de circulação da bacia asfaltadas.

Tabela 5.15. Coeficientes de escoamento encontrados no estudo juntamente com o adotado para restrição em Porto Alegre

<i>Porto Alegre</i>	<i>Maceió solos A, B e C</i>	<i>Maceió todos os solos</i>	<i>Ponderação Racional bacia</i>	<i>Área total de contribuição</i>	<i>Áreas loteadas cenário atual</i>	<i>Áreas loteadas cenário futuro</i>
0,15	0,12	0,18	0,11	0,31	0,24	0,22

Observa-se na tabela 5.15 que o coeficiente encontrado para evitar inundações decorrentes de transbordamentos do canal, levando em conta toda área de contribuição, é maior que os coeficientes encontrados através do emprego do método racional em Maceió e mais que o dobro do valor utilizado em Porto Alegre. Essa simples verificação, leva a pensar que o método racional gera coeficientes muito restritivos, que demandariam esforços além dos necessários para impedir inundações urbanas. No entanto, ao assumir a premissa que os controles quanto à geração de vazão não atingem as vias de circulação da cidade (avenidas e ruas) e que a tendência da maioria destas vias é de se tornarem asfaltadas, o método racional apresenta valores mais próximos aos coeficientes encontrados através da capacidade no canal de drenagem da bacia para a premissa descrita anteriormente.

Cabe lembrar que o diagnóstico feito acima leva em conta a condição atual da bacia do Riacho do Sapo em Maceió/AL, avaliando a capacidade de seu canal de drenagem para a elaboração do coeficiente de escoamento e da vazão limite para controle de inundações na área. Assim, os valores apresentados possivelmente variarão de bacia para bacia.

A tabela 5.16 mostra as vazões específicas de restrição, para cada grupo hidrológico de solo, encontradas pelo emprego do método racional em Maceió para os tamanhos de lotes mencionados no item 4.2.3, destacando-se aquelas para o tempo de retorno de 10 anos.

Tabela 5.16. Vazões de restrição específica resultantes da aplicação do método racional em Maceió para os tipos de solo SCS

Vazões de restrição específica para Maceió (l/(s.ha))				
Área de terrenos	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
A ≤ 1000 m² Duração de 15 min	Tr = 2 anos			
	0,0	0,0	1,6	9,7
	Tr = 5 anos			
	0,0	0,0	6,4	19,9
	Tr = 10 anos			
	0,0	0,0	11,7	29,3

1000 m² ≤ A ≤ 1 ha Duração de 30 min	Tr = 2 anos			
	0,0	0,0	9,1	19,9
	Tr = 5 anos			
	0,0	1,9	18,9	34,2
	Tr = 10 anos			
	0,0	5,0	28,1	46,8
A = 100 ha Duração de 60 min (Tucci, 2001)	Tr = 2 anos			
	0,0	2,9	15,1	24,9
	Tr = 5 anos			
	0,0	9,3	28,8	42,2
	Tr = 10 anos			
	0,0	16,1	41,0	57,1

Em Porto Alegre, com o emprego do coeficiente de escoamento 0,15, foi adotado o valor 20,8 L/s/ha como vazão específica de pré-urbanização, para um tempo de retorno de 10 anos. A partir disso, cada lote na cidade deve calcular a sua vazão em função de sua área e construir um reservatório para o amortecimento do excedente gerado (Tucci, 2001).

Ao se analisar os dados da tabela 5.16 observa-se claramente o quanto deveria ser restrito a ocupação de áreas que apresentem solos do grupo hidrológico A. Como visto com o coeficiente de escoamento, esse grupo de solo quase não gera escoamento, sendo o maior responsável pela recarga dos aquíferos, tão importantes para o abastecimento das cidades.

Outra constatação obtida com base no exposto pela tabela 5.16 e pela figura 5.36 é a importância de se observar o tempo de concentração que deve ser adotado na composição da vazão de restrição para o controle de inundações. Tempos curtos geram pequenos coeficientes de escoamento e por consequência, pequenas vazões geradas para a condição de pré-urbanização. Assim, mesmo com uma intensidade maior de precipitação, uma vazão limite obtida com tempo curto de concentração se torna bem mais restritiva.

Cabe explicar que, pelo método racional, o tamanho da área adotada na obtenção da vazão específica de restrição não modifica o valor final para o controle se não for modificado o do tempo de concentração e por consequência a intensidade da precipitação e o coeficiente de escoamento.

Assim como feito com o coeficiente de escoamento, a tabela 5.17 foi criada com vazões encontradas com as premissas de Tucci (2001) (100 ha, Tr = 10 e Tc

= 1 h). Essa tabela foi elaborada com a vazão de restrição empregada em Porto Alegre; A vazão média obtida pelo método racional em Maceió nos solos A, B e C; A vazão média obtida pelo método racional em Maceió para todos os grupos hidrológicos do solo; A vazão específica encontrada pela ponderação dos resultados da aplicação do método racional em Maceió com os solos bacia do Riacho do Sapo; A vazão de controle encontrada com o uso do coeficiente de escoamento obtido pela capacidade do canal para toda a área contribuição para o transbordamento; A vazão controle encontrada com o coeficiente de escoamento obtido nas simulações para áreas loteadas com o cenário atual; A vazão de restrição encontrada com emprego do coeficiente de escoamento obtido para as áreas loteadas no cenário com as vias da bacia asfaltadas.

Tabela 5.17. Vazões de restrição encontrados pelo estudo juntamente com a adotada em Porto Alegre

<i>Vazão (L/s/ha)</i>						
Porto Alegre	Maceió solos A, B e C	Maceió todos os solos	Ponderação Racional bacia	Área total de contribuição	Áreas loteadas cenário atual	Áreas loteadas cenário futuro
20,8	19,0	28,6	17,5	48,9	37,9	34,7

Observa-se na tabela 5.17 que a vazão de restrição empregada em Porto Alegre é bem mais restritiva quando comparada com as obtidas pela capacidade do canal de drenagem da bacia estudada, mesmo levando em conta um cenário futuro, com todas as ruas e avenidas asfaltadas e o controle do escoamento sendo realizado apenas nos lotes da cidade.

Explorando mais as vazões apresentadas na tabela 5.17, observa-se a importância da análise dos tipos de solo a serem empregados na composição do coeficiente de escoamento para o controle. Observa-se que o emprego da média dos solos dos grupos A, B e C e do uso da proporção dos grupos encontrados na bacia do estudo resultam em uma vazão mais restritiva que a adotada em Porto Alegre, mas quando observada a vazão gerada com a média dos coeficientes de todos os quatro grupos de solos o valor para o controle é mais ameno, mesmo assim, bem menor do que as obtidas pela capacidade do canal.

Uma rápida relação entre a área urbana do município de Maceió, o levantamento dos solos realizado pela EMBRAPA (2005) e a classificação dos solos feita por Sartori (2004) mostra a predominância do grupo hidrológico C na

cidade. Para se ter uma idéia da importância da análise dos solos empregados na composição da vazão de pré-urbanização, se fosse admitido a vazão gerada apenas para o grupo de solo predominante na cidade, utilizando as premissas adotadas por Tucci (2001) a vazão específica para o controle seria de 41,0 L/s/ha, quase que o dobro adotado por Porto Alegre.

Buscando verificar o comportamento do canal do Riacho do Sapo frente às vazões de pré-urbanização observadas pelo método racional, foram calculadas as vazões que cada uma das dezoito sub-bacias gerariam para cada vazão de restrição. Esse cálculo levou em conta apenas a áreas das sub-bacias e a vazão específica para o controle escoamento para cada um dos casos que utilizaram o método racional apresentados na tabela 5.17. A tabela 5.18 mostra as vazões resultantes desses cálculos.

Tabela 5.18. Vazões em m³/s para as sub-bacias do estudo para cada uma das restrições encontradas pelo método racional.

Sub-Bacia	Área (m2)	Área (ha)	Porto Alegre	Maceió solos A, B e C	Maceió todos os solos	Ponderação Racional bacia
1	63153,56	6,3154	0,1314	0,1200	0,1806	0,1105
2	416119,06	41,6119	0,8655	0,7906	1,1901	0,7282
3	391623,00	39,1623	0,8146	0,7441	1,1200	0,6853
4	71890,16	7,1890	0,1495	0,1366	0,2056	0,1258
5	5900,29	0,5900	0,0123	0,0112	0,0169	0,0103
6	321168,49	32,1168	0,6680	0,6102	0,9185	0,5620
7	69841,47	6,9841	0,1453	0,1327	0,1997	0,1222
8	33391,29	3,3391	0,0695	0,0634	0,0955	0,0584
9	107172,44	10,7172	0,2229	0,2036	0,3065	0,1876
10	223114,54	22,3115	0,4641	0,4239	0,6381	0,3905
11	108063,99	10,8064	0,2248	0,2053	0,3091	0,1891
12	37241,58	3,7242	0,0775	0,0708	0,1065	0,0652
13	66686,09	6,6686	0,1387	0,1267	0,1907	0,1167
14	50627,52	5,0628	0,1053	0,0962	0,1448	0,0886
15	43385,01	4,3385	0,0902	0,0824	0,1241	0,0759
16	28146,17	2,8146	0,0585	0,0535	0,0805	0,0493
17	36579,46	3,6579	0,0761	0,0695	0,1046	0,0640
18	24759,64	2,4760	0,0515	0,0470	0,0708	0,0433

As vazões observadas na tabela foram inseridas no modelo em regime permanente nos pontos onde cada vazão gerada pelas sub-bacias ingressa no canal. Essa inserção despreza os hidrogramas característicos de cada sub-bacias, por isso foram inseridas como vazões constantes por um longo tempo para a estabilização do fluxo no canal. Finalmente, foram avaliados se existiram

ocorrências de transbordamentos no canal e uma apreciação no ponto mais desfavorável encontrado nas simulações do canal.

Para essa última simulação, foi escolhido o cenário com a precipitação de projeto com 10 anos de recorrência e condição de contorno alta. Como esperado, não houve transbordamentos nas simulações com as vazões geradas com o emprego as restrições. A figura 5.37 apresenta a avaliação da profundidade máxima observada no ponto mais crítico do canal, ou seja, com a menor capacidade.

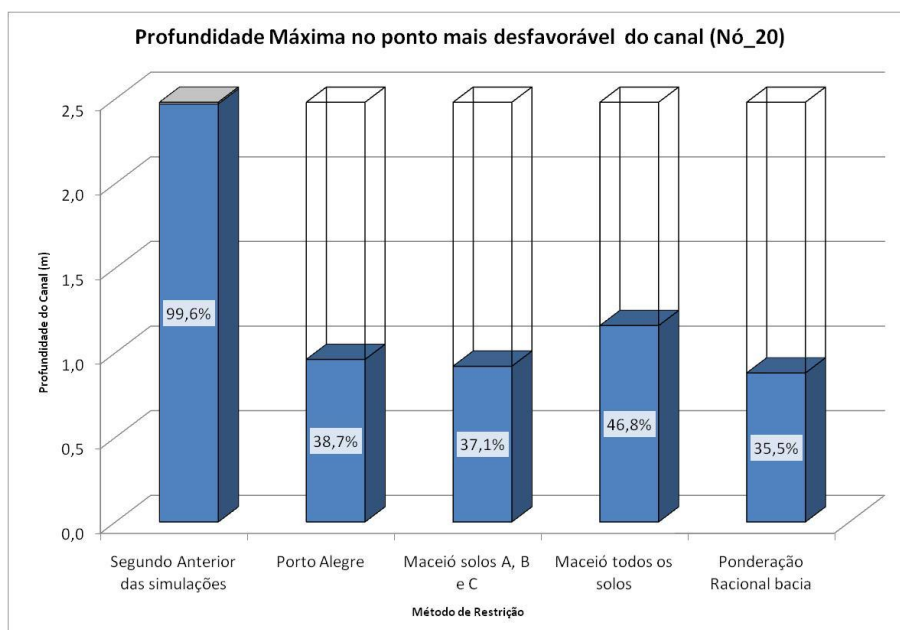


Figura 5.37. Profundidades máximas encontradas para as restrições observadas pelo estudo

Observa-se no gráfico que as vazões geradas com as restrições obtidas pelo método racional não atingiram a metade da capacidade do ponto mais crítico do canal em nenhum dos casos, enquanto que a vazão específica verificada pela capacidade do canal utiliza toda sua profundidade.

Cabe destacar que, quanto mais restritiva seja uma vazão específica adotada para o controle de inundações urbanas, maiores serão os esforços financeiros necessários para alcança tal meta.

Essa discussão é pertinente, visto que o controle das inundações urbanas não envolve apenas questões sanitárias e ambientais. Devem ser também levadas em conta outras questões, como a pobreza e a classe social da população envolvida. Elaborar leis que exijam, por exemplo, a implantação de reservatórios de detenção no lotes, podem não sair do papel simplesmente pelo

alto custo a ser empregado para conter a grandeza do volume requerido pela vazão de restrição.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

Uma tendência apontada no trabalho e que pode ser considerada como uma colaboração para os debates sobre que vazão deve ser adotada para o controle das inundações é a verificação da vazão de restrição através da capacidade atual do canal de drenagem. Essa etapa do trabalho buscou uma vazão de controle mais aceitável e concreta, com uma resolução mais célere e de menor custo para esse problema urbano.

Para dar início aos estudos, foram determinadas as características físicas da bacia urbana do Riacho do Sapo. Para tanto, foram obtidos diversos atributos da área como a pedologia, uso e ocupação do solo atual e a microdrenagem visível e realizadas visitas a campo, que possibilitaram caracterizar o canal da bacia, levantando diversas seções transversais, declividades e as rugosidades de cada um dos trechos observados na discretização feita para o canal.

O monitoramento implementado na bacia, com as instalações da estação pluviométrica e de um sensor de pressão, permitiu a obtenção de informações fundamentais para o entendimento dos processos na bacia e simulação do sistema de drenagem.

A aplicação do modelo SWMM, utilizando as metodologias apresentadas para a obtenção dos parâmetros de entrada, forneceu bons resultados frente aos eventos monitorados no período do estudo, mesmos antes de qualquer tentativa de calibração.

O Riacho do Sapo, localizado na área urbana de Maceió, encontra-se totalmente canalizado, com uma capacidade de escoamento insuficiente para as condições atuais da bacia, o que é facilmente constatado pelas freqüentes ocorrências de inundações na região. Entre os principais fatores observados para tal condição, destacam-se: as obstruções causadas por pontes e galerias fechadas ao longo do canal, a ocorrência de assoreamentos e, sobretudo, o crescimento desorganizado da urbanização.

Uma análise dos resultados das simulações para as chuvas de projeto do estudo permitiu identificar os locais críticos do canal para nas condições atuais da bacia:

- Nó_12: no final da Grota do Cigano, em frente a Mangabeiras Veículos, no estrangulamento do canal na entrada da galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva;

- Nó_20: próximo ao viaduto Industrial João Lyra, no cruzamento entre a Rua Luiz Francisco Cedrim e a Avenida Dona Constância, no estrangulamento do canal na entrada da galeria sob a própria Avenida Dona Constância;

- Nó_Ex-8: localizado no fundos do Conjunto Climério Sarmiento no bairro da Jatiúca.

As simulações realizadas com diferentes condições de contorno, não apresentaram efeitos significativos de remanso decorrente do nível apresentado na foz do Riacho do Sapo (Riacho Reginaldo).

Simulações realizadas com as diferentes precipitações de projeto utilizadas no estudo (10, 25 e 50 anos) obtiveram transbordamentos nos mesmos locais do canal, porém com redução do tempo para o transbordamento para os maiores tempos de recorrência. Após as análises das vazões específicas para evitar transbordamento do canal e dos coeficientes máximos permitidos para esse fato, foi constatada uma redução de cerca de 35% do coeficiente escoamento permitido quando se leva em conta apenas nos lotes, sendo excluídas as vias de circulação dentro da bacia.

Na análise sobre qual tempo de concentração deve ser adotado no emprego do método racional, foi verificado que, para terrenos de até 1.000 m² a duração não ultrapassa 15 minutos, porém isso remete a coeficientes de escoamento impraticáveis quando observadas condições de pré-urbanização.

Considerando as mesmas condições adotadas em Porto Alegre, cidade cujo método racional foi aplicado para a vazão específica de restrição, sendo inclusive com valor previsto em Lei, foram produzidas três vazões específicas de pré-urbanização levando-se em conta os grupos hidrológicos do solo. Os valores obtidos estão compatíveis com o utilizado em Porto Alegre, porém não se pôde comparar realmente esses valores e nem estabelecer qual seria a restrição compatível em Maceió pelo fato do estudo que resultou esta vazão não apresentar detalhadamente as considerações utilizadas para os solos da cidade.

Os resultados obtidos pelo método racional mostraram o quanto deve ser minucioso o estudo do coeficiente de escoamento a ser adotado na composição

da vazão específica de restrição de pré-urbanização. Quando comparada com as vazões de restrição obtidas pela capacidade do canal, a restrição empregada em Porto Alegre foi bem mais restritiva, mesmo quando levado em conta o asfaltamento de todas as ruas e o controle sendo imposto apenas para os lotes da cidade.

Finalmente, ao simular no canal todas as vazões geradas pelo método racional, observou-se que elas não atingem, sequer, 50% da profundidade no ponto mais crítico do canal. Concluiu-se que, para a bacia do Riacho do Sapo, o emprego de uma vazão de pré-urbanização como controle exigiriam esforços além dos necessários para evitar inundações decorrentes de transbordamentos do canal.

Com isso, a adoção de uma vazão específica de restrição obtida pela capacidade do sistema de drenagem já existente, se mostrou uma boa opção a ser empregada em caráter emergencial, não sendo dispensada uma gestão com abordagem ambiental a médio prazo.

6.2 RECOMENDAÇÕES

Melhoramento do monitoramento

Apesar do tamanho da bacia estudada, é necessária a instalação de novos equipamentos de monitoramento, dentre os quais pelo menos mais um pluviômetro mais próximo à cabeceira.

Em visitas a campo, sobretudo em dias chuvosos, percebe-se claramente nuvens passando próximos aos divisores de água das sub-bacias 1, 2 e 3 (localizadas na cabeceira) ou em sub-bacias como 6, 7, e assim por diante, sem necessariamente passarem pelas áreas de cotas mais baixas, como as sub-bacias 4, parte da 6, 8, 10 e assim por diante. O exposto foi observado em alguns eventos em que o nível do canal registrado na estação linimétrica se elevava antes mesmo da precipitação ser registrado pelo pluviômetro instalado no meio da bacia.

Mais sensores devem ser instalados, de forma a contribuir para uma calibração mais consistente e para uma descrição mais precisa da influência do riacho Salgadinho (Reginaldo) e, por conseguinte, da maré na praia da avenida.

Levantamento topográfico de condutos

É interessante verificar quais são realmente os condutos existentes na bacia (microdrenagem), se são condutos curtos ou não, se são de tal forma conectados que alterem a subdivisão em sub-bacias, entre outros aspectos que podem futuramente servir de subsídios tanto para a modelagem dos problemas mais específicos locais como para a modelagem em escalas pequenas como de lote e loteamento.

Estudo de metodologias de calibração

Esta dissertação utilizou níveis (profundidades) para a calibração em um ponto somente. O quanto esta calibração é consistente? A resposta pode ser obtida com comparações entre parâmetros calibrados com vazões. Isto será possível com mais equipamentos de monitoramento e mais medições de vazão no canal.

Estudos do uso do modelo sob várias condições

A resposta do modelo é a mesma até que nível menor de discretização? Quantos sensores temos que ter para que o remanso seja bem caracterizado ou determinados problemas pontuais também?

E quanto ao intervalo de tempo, às instabilidades por causa de transições bruscas de tipos de seção ou transições entre escoamentos livre e sob pressão? Nesse ponto, como o interesse da dissertação esteve na iminência de transbordamento, as instabilidades que ocorrem após o momento citado não foram estudadas.

Estudos em outras bacias de Maceió

O estudo desenvolvido na bacia do Riacho do sapo certamente terá desdobramentos em outras bacias, incluindo aquelas com uso do solo mais próximo da situação natural e com curso d` água não canalizado.

REFERÊNCIAS

ALLASIA, D. G. ; TASSI, R. ; NEVES, M. G. F. P. ; VILLANUEVA, A. O. N. ; TUCCI, C. E. M. ; CRUZ, M. A. S. **Estudo de caso: plano diretor de drenagem urbana.** In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2003. XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2003.

ALVES, E. M. **Medidas não-estruturais na prevenção de enchentes em bacias urbanas: Cenários para a bacia do Gregório, São Carlos – SP.** Dissertação (Mestrado). Programa de pós-graduação em Ciências da Engenharia Ambiental, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2005.

ARAUJO NETO, **Otimização do número de curva (cn-scs) para diferentes manejos na região semiárida, Ceará, Brasil.** Irriga, Botucatu, Edição Especial, p. 264 - 279, 2012.

BAPTISTA, J. M.; MATOS, M. R. **Modelação de redes de drenagem de águas residuais pluviais.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 1994.

BAPTISTA, Márcio B. & COELHO, Márcia M. Lara P. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica.** 3.ed. rev. e ampl. Belo Horizonte: Editora UFMG | Escola de Engenharia da UFMG, 2010. 480p. – (Ingenium)

BARBASSA, A. P.; CAMPOS, J. B. N., 2010. **Comportamento hidrológico de áreas impermeabilizadas diretamente conectadas e total.** In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 15 n. 4 Out/Dez 2010.

BASTOS, G. A. P. **Análise dos parâmetros do modelo SWMM para avaliação do escoamento em duas bacias periurbanas em Santa Maria-Rs.** 2007. 170 f. Dissertação (Mestrado), Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2007.

BELING, F. A. ; PAIVA, E. M. C. D. ; PAIVA, J. B. D. de . **Uso do PEST para a Calibração do Modelo Hidrológico Kineros2 em uma Pequena Bacia Urbana no Sul do Brasil.** In: IX ENAU - Encontro Nacional de Águas Urbanas, 2012, Belo Horizonte. ANAIS EM CDROM, 2012.

BIDONE, F.; TUCCI, C. E. M. **Microdrenagem.** In: Tucci,C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade, UFRGS, ABRH, 1995.

BRUSA, L. C. **Transientes hidráulicos em redes de canais de irrigação.** Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 130f. Dissertação (Mestrado Engenharia) 1994.

CAMBEZ, M. J. **Using SWMM 5 in the continuous modelling of stormwater hydraulics and quality.** 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 2008.

CAMORANI, G.; CASTELLARIN, A.; BRATH, A. **Effects of land-use changes on the hydrologic response of reclamation systems.** *Physics and Chemistry of the Earth.* v 30, n.8-10, p. 561-574. 2005. Elsevier Science Ltd.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes.** Editora Oficina de Textos, 1ª Ed. São Paulo, 2005. p 118.

CHOI, K. S.; BALL, J. A. **Parameter estimation for urban runoff modelling.** *Urban Water.* v 4, n.1, p. 31-41. 2002. *Elsevier Science Ltd.*

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2009.

CÔRTEZ, J. M. **Sistemática de auxílio à decisão para a seleção de Alternativas de controle de inundações urbanas.** Tese (Doutorado). Tecnologia ambiental e recursos hídricos, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L. **Controle do escoamento com retenção em lotes urbanos.** In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Out/Dez 1998.

CRUZ, M.A.S.; SOUZA, C.F. & TUCCI, C.E.M. **Controle da drenagem urbana no Brasil: avanços e mecanismos para sua sustentabilidade.** In: *Anais XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.* São Paulo, SP, 2007.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M., Jr.; VERWEY, A. **Practical aspects of computational river hydraulics.** London: Pitman. 420p. 1980.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuárias. **Diagnóstico Ambiental do Município de Maceió – Anexo I-f – Levantamento Semidetalhado de Solos,** 2005.

FORGIARINI, F. R. ; SILVEIRA, A. L. L. ; SILVEIRA, G. L. **Reflexões sobre a vazão limite para o controle do escoamento pluvial na fonte.** In: Encontro Nacional de Águas Urbanas, 9., 2012, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 2012. 1 CD-ROM.

FREAD, D. L. 1985. **Channel routing.** In: ANDERSON, M. G.; BURT, T. P. (ed.) *Hydrological Forecasting.* Chichester: John Wiley. ch.14, p.437-503.

FRENCH, R. H. **Open-channel hydraulics.** International Student Edition. Singapore: McGraw-Hill Book Co. 1986.

GARCIA, J. I. B. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela**. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2005.

GARCIA, J. I. B.; Paiva, E. M. C. **Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 11 n. 4 Out/Dez 2006. p 99-108. 2006.

GIRONAS, J., ROESNER, L. & DAVIS, J. **Storm Water Management Model Applications Manual**, US Environmental Protection Agency, Department of Civil and Environmental Engineering Colorado State University, 2009.

GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M., CHAUDHRY, F. H. 2008. **Metodologia para o Dimensionamento de Trincheiras de Infiltração para o Controle do Escoamento Superficial na Origem**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 13 n. 2 Abr/Jun 2008.

GRIBBIN, J. E. **Introdução à hidráulica e hidrologia na gestão de águas pluviais**. Tradução da 3 ed. Norte-Americana. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E. **Storm Water Management Model, Version 4: User's Manual**. U.S. Environmental Protect Agency. Athens, Georgia, 1992.

JACOBSON, C. R. **Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: a review**. In: Journal of Environmental Management, Elsevier Science Ltd, v 92, n.6, Jun 2011, p. 1438-1448.

LIGGET, J. A.; CUNGE, J. A. **Numerical methods of solution of the unsteady flow equations**. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. (ed.) *Unsteady Flow in open channels*. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.4, p89-182. 1975.

MACEIÓ. **Lei municipal Nº 5.593**, de 08 de Fevereiro de 2007. *Código de Urbanismo e Edificações do Município de Maceió*. Maceió, AL, 09 fev 2007.

MACEIÓ. Secretaria Municipal de Controle do Convívio Urbano SMCCU - Coordenadoria de Geoprocessamento. **Base Cartográfica Numérica**. Maceió. 1999.

MARTINS, F. J. P. **Dimensionamento hidrológicos e hidráulicos de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra. Portugal. 2000.

MELLER, A. **Simulação hidrodinâmica integrada de sistema de drenagem em Santa Maria-RS**. Dissertação (Mestrado). Programa de pós-graduação em

engenharia civil, área de concentração em recursos hídricos e saneamento ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2004.

MELLER, A.; PAIVA, E. M. C. **Simulação Hidrodinâmica 1D de Inundações em Sistema de Drenagem Urbana**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 12 n. 2 Abr/Jun 2007, 81-92.

MINATA, A. A. **Diretrizes de urbanização originadas pela drenagem da área**. São Paulo: Curso de Engenharia Civil da Universidade Anhembi Morumbi (Trabalho de conclusão de curso). 2006.

NEVES, M. G. F. P. ; ALLASIA, D. G. ; TASSI, Rutinéia ; TUCCI, C. E. M. ; VILLANUEVA, A. O. N. ; CRUZ, M. A. S. **Estudo de caso: plano diretor de drenagem urbana de Porto Alegre/RS**. In: XV Simpósio brasileiro de recursos hídricos, 2003, Curitiba. XV Simpósio brasileiro de recursos hídricos, 2003.

NEVES, M. G. F. P. ; VILLANUEVA, A. O. N.; TUCCI, C. M. **Simulação hidrodinâmica integrada do escoamento em redes de drenagem urbana e nas ruas**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre/RS, v. 6, n. 3, p. 111-139, 2001.

ORGANIZAÇÃO METEOROLÓGICA MUNDIAL. **Gestión integrada de crecientes, Documento Conceptual**. Programa Asociado de Gestión de Crecientes, Documento técnico Nº 1, segunda edição, 2004.

PEDROSA, H. F. S. **Avaliação do impacto da aplicação das diretrizes do Plano Diretor de Maceió, sobre o escoamento superficial – Estudo de caso: bacia do riacho Reginaldo**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos Saneamento da Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2008.

PFRAFSTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas, registradas com pluviógrafos, em 98 postos meteorológicos**. 2. ed. Rio de Janeiro: DNOS, 1982.

PIMENTEL, I. M. C. **Avaliação quali-quantitativa das águas do Riacho Reginaldo e seus afluentes**. Dissertação (Mestrado). Programa de pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2009.

PORTO, R. L. L. **Escoamento Superficial Direto**. In: TUCCI, C. E. M., PORTO, R. L. L. e BARROS, M. T. de. (org.) *Drenagem Urbana*. 1º ed. Porto Alegre: ABRH, Editora da universidade UFRGS. pp. 108 – 165, 1995.

RAMSEYER, J. S.. **Modelo hidrológico-hidrodinâmico de redes de pluviais**. Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 106f. Dissertação (Mestrado Engenharia) 1996.

ROSSMAN, L. A. **EPA SWMM 5.0 Modelo de Gestão de Drenagem Urbana: manual do usuário**. Trad. GOMES, H. P.; SALVINO, M. M.; SILANS, A. P.; ALMEIDA, C. N.; SILVA, G. N. S. João Pessoa-PB: Lenhs-UFPB; Procel-Sanepar; Eletrobrás. 2012.

SANTOS, J. M. F. **Estudo da relação entre o caudal e indicadores de qualidade da água no Médio Vouga**. Dissertação de Mestrado – Universidade de Aveiro. Departamento de Ambiente e Ordenamento.

SARTORI, A. **Avaliação da classificação hidrológica do solo para a determinação do excesso de chuva do método do serviço de conservação do solo dos Estados Unidos**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Universidade Estadual de Campinas, 2004.

SILVEIRA, A. L. L. **Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão. Apostila do curso de gestores regionais de recursos hídricos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002.

TASSI, R., VILLANUEVA, A. O. N. **Análise do impacto dos microrreservatórios nos custos de uma rede de drenagem urbana**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 9 n. 3 Jul/Set 2004. p 89 - 98.

TASSI, R.. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. Dissertação (Mestrado Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002.

TEMPRANO, J. et al. **Stormwater Quality Calibration by SWMM: A case of study in Northern Spain**. Water SA, v. 32, n. 1, 2006, 55-63 pp.

TUCCI, C. E. M. 2008. **Cidade sustentável e as águas urbanas I**. Blog do Tucci – Águas urbanas. Disponível em: <http://rhama.net/wordpress/?p=71>. Acesso em: 28/06/2012

TUCCI, C. E. M. **Aspectos Institucionais no Controle de Inundações**. I Seminário de Recursos Hídricos do Centro-Oeste, Brasília, DF, 1999.

TUCCI, C. E. M. **Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 5 n. 1 Jan/Mar 2000. p 61-68.

TUCCI, C. E. M. 2004. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. In: TUCCI, C. E. M. (editor). *Hidrologia, Ciência e Aplicação*. 3ª ed. Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2004.

TUCCI, C. E. M. **Elementos para o controle da drenagem urbana**. In: Carlos Eduardo Morelli Tucci; David M. L. da Motta Marques. (Org.). *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: ABRH, 2001, v. 2, p. 421-437.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Editora da UFRGS/ABRH, Porto Alegre, RS, 1993.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. In: TUCCI, Carlos E. M.; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, M. T. de. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade UFRGS. cap.1, p15-36, 1995.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Editora da Universidade: UFRGS: ABRH, p. 537-656. Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v. 4. 1998.

USDA (United States Department of Agriculture). **Urban Hydrology for Small Watersheds, Tech**. Release 55, Washington, D. C., 1986.

VIDAL, D. H. F. **Modelagem hidrodinâmica como suporte a avaliação e proposição de alternativas compensatórias para mitigação dos problemas de cheias urbanas na bacia do riacho Reginaldo em Maceio-AL**. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

WESTPHAL, J. A. **Hydrology for drainage system design and analysis**. In: MAYS, L. W. Stormwater collection systems design book, New York: McGraw-Hill, 2001, p 4.1 – 4.44.

ZAHED FILHO, K. **Medidas não estruturais de drenagem urbana**. Água em ambientes urbanos, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2006.

ZOPPOU, C. **Review of urban storm water models**. In: Environmental Modelling and Software, Elsevier Science Ltd, v. 16, n. 3, Abr. 2001, p. 195-231.