



UFSM

Dissertação de Mestrado

**SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA INTEGRADA DE
SISTEMA DE DRENAGEM EM SANTA MARIA-RS**

Adalberto Meller

PPGEC

Santa Maria, RS, Brasil

2004

SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA INTEGRADA DE SISTEMA DE DRENAGEM EM SANTA MARIA-RS

por
Adalberto Meller

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil.

PPGEC

Santa Maria, RS, Brasil

2004

Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA INTEGRADA DE SISTEMA DE
DRENAGEM EM SANTA MARIA-RS**

elaborada por
Adalberto Meller

Como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof^a. Dr^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva
(Presidente/Orientador)

Prof. Ph.D. Carlos Eduardo Morelli Tucci

Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva

Santa Maria, 22 de Abril de 2004.

*The computer is incredibly
fast, accurate and
stupid. Man is very
unbelievably slow,
inaccurate and brilliant.
The marriage of the two
is a challenge and
opportunity beyond
imagination.
(autor anônimo)*

AGRADECIMENTOS

A Deus ...

A minha família pelo apoio, carinho e incentivo;

A Prof^a. Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva pela oportunidade, orientação e amizade;

A minha namorada Márcia Payeras e ao grande amigo e colega Márcio Ferreira Paz pela amizade, companheirismo e paciência;

Ao Prof. João Batista Dias de Paiva pela co-orientação;

Aos funcionários Alcides Sartori e Astério do Carmo e aos bolsistas de iniciação científica Rodrigo Paiva, Talita Uzeika, Augusto Pradella, Juliano Dalla Favera e Douglas Stival pelo auxílio nos ensaios de laboratório e medições em campo;

Aos moradores do Parque Residencial Alto da Colina pelas informações;

Ao DHI Water & Environment na figura das pessoas Alejandro Ernesto Lasarte, Ole Mark, Gunvor Tychsen e Henriette Tamasauskas pela atenção às dúvidas sobre o aplicativo e pela liberação para utilização do aplicativo MOUSE;

Ao Fundo Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FNDCT/CT-HIDRO através do projeto CTHidro/GURH: FINEP03/2002 e ao CNPq (edital Universal 01/2001) pelos recursos financeiros;

Ao Prof. Rinaldo Pinheiro pela orientação nos ensaios de granulometria;

Aos amigos Gilson Tadeu Piovezan, Janaína Rios Dias e Raquel Maldaner Paranhos pela amizade e auxílio especialmente na etapa de conclusão das disciplinas;

A CAPES pela bolsa de estudo.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xvi
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos e justificativa	3
2. REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1. Introdução	4
2.2. Classificação dos modelos de drenagem urbana	4
2.3. O ciclo hidrológico urbano e a estrutura de um modelo de drenagem urbana.....	5
2.3.1. O escoamento na rede de drenagem pluvial	7
2.4. Equações fundamentais do escoamento não-permanente.....	8
2.5. Classificação dos modelos de propagação do escoamento	9
2.6. Fundamentos teóricos dos modelos hidrodinâmicos completos	10
2.6.1. Métodos de solução	11
2.7. Evolução dos modelos hidrodinâmicos de redes de drenagem pluviais.....	13
2.7.1. Conceito de drenagem integrada (Dual Drainage) aplicado aos modelos de drenagem urbana	16
2.8. Modelos e aplicativos para simulação de drenagem urbana	18
2.8.1. Modelos simplificados de verificação	18
2.8.2. Modelos completos de verificação	18
2.8.3. Aplicativos	19
2.8.3.1. SWMM	19
2.8.3.2. InfoWorks CS v.4.0	23
2.8.3.3. SOBEK-Urban v.2.8.....	25
2.8.3.4. MOUSE v.2003	26

2.8.3.4.a. Algumas aplicações do MOUSE	28
2.9. Considerações finais.....	30
3. MONITORAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA ALTO DA COLINA.....	32
3.1. Introdução	32
3.2. Descrição geral da área em estudo	32
3.2.1. Localização geográfica	32
3.2.2. Caracterização do problema	33
3.3. Características físicas	34
3.4. Clima e solos	35
3.5. Tipologias de uso e ocupação do solo	36
3.6. O processo de urbanização na bacia.....	38
3.7. Monitoramento hidrológico.....	39
3.7.1. Dados fluviométricos.....	39
3.7.1.A. Curva-chave cota-vazão.....	42
3.7.2. Dados de precipitação	46
3.7.2.1. Hietogramas de projeto.....	47
3.8. Ensaios de infiltração	51
3.9. Ensaios granulométricos.....	53
3.10. Características do sistema de drenagem.....	55
3.10.1. Rede de condutos	57
3.10.2. Ruas.....	58
3.10.3. Bocas-de-lobo	60
3.10.4. Poços de visita.....	60
3.10.5. Canais abertos.....	62
3.10.6. Bacia de retenção	62
3.10.7. Níveis de inundação nas ruas.....	63
4. SIMULAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM	65
4.1. Introdução	65
4.2. Modelos utilizados	65
4.3. Concepção do sistema de drenagem da bacia Alto da Colina.....	82

4.4. Análise de sensibilidade	88
4.5. Calibração dos parâmetros do aplicativo	89
4.5.1. Calibração do modelo hidrológico C2	91
4.5.2. Calibração do modelo hidrológico A	93
4.5.3. Calibração do modelo MOUSE HD (hidrodinâmico)	94
4.6. Avaliação do sistema de drenagem e mapeamento de áreas de risco	94
4.7. Avaliação de alternativas no controle das cheias	96
4.8. Comparação entre metodologias para simulação de inundações na rede de drenagem.....	97
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO DA APLICAÇÃO DO MODELO	100
5.1. Análise de sensibilidade	100
5.1.1. Modelo C2 (reservatório linear em cascata)	100
5.1.2. Modelos A (tempo-área) e MOUSE HD (hidrodinâmico).....	102
5.2. Calibração dos parâmetros	105
5.2.1. Calibração na área rural.....	105
5.2.2. Calibração na área urbana.....	117
5.3. Avaliação do sistema de drenagem	125
5.4. Simulação de alternativas no controle das cheias	132
5.5. Comparação entre metodologias para simulação de inundações na rede de drenagem.....	135
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	138
7. BIBLIOGRAFIA.....	143
ANEXOS.....	152

LISTA DE TABELAS

TABELA 1. Resumo das capacidades dos principais aplicativos utilizados atualmente	31
TABELA 2. Resultado da classificação do uso do solo na bacia	37
TABELA 3. Características físicas das áreas de contribuição monitoradas	41
TABELA 4. Resultados dos ensaios de infiltração	53
TABELA 5. Resultados dos ensaios de granulometria	54
TABELA 6. Características dos trechos de canais utilizados na simulação.....	62
TABELA 7. Nível máximo observado nas ruas sujeitas a alagamento	64
TABELA 8. Nível máximo observado na Rua 8 em dois eventos simulados.....	64
TABELA 9. Relação entre a profundidade relativa e a largura da fenda.	71
TABELA 10. Resumo das estruturas utilizadas na criação do modelo do sistema de drenagem	86
TABELA 11. Resultados do processo de calibração para a área rural da bacia	111
TABELA 12. Conjuntos de parâmetros determinados pela calibração ..	114
TABELA 13. Resultados da verificação dos conjuntos de parâmetros ..	115
TABELA 14. Verificação do conjunto 2 de parâmetros para os eventos observados na estação ACII.....	116
TABELA 15. Resultado da calibração na área urbana.....	122
TABELA 16. Comparação nos níveis observados e simulados na Rua 8	124
TABELA 17. Características dos poços de visita e áreas de contribuição.....	155
TABELA 18. Características da rede de condutos.....	157
TABELA 19. Orçamento simplificado das medidas de controle do escoamento adotadas.....	159

TABELA 20. Resultado do redimensionamento para cenário atual	160
TABELA 21. Resultado do redimensionamento para cenário futuro.....	162

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. Processos em um sistema de drenagem	6
FIGURA 2. Conceito de drenagem integrada (Dual drainage).....	17
FIGURA 3. Relação entre os módulos estruturais do SWMM	20
FIGURA 4. Localização da bacia hidrográfica Alto da Colina	32
FIGURA 5. Localização da urbanização na bacia.....	33
FIGURA 6. Principais locais de inundação na bacia.....	34
FIGURA 7. Mapa plani-altimétrico da bacia Alto da Colina.....	35
FIGURA 8. Mapa do uso do solo na bacia para os anos de 1999 e 2003	38
FIGURA 9. Evolução do processo de urbanização na bacia	39
FIGURA 10. Localização das estações de monitoramento na bacia	40
FIGURA 11. Estações fluviográficas de monitoramento	41
FIGURA 12. Vazões e cotas médias e máximas diárias observadas na estação fluviográfica ACI	42
FIGURA 13. Curva-chave da estação ACI.....	44
FIGURA 14. Comparação entre metodologias de extrapolação da curva-chave para a estação ACI.....	45
FIGURA 15. Estação pluviográfica Vila Maria	46
FIGURA 16. Precipitação diária na estação pluviográfica Vila Maria observada no período da pesquisa.....	47
FIGURA 17. Fatores que caracterizam a distribuição temporal de Keifer e Chu	48
FIGURA 18. Hietogramas de projeto utilizados para avaliação da rede de drenagem.....	50
FIGURA 19. Hietogramas de projeto utilizados no dimensionamento e simulação do reservatório de retenção	50
FIGURA 20. Localização dos ensaios de infiltração na bacia.....	52
FIGURA 21. Cadastramento dos elementos do sistema de microdrenagem	56

FIGURA 22. Mapa de localização das estruturas do sistema de microdrenagem	57
FIGURA 23. Disposição geral dos elementos da microdrenagem	58
FIGURA 24. Seção transversal padrão das ruas do Parque Residencial Alto da Colina.....	59
FIGURA 25. Boca-de-lobo padrão presente no sistema.....	60
FIGURA 26. Detalhe de um dos poços de visita na região do Parque Residencial Alto da Colina	61
FIGURA 27. Esquema da bacia de retenção utilizado na modelagem ...	63
FIGURA 28. Esquema de funcionamento do modelo C2.....	66
FIGURA 29. Curvas tempo-área predefinidas	68
FIGURA 30. Redução gradual dos termos da equação do momento durante a transição para o regime supercrítico.....	70
FIGURA 31. Conduto com uma fenda fictícia	70
FIGURA 32. Trecho da rede na malha computacional	72
FIGURA 33. Esquema de Abbott aplicado à equação da continuidade...	73
FIGURA 34. Aplicação do esquema de Abbott à equação do momento .	74
FIGURA 35. Matriz de coeficientes dos condutos, derivada das equações da continuidade, do momento e da energia nos nós	76
FIGURA 36. Matriz dos coeficientes após aplicação da eliminação local	76
FIGURA 37. Exemplos de topologia para o cálculo das perdas relacionadas à mudança de direção	78
FIGURA 38. Esquema da perda de carga devido à diferença de cota	79
FIGURA 39. Estruturas representadas na modelagem e suas interações	86
FIGURA 40. Layout final do sistema de drenagem em estudo	87
FIGURA 41. Trecho de rede construído para análise	89
FIGURA 42. Esquema utilizado na simulação dos eventos extremos	92
FIGURA 43. Esquema do reservatório de retenção proposto para controle do escoamento na área rural da bacia.....	98
FIGURA 44. Curva cota-volume do reservatório dimensionado	98

FIGURA 45. Influência da modificação dos parâmetros no volume escoado	100
FIGURA 46. Influência da modificação dos parâmetros na vazão de pico.....	101
FIGURA 47. Influência da variação do T_{lag} no tempo de pico	101
FIGURA 48. Influência da modificação dos parâmetros no volume escoado	102
FIGURA 49. Influência da modificação dos parâmetros na vazão de pico	103
FIGURA 50. Influência da variação do T_C no tempo de pico	103
FIGURA 51. Variação no nível dos condutos com n	104
FIGURA 52. Variação no nível dos poços de visita com K_m	104
FIGURA 53. Calibração do modelo C2 – Data: 05/06/2001.....	105
FIGURA 54. Calibração do modelo C2 – Data: 24/06/2001.....	105
FIGURA 55. Calibração do modelo C2 – Data: 04/07/2001.....	106
FIGURA 56. Calibração do modelo C2 – Data: 09/07/2001.....	106
FIGURA 57. Calibração do modelo C2 – Data: 17/07/2001.....	106
FIGURA 58. Calibração do modelo C2 – Data: 17/08/2001.....	107
FIGURA 59. Calibração do modelo C2 – Data: 13/09/2001.....	107
FIGURA 60. Calibração do modelo C2 – Data: 30/09/2001.....	107
FIGURA 61. Calibração do modelo C2 – Data: 15/10/2001.....	108
FIGURA 62. Calibração do modelo C2 – Data: 16/10/2001.....	108
FIGURA 63. Calibração do modelo C2 – Data: 13/11/2001.....	108
FIGURA 64. Calibração do modelo C2 – Data: 31/01/2002.....	109
FIGURA 65. Calibração do modelo C2 – Data: 20/02/2002.....	109
FIGURA 66. Calibração do modelo C2 – Data: 06/03/2002.....	109
FIGURA 67. Calibração do modelo C2 – Data: 11/03/2002.....	110
FIGURA 68. Calibração do modelo C2 – Data: 25/03/2002.....	110
FIGURA 69. Perdas iniciais em função do Número de dias antecedentes sem chuva	112

FIGURA 70. T_{lag} em função do número de dias antecedentes sem chuva	112
FIGURA 71. Vazão de pico em função do T_{lag}	113
FIGURA 72. I_b em função da Intensidade média da precipitação	114
FIGURA 73. Resultado da simulação da vazão de pico e volume escoado com parâmetros médios em função dos valores observados	115
FIGURA 74. Calibração da área urbana da bacia – Data: 05/06/01	117
FIGURA 75. Calibração da área urbana da bacia – Data: 04/07/01	118
FIGURA 76. Calibração da área urbana da bacia – Data: 19/07/01	118
FIGURA 77. Calibração da área urbana da bacia – Data: 17/08/01	118
FIGURA 78. Calibração da área urbana da bacia – Data: 13/11/01	119
FIGURA 79. Calibração da área urbana da bacia – Data: 31/01/02	119
FIGURA 80. Calibração da área urbana da bacia – Data: 20/02/02	119
FIGURA 81. Calibração da área urbana da bacia – Data: 11/03/02	120
FIGURA 82. Calibração da área urbana da bacia – Data: 25/03/02	120
FIGURA 83. Calibração da área urbana da bacia – Data: 19/09/02	120
FIGURA 84. Calibração da área urbana da bacia – Data: 23/02/03	121
FIGURA 85. Calibração da área urbana da bacia – Data: 10/03/03	121
FIGURA 86. Calibração da área urbana da bacia – Data: 16/03/03	121
FIGURA 87. Mapa de inundação para o evento do dia 19/09/02	123
FIGURA 88. Mapa de inundação para o evento do dia 10/03/03	123
FIGURA 89. Perdas iniciais em função do número de dias antecedentes sem chuva	124
FIGURA 90. Hidrogramas de cheias simulados na área urbana	126
FIGURA 91. Mapa de inundação nas ruas para TR= 2 anos.....	126
FIGURA 92. Mapa de inundação nas ruas para TR= 15 anos.....	127
FIGURA 93. Mapa de inundação nas ruas para TR= 50 anos.....	127
FIGURA 94. Mapa de inundação nas ruas para TR= 100 anos.....	127
FIGURA 95. Mapeamento de ruas com maior risco de inundações	128
FIGURA 96. Fotos das ruas sujeitas a alagamentos durante eventos de cheia	129

FIGURA 97. Inundação dos poços de visita para TR=2 anos.....	130
FIGURA 98. Perfil longitudinal do trecho crítico (Rua 01).....	130
FIGURA 99. Inundação dos poços de visita para TR=50 anos.....	131
FIGURA 100. Resultado da avaliação do risco potencial aos pedestres nos locais sujeitos a inundações.....	132
FIGURA 101. Hidrogramas simulados na estação ACI nos cenários atual, atual com controle e futuro com controle	133
FIGURA 102. Simulação da operação da bacia de retenção.....	134
FIGURA 103. Perfil longitudinal do trecho crítico após o redimensionamento para TR=2 anos no cenário atual com controle....	135
FIGURA 104. Comparação entre as metodologias tradicional usada no aplicativo MOUSE e utilizando o conceito de drenagem integrada (TR=100 anos).....	136

LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a	celeridade da onda (m/s)
a	constante da relação i-d-f
A	área molhada (m^2)
A_j	ordenada da curva tempo-área no tempo j
A_m	área molhada da seção transversal do poço de visita (m^2)
A_0	área do conduto cheio (m^2)
A_{0j}	área da superfície entre os pontos do $j-1$ e j da malha
A_{0j+1}	área da superfície entre os pontos j e $j+1$ da malha
b	constante da relação i-d-f
b_s	largura de armazenamento (m)
B_{fenda}	largura da fenda de Preissmann (m)
C	coeficiente variável do método de extrapolação de Stevens
C_D	coeficiente de descarga
C_r	número de Courant
dt	intervalo de tempo computacional
dx	distância entre dois pontos computacionais na malha (m)
D	diâmetro do conduto (m)
D_i	diâmetro do conduto que chega ao nó (m)
D_j	diâmetro do conduto que deixa o nó (m)
f	o fator de atrito
FR	fator de redução
F_r	número de Froude
g	aceleração da gravidade (m/s^2)
h	profundidade (m)
H_1, H_2	níveis da água em pontos computacionais a montante e jusante
i_n	chuva efetiva
i_a	intensidade da chuva depois do pico (mm/h)
i_b	intensidade da chuva antes do pico (mm/h)

i_m	intensidade média obtida da relação i-d-f (mm/h)
I_0	capacidade máxima de infiltração do modelo de Horton (mm/h)
I_0	declividade do leito (m/m)
I_b	capacidade mínima de infiltração do modelo de Horton (mm/h)
I_f	declividade da linha de atrito (m/m)
I_L	perdas iniciais (m)
IMP	porcentagem de áreas impermeáveis (%)
J	declividade da linha de carga (m/m) no método de Stevens
K	constante de decaimento do modelo de Horton (h^{-1})
K	constante de tempo no modelo reservatório linear (minutos)
Km	coeficiente de perda de carga relacionado a geometria da saída do nó
I	comprimento do conduto (m)
L	largura da soleira (m)
M	inverso do número de Manning ($1/n$)
n	constante da relação i-d-f
n	número de células da bacia no modelo A
N	número de pontos Q-h na malha em um conduto
P	chuva total (mm)
PV	poço de visita
Q	vazão ou descarga (m^3/s)
Q_e	vazão de engolimento (m^3/s)
Q_n	ordenada do hidrograma no intervalo de tempo n
Q_o	vazão observada (m^3/s)
Q_s	vazão simulada (m^3/s)
$Q1(t)$	vazão amortecida pelo primeiro reservatório no modelo C2
$Q2(t)$	vazão correspondente às ordenadas do hidrograma de escoamento superficial da bacia
R_h	raio hidráulico (m)

R_i	precipitação efetiva no intervalo de tempo i
$S1(t)$ e $S2(t)$	volume armazenado no instante t nos reservatórios do modelo C2
t	tempo (s)
t_a	tempo depois do pico (minutos)
t_b	tempo anterior ao pico (minutos)
t_c	tempo de concentração (minutos)
tc	tempo de concentração (minutos)
T_c	tempo de concentração (minutos)
t_d	tempo de duração da chuva (minutos)
T_{lag}	constante de tempo do modelo reservatório linear (minutos)
TR	período de retorno (anos)
v	velocidade média do escoamento (m/s)
V	velocidade do escoamento (m/s)
x	distância na direção do escoamento (m)
x,y	coordenadas (m)
y	altura da água próximo a guia (m)
Z	variável generalizada do escoamento, substituindo Q e h
Z_i	cota do conduto que chega ao nó (m)
Z_j	cota do conduto que deixa o nó (m)
$a,b,c,...,z$	constantes da equação da continuidade modificada
$A,B,C,...,Z$	constantes da equação da continuidade generalizada
α	coeficiente de Coriolis de distribuição da velocidade
α, β, γ e δ	coeficientes das equações na forma de diferenças finitas
Δt	intervalo de tempo computacional
ΔH_e	perda de energia na entrada do poço de visita
ΔH_s	perda de energia na saída do poço de visita
Δx	distância entre dois pontos computacionais na malha (m)
ζ_{jk}	perda de carga total no nó para o conduto de saída j

$\zeta_{dir(j)}$	coeficiente de perda de carga na mudança de direção do escoamento
$\zeta_{nível}$	coeficiente de perda de carga por diferença de cota
$\zeta_{contr(j)}$	coeficiente de perda de carga devido a contração do escoamento na saída do nó
γ	padrão de chuva do Método de Chicago
n	coeficiente de rugosidade de Manning
θ_{ij}	ângulo horizontal entre o conduto de entrada i e o conduto de saída j
ρ	densidade da água (Kg/m^3)
ACI	estação fluviográfica Alto da Colina I
ACII	estação fluviográfica Alto da Colina II
CAD	Computer Aid Designer
CSO	Combined Sewer Overflow
DHI	Danish Hydraulic Institute
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EPA	Environmental Protection Agency
ETE	estação de tratamento de esgoto
GIS	Geographic Information System
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS
MNT	Modelo Numérico do Terreno
MOUSE	Modelling of Urban Sewers
RIZA	Dutch Institute of Inland Water Management and Wastewater Treatment
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SWMM	Storm Water Management Model
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA INTEGRADA DE SISTEMA DE DRENAGEM EM SANTA MARIA-RS

Autor: Adalberto Meller

Orientadora: Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 22 de abril de 2004.

O objetivo deste trabalho foi a avaliação do sistema de drenagem urbana do Parque Residencial Alto da Colina, que apresenta pontos de alagamento durante as chuvas de maior intensidade, utilizando dados de monitoramento. Através do uso de modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão e hidrodinâmico unidimensional para propagação do escoamento, integrantes do aplicativo MOUSE v.2003, foram analisados os problemas decorrentes da ineficiência da drenagem, apontando soluções para o planejamento da drenagem urbana na região.

Na etapa de calibração o aplicativo apresentou resultados satisfatórios, com coeficiente de correlação médio de 0,94 e erros médios na vazão de pico e volume escoado de 4,24 e 19,28%, respectivamente. Na comparação entre os níveis de inundação observados e simulados em dois eventos registrados obtiveram-se erros de -24,88% e -9,19%. As simulações com cheias de projeto permitiram avaliar os pontos críticos do sistema de microdrenagem, além do mapeamento dos trechos de ruas com maiores problemas de inundações. Como alternativa de controle de inundações propôs-se a adoção de algumas medidas estruturais, com o redimensionamento da rede de microdrenagem e introdução de um reservatório de retenção na área rural da bacia. As simulações das alternativas de controle mostraram que as medidas propostas são efetivas e viáveis no controle de inundações.

ABSTRACT

M.Sc. Dissertation
Post-graduation Program in Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria

HYDRODYNAMIC SIMULATION OF DUAL DRAINAGE SYSTEM IN SANTA MARIA-RS, BRAZIL

Author: Adalberto Meller
Advisor: Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva
Date and Local: Santa Maria, April 22 2004.

The objective of this work was the evaluation of the urban drainage system of Residential Park Alto da Colina, which presents flood points during high storms, using monitoring data. Through the use of rainfall-runoff and hydrodynamic 1-D model, included in the package MOUSE v.2003, current problems concerning the inefficiency of the drainage system and aiming solutions for the urban drainage planning in the area were analyzed.

In the calibration stage the software present satisfactory results, with average correlation coefficient of 0.94 and average errors in the peak and volume flows of 4.24 and 19.28%, respectively. In the comparison between observed and simulated flood levels in streets of two registered events, errors of -24.88% and -9.19% were obtained. The simulations with design hyetographs allowed evaluate the critical points of the network system, besides the mapping of streets with flood problems. As alternative of control floods intended the adoption of some structural measures, with the network resizing and introduction of a detention reservoir in the rural area of the basin. The simulations of the control alternatives showed that the proposed measures are effective and viable in the flood control.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com a última estimativa populacional das Nações Unidas (2003), a população mundial alcançou em 12 de outubro de 1999 a marca histórica de seis bilhões de habitantes, 47% do total se aglomerando em aproximadamente 2% da superfície dos continentes: as cidades. Nesse contexto, as duas últimas décadas do século 20 apresentaram estatísticas preocupantes, marcadas por um crescimento populacional com o maior incremento anual registrado (86 milhões de pessoas por ano), especialmente nos países em desenvolvimento como o Brasil. Segundo Tucci (1999), a taxa da população urbana brasileira é hoje de 80%, próximo a saturação.

Os primeiros reflexos desse processo são observados pela modificação do ciclo hidrológico natural. Segundo Canholi (2002) todo espaço retirado pela urbanização, anteriormente destinado ao armazenamento natural em áreas permeáveis, várzeas e mesmo nos próprios talwegues são substituídas, via de regra, por grandes áreas impermeáveis, gerando escoamento superficial excessivo e subseqüentemente transferindo um problema local para novas áreas à jusante. Acresce-se a esse problema, a prática comum e sem critérios da canalização dos rios e córregos, resultando no aumento da freqüência de cheias e alagamentos, associadas a danos materiais e humanos.

O descaso do poder público em relação a política de urbanização, se faz sentir de maneira expressiva sobre a infra-estrutura urbana relacionada aos recursos hídricos, especialmente sobre o sistema de drenagem pluvial. O aumento da amplitude das vazões de pico devido a impermeabilização das áreas urbanas, leva ao colapso os sistemas de drenagem, que trabalham sob condições não projetadas se revelando ao mesmo tempo ineficientes e de alto custo. Segundo Cao et al (1988) bilhões de dólares são investidos na construção, operação e reabilitação de redes, trazendo consigo os prejuízos causados pelas inundações,

deterioração do meio ambiente e problemas generalizados de saúde pública.

Dentro desse cenário, surge a necessidade de incorporação de ferramentas para planificação de ações preventivas e corretivas da drenagem urbana de maneira integrada na bacia. Nesse aspecto, a modelagem matemática associada ao suporte informático já comprovou ser indispensável. Os aplicativos para simulação da drenagem urbana atuam nesse sentido, promovendo uma análise abrangente nos vários campos da drenagem urbana, através da vinculação de diversos modelos numa estrutura modular.

Para simulação quantitativa do escoamento, esses aplicativos, em geral, incluem basicamente dois componentes seqüencialmente conectados: um modelo hidrológico para transformação da precipitação em escoamento superficial e um modelo para propagação do escoamento em redes de condutos e canais. Os modelos que descrevem a propagação do escoamento na rede geralmente utilizam as equações de Saint Venant em sua forma completa e são chamados hidrodinâmicos. Ainda que outras formulações sejam passíveis de utilização, alguns fenômenos que ocorrem em redes de condutos, especialmente sob condições críticas, como inversões de fluxo, efeitos de jusante e escoamento sob pressão, somente podem ser contemplados com a utilização desses modelos.

Embora os primeiros modelos tenham surgido com objetivo de simulação e verificação de redes, com a rápida evolução da informática passaram também a ser utilizados para simulação de inundações em áreas urbanas, especificamente as relacionadas a ineficiência hidráulica das redes de condutos. Nesse aspecto a contribuição dos modelos de drenagem urbana é significativa, fornecendo subsídios para o entendimento das causas e da dinâmica das inundações, balizando soluções econômicas, eficientes e sustentáveis na bacia hidrográfica.

1.1. Objetivos e justificativa

O objetivo deste trabalho foi a avaliação do sistema de drenagem urbana do Parque Residencial Alto da Colina, que apresenta pontos de alagamento durante o período de chuvas de maior intensidade, utilizando dados de monitoramento. Através do uso de modelos transformação chuva-vazão e hidrodinâmico de propagação do escoamento em redes e canais, integrantes do aplicativo MOUSE v.2003, foram avaliados os problemas decorrentes da ineficiência da drenagem, apontando soluções para o planejamento da drenagem urbana na bacia. Os resultados da pesquisa poderão futuramente servir de orientação na tomada de decisões em bacias com problemas semelhantes na região.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Introdução

A modelagem matemática associada à simulação computacional tem se mostrado, nas últimas décadas, uma ferramenta indispensável no planejamento, dimensionamento e operação da drenagem urbana, proporcionando análises bem estruturadas e um melhor entendimento dos processos físicos do escoamento em redes de drenagem urbana.

A literatura sobre modelos de simulação da drenagem urbana é ampla e apresenta um número grande de aplicativos com propósitos e teorias diferentes, o que demanda cuidados na seleção da ferramenta adequada às reais necessidades. De acordo com Tucci (1998), a escolha de um modelo depende dos objetivos de seu uso, da quantidade de dados disponíveis, das características do ambiente de simulação, da familiaridade do usuário com o modelo e do orçamento e condições previstas.

Segundo DID (2000) provavelmente a mais importante consideração na escolha de um modelo, é a familiaridade do usuário com os fundamentos teóricos empregados. Modelos que propõem análises simplificadas, utilizados por usuários que conhecem suas limitações e formulação teórica, muitas vezes produzem resultados mais realistas que modelos complexos utilizados por um usuário que não domine a teoria dos processos, tratando o modelo como uma “caixa preta”.

2.2. Classificação dos modelos de drenagem urbana

De acordo com objetivos a que destinam os modelos para simulação da drenagem urbana podem ser classificados em modelos de operação, planejamento e dimensionamento. Segundo Zoppou (2000), os modelos de planejamento são utilizados para estimar os custos associados com a

infra-estrutura urbana relacionada à água ao longo dos anos. Se o objetivo for determinar as dimensões das estruturas que compõem o sistema, como redes de condutos, bacias de retenção, etc... utilizam-se modelos de dimensionamento. Os modelos de operação fornecem uma análise detalhada e permitem definir regras de operação das estruturas de controle (bombas, vertedouros, bacias de retenção e comportas) e do escoamento na rede de condutos.

Há também circunstâncias em que um modelo pode ser usado para planejamento, dimensionamento e operação. A diferença fundamental na divisão entre os modelos é o nível de informações necessárias para simulação dos processos, as informações que podem ser obtidas com o modelo específico e a sofisticação da análise realizada.

2.3. O ciclo hidrológico urbano e a estrutura de um modelo de drenagem urbana

O escoamento gerado em áreas urbanas é proveniente de uma série de fontes, incluindo áreas residenciais, comerciais e industriais, ruas e rodovias; de forma generalizada de qualquer superfície que não tenha capacidade de armazenamento ou possibilidade de infiltração durante os eventos de precipitação. Quando uma área é alterada de um ecossistema natural para uma área urbana, a superfície passa a ser artificialmente ocupada por sarjetas, ruas e estacionamentos e a hidrologia do sistema é significativamente alterada (EPA, 1999). A água anteriormente armazenada na superfície, infiltrada ou que alcançava o lençol freático e que era utilizada pelas plantas e evaporada e transpirada para atmosfera, é agora transformada diretamente em escoamento superficial. O objetivo em um modelo de drenagem urbana é, especialmente, a representação dessa parte do ciclo e sua interação com a rede de drenagem de águas pluviais. A figura 1 mostra os principais processos que ocorrem em um sistema de drenagem.

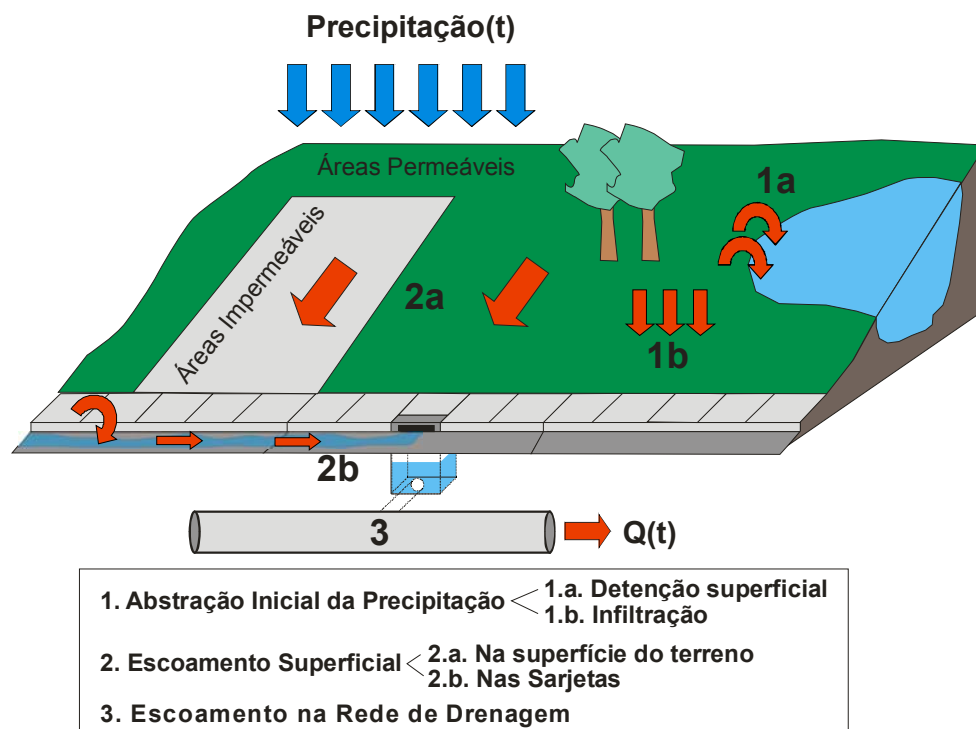


FIGURA 1. Processos em um sistema de drenagem (modificado de Maksimovic (2001))

Os modelos de drenagem urbana incluem basicamente duas partes seqüencialmente conectadas: um modelo hidrológico para transformação da precipitação em escoamento superficial e um modelo hidráulico de propagação do escoamento em redes de condutos e canais. Os modelos hidrológicos basicamente descrevem o processo de transformação chuva-vazão através de algoritmos de perdas por armazenamento em depressões, interceptação, perdas por infiltração e de propagação na superfície.

Nos modelos para simulação da drenagem urbana, a rede de condutos, ruas e canais são geralmente representados através de um conjunto de vínculos e nós, o conceito de “link-node”. Os nós representam estruturas como poços de visita, bacias de detenção ou pontos de armazenamento no sistema, enquanto que os vínculos representam as

estruturas de ligação entre os nós, podendo ser redes de condutos, ruas ou canais de macrodrenagem.

Para efeitos de simulação hidrológica chuva-vazão a área total da bacia é dividida em sub-áreas contribuintes, delimitadas de acordo com a área de captação de cada boca-de-lobo. A partir de dados de precipitação, os hidrogramas de escoamento superficial determinados pelo modelo hidrológico são adicionados aos nós e propagados na rede pelo modelo hidráulico.

2.3.1. O escoamento na rede de drenagem pluvial

Do ponto de vista da mecânica dos fluidos, o escoamento em redes de condutos é um dos mais complexos problemas hidráulicos (Yen, 1978). O escoamento é inevitavelmente não-permanente, usualmente não-uniforme e turbulento, algumas vezes se processando a superfície livre outras sob pressão. Esse conjunto de características contrasta com as simplificações utilizadas normalmente pelos métodos de análise e dimensionamento da rede, resultando em alguns casos sistemas ineficientes e de alto custo.

O critério usual de dimensionamento é adequar a capacidade hidráulica da rede considerando o escoamento uniforme, em regime permanente e à superfície livre, a uma vazão correspondente a uma chuva de projeto normalmente com tempo de retorno entre 2 e 10 anos. Quando a precipitação supera a chuva de projeto, as características do escoamento mudam, e as premissas básicas do dimensionamento não são mais válidas. Nestas condições poderão ocorrer na rede a possibilidade de escoamento sob pressão além de inversões de fluxo e efeitos de jusante, que só podem ser avaliados com o uso de modelos de simulação em regime não-permanente.

Villanueva (1990) cita que embora os modelos utilizados para o dimensionamento de redes de drenagem possam fornecer diretrizes que

remetam a um dimensionamento correto, somente a utilização de um modelo de fluxo não-permanente pode identificar a segurança e economia do projeto sob situações críticas.

2.4. Equações fundamentais do escoamento não-permanente

As equações fundamentais utilizadas para descrever o escoamento unidimensional a superfície livre baseiam-se nas leis da conservação da massa (equação da continuidade) e da quantidade do movimento (equação do momento) baseada na 2ª Lei de Newton; as chamadas equações de Saint Venant. A dedução dessas equações pode ser encontrada em Tucci (1998), Henderson (1966) e Cunge et al (1980).

As equações de Saint Venant são à base dos modelos de propagação do escoamento em canais e redes de condutos. A equação da continuidade descreve o balanço da massa no escoamento e a equação do momento descreve o balanço das forças sob condições dinâmicas (Ji, 1998). A aplicação destas equações em canais ou redes de condutos supõe a adoção de algumas simplificações, sendo as principais descritas abaixo:

- O fluxo é considerado incompressível e homogêneo, ou seja, são desprezadas variações na densidade do fluido;
- A declividade do fundo é pequena, dessa forma o seno do ângulo tomado com a horizontal pode ser considerado igual a tangente;
- O comprimento das ondas é grande se comparado com a profundidade do escoamento. Isto assegura que a vazão em qualquer posição pode ser tomada como tendo direção paralela ao fundo do canal. Desta forma as acelerações verticais podem ser desprezadas e pode ser considerada uma variação hidrostática da pressão ao longo da vertical;
- O escoamento é subcrítico;
- A declividade da linha de energia é obtida pela utilização de equações de movimento uniforme, como por exemplo a de Manning ou

Chezy.

As equações da continuidade e do momento na forma não-conservativa são apresentadas a seguir pelas equações 1 e 2 respectivamente, embora outras formas particulares de apresentação sejam possíveis em função das variáveis dependentes.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(l_0 - l_f) \quad (2)$$

onde Q =descarga (m^3/s); A =Área molhada (m^2); h =profundidade (m); g =aceleração da gravidade (m/s^2); x =distância na direção do escoamento (m); t = tempo (s); l_0 =declividade do leito e l_f =declividade da linha de energia.

Os primeiros dois termos do lado esquerdo da igualdade na equação do momento representam as forças de inércia, enquanto que o terceiro termo representa as forças de pressão. O termo do lado direito na equação representa as forças gravitacionais e de atrito.

2.5. Classificação dos modelos de propagação do escoamento

Os modelos de propagação do escoamento podem ser classificados em modelos de armazenamento ou hidrodinâmicos (Cirilo et al, 2003). Os modelos de armazenamento, como o próprio nome indica, consideram somente os efeitos do armazenamento na atenuação e deslocamento da onda de cheia, desprezando os efeitos de atrito levados em conta pela equação do momento.

Os modelos que utilizam as equações de Saint Venant são

chamados de hidrodinâmicos, e podem ser classificados em simplificados ou completos, de acordo com a consideração ou não dos termos da equação do momento. Se forem desprezados os termos de inércia e pressão, tem-se o modelo da onda cinemática, onde se tem a desvantagem da impossibilidade de simular fenômenos tais como efeitos de jusante sobre o escoamento. Nestas situações pode ser utilizado um modelo de difusão, negligenciando somente os termos de inércia na equação da continuidade. Este modelo, porém, segundo Tucci (2001), não deve ser utilizado quando há grande variação espacial e temporal da velocidade no sistema. Os modelos anteriores também são chamados de hidrodinâmicos simplificados.

Os modelos que resolvem as equações em sua forma completa são chamados de hidrodinâmicos completos, podendo representar com precisão os fenômenos mais importantes do escoamento em canais. Vieira da Silva et al (2003) citam que a comparação entre os modelos simplificados e completos é importante no processo de escolha e envolve propriedades como precisão, facilidade de aplicação, uso e objetivo dos resultados, base de dados existentes, economia e outros fatores. Entretanto quaisquer que sejam os critérios na decisão sobre qual modelo utilizar, o uso de modelos baseados na solução das equações completas de Saint Venant sempre fornecerá resultados mais confiáveis.

2.6. Fundamentos teóricos dos modelos hidrodinâmicos completos

Os modelos hidrodinâmicos constituem um sistema de equações de derivadas parciais de primeira ordem, quase-linear e do tipo hiperbólico, não existindo solução analítica para o mesmo (Cirilo et al, 2003). Assim se faz necessário à utilização de soluções aproximadas, geralmente realizadas através de métodos numéricos. Não sendo o objetivo da pesquisa o desenvolvimento de um modelo hidrodinâmico de redes de condutos e sim sua utilização na avaliação de um sistema de

drenagem, o conteúdo deste item toca somente nos fundamentos principais dos métodos de resolução das equações de Saint Venant, de forma simplificada e informativa.

2.6.1. Métodos de solução

A forma mais utilizada para solução das equações de Saint Venant é através de métodos numéricos baseados nas aproximações por diferenças finitas, que podem ser explícitos ou implícitos. Para que a representação do sistema por um esquema de diferenças finitas seja adequada, certas propriedades no esquema numérico são fundamentais.

A estabilidade, segundo Wrobel (1989), é uma propriedade fundamental relacionada com o esquema de integração no tempo. Quando um método numérico é instável, qualquer perturbação como erros de truncamento da série de Taylor ou erros de arredondamento podem crescer levando a solução das equações diferenciais a valores absurdos. Na prática, considerando que as equações diferenciais do escoamento envolvam duas variáveis independentes t (tempo) e x (espaço), são utilizadas condições de estabilidade que impõem um limite superior no espaçamento (Δx) dos valores de x e no incremento de tempo (Δt) utilizados no cálculo (DID, 2000). A condição de estabilidade para os esquemas explícitos é geralmente definidas pelo critério de Courant, definido como:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq V + (gh)^{0.5} \quad (3)$$

onde V =velocidade do escoamento (m/s); g =aceleração da gravidade (m^2/s); h =profundidade do escoamento (m).

Segundo Schmitt (1986) em um esquema explícito as variáveis desconhecidas no intervalo de tempo atual são derivadas das variáveis no intervalo de tempo anterior. Dessa forma, a aproximação conduz a soluções algébricas mais simples, porém incondicionalmente instáveis do

ponto de vista numérico (Cirilo et al, 2003). Ji (1998) afirma ainda, que estes esquemas requerem um pequeno intervalo de tempo e um comprimento mínimo, tornando o processo exaustivo em alguns casos.

Nos esquemas implícitos, as variáveis desconhecidas no intervalo de tempo atual e anterior devem ser resolvidas simultaneamente. Desta forma as variáveis não podem ser escritas em função exclusivamente dos valores conhecidos. A solução é então obtida para todas as variáveis do sistema através de equações algébricas.

Várias são as vantagens dos esquemas implícitos, a principal segundo Vieira da Silva et al (2003), seria que as equações resultantes praticamente não apresentam problemas de instabilidade numérica, permitindo quando necessário à utilização de intervalos de tempo maiores que os esquemas explícitos.

Ji (1998) afirma que as pesquisas realizadas envolvendo diferentes esquemas mostram que os esquemas implícitos são os mais sofisticados, sendo o esquema implícito de quatro pontos de Preissmann o geralmente adotado em modelos de redes de condutos. Existem ainda muitos modelos desenvolvidos utilizando-se esquemas implícitos alternativos, como os esquemas de seis pontos de Abbott e Ionescu (Cunge, 1980) e um esquema semelhante desenvolvido pelo Delft Hydraulics Laboratory (Cunge, 1980).

A solução dos sistemas de equações resultantes da aplicação dos esquemas implícitos de diferenças finitas recai geralmente em uma matriz do tipo banda, podendo ser resolvida pelo método generalizado de Newton-Raphson ou pelo processo de dupla varredura. Entretanto, Villanueva (1990) cita que para redes complexas as matrizes resultantes não são banda como nos trechos mais simples e sim esparsas, necessitando métodos específicos de solução.

Por fim, as equações de Saint Venant, como equações diferenciais parciais, necessitam ainda de valores iniciais e valores de contorno para garantia e unicidade da solução. As condições iniciais podem ser

representadas, por exemplo, por condições de escoamento uniforme. Atualmente muitos modelos de drenagem urbana têm utilizado como condição inicial à introdução artificial de uma lâmina de água mínima, com profundidade variando entre 0,5 e 5% da dimensão característica do conduto, podendo ser ou não subtraída do hidrograma final para não afetar o balanço do volume da simulação.

As condições de contorno, por sua vez, são informações necessárias para solução das equações do escoamento para cada conduto ou canal entre dois nós, simultaneamente na entrada e na saída do conduto. Podem ser definidas basicamente como relações entre duas variáveis, como por exemplo, vazão em função do tempo (hidrograma), vazão em função da cota (curva-chave) ou cota em função do tempo (cotagrama).

2.7. Evolução dos modelos hidrodinâmicos de redes de drenagem pluviais

Os primeiros modelos hidrodinâmicos de simulação de redes de condutos surgiram no final da década de 60. Especialmente nesta década, surgiram vários trabalhos no intuito de validação das equações de Saint Venant para utilização em modelos de propagação do escoamento em redes de condutos. Dentre eles podem ser citados os trabalhos de Harrison (1964), Mitchel (1967) e Yevjevich & Barnes (1970) apud Sivaloganathan (1982). Alguns modelos de redes surgiram como modificações de modelos hidrodinâmicos para simulação do escoamento em rios, outros foram concebidos especificamente para simulação em redes de drenagem.

Os modelos para computador surgiram somente na metade da década de 70 e efetivamente no início da década de 80, desenvolvidos primeiramente pelas agências governamentais americanas, como a EPA (Agência de Proteção Ambiental Americana). A principal limitação nesta

fase de evolução dos modelos foi a limitação computacional. Os primeiros computadores tinham uma capacidade de processamento pequena, e a resolução dos sistemas de equações dispensava um tempo precioso, principalmente quando era necessário avaliar sistemas com um grande número de elementos (condutos, poços de visitas, etc...). Desta forma, o “tempo de simulação” era um fator relevante e em certos casos determinante sobre a escolha do tipo de esquema a ser utilizado para resolução das equações do escoamento.

Na metade da década de 80 os modelos de drenagem urbana começaram a se tornar mais robustos, desenvolvidos por instituições particulares da Europa, no intuito de criar pacotes comerciais. Chorin apud Abbott (1987) estimaram que o comércio com os modelos computacionais de dinâmica dos fluídos fez girar cerca de um bilhão de dólares nessa década e aumentaria substancialmente nos anos 90. Neste período também se introduziu a idéia que se concretizaria na década seguinte, de integração dos modelos de drenagem urbana com o Sistema de Informações Geográficas (SIG).

A partir da década de 90, com a proliferação dos computadores pessoais e o rápido avanço da informática, tornou-se possível para qualquer engenheiro o uso de modelos extremamente avançados para propósitos que variavam desde a análise de simples condutos individuais até a análise de sistemas de drenagem urbana de cidades inteiras (DID, 2000). Nesta década a integração com o SIG se tornou uma realidade. Um dos primeiros artigos apresentados neste sentido foi publicado por Elgy et al (1993), onde foi apresentada uma metodologia para aquisição de dados espaciais a partir do SIG e criação automática de arquivos de entrada para modelos de drenagem urbana.

Hoje, a maioria dos modelos de drenagem urbana se apresentam na forma de aplicativos comerciais, para gerenciamento integrado e controle da drenagem urbana. Os aplicativos são constituídos por vários modelos, chamados de módulos, que podem operar individualmente ou de forma

integrada aos outros módulos, com exceção dos módulos de transformação chuva-vazão e propagação do escoamento na rede, fundamentais para outras rotinas. Além da análise do escoamento, incluem a transformação chuva-vazão através de diversos modelos hidrológicos, permitem análise qualitativa do escoamento, avaliação do transporte de sedimentos na rede, operação do sistema com bombas, vertedores e orifícios, bacias de retenção, medidas não-estruturais de controle do escoamento, simulação da operação de estações de tratamento, demarcação de áreas inundáveis, simulação e previsão em tempo-real, ferramentas para análise estatística dos resultados e de apresentação de mapas, e a maioria possui total integração com o SIG.

Entretanto, mesmo com a indiscutível evolução dos modelos de drenagem urbana, alguns pesquisadores criticam o modo como vem ocorrendo. Na visão de Maksimovic (2001), os modelos parecem ter alcançado um estágio de avanço no qual a maioria dos pesquisadores parece ter perdido o entusiasmo para promover uma melhoria concreta nos seus fundamentos teóricos, necessária diante da complexidade do ambiente urbano. Gráficos poderosos e imagens coloridas não contribuem de forma efetiva para a evolução do modelo se a modelagem dos processos físicos não for melhor estudada, visto que a maioria dos modelos atuais são adaptações de teorias e modelos criados nas décadas anteriores.

Baptista & Matos (1994) apud Neves (2000) citam alguns requisitos básicos que atualmente devem ser atingidos por um modelo para que o mesmo atinja um reconhecimento maior. Entre eles devem estar rigor de cálculo, facilidade de alteração de dados, algoritmos de detecção de erros, facilidade de interpretação de dados e facilidade de uso. Segundo Maksimovic (2001) é muito importante a avaliação do comportamento dos modelos em regiões climáticas específicas diferentes das de sua concepção. Ele cita alguns aspectos que devem ser considerados atualmente no processo de evolução dos modelos de drenagem urbana:

- Captura, filtragem, compactação e processamento de dados de alta resolução espacial obtidos por sensoriamento remoto, permitindo uma melhor representação da superfície e do uso do solo;
- Análise do efeito da manutenção e gerenciamento de práticas (degelo, limpeza de bocas-de-lobo, lavagem de ruas e etc...) na qualidade da água;
- Análise dos efeitos de medidas de controle do escoamento na fonte.

Outro aspecto que vem sendo atualmente incorporado ao processo de modelagem da drenagem urbana é o conceito aqui denominado de “drenagem integrada” (“Dual-Drainage”, originalmente), apresentado no item 2.7.1.

2.7.1. Conceito de drenagem integrada (Dual Drainage) aplicado aos modelos de drenagem urbana

Segundo Djordjevic et al (1999) um modelo de drenagem integrada possui duas partes interativas, ou duas redes. A parte subterrânea consiste na rede de condutos pluviais, constituída por poços de visita, bocas-de-lobo e estruturas de controle. A parte superficial é formada por canais naturais, áreas de retenção do escoamento em depressões do terreno ou estruturas de controle artificiais. Os resultados das simulações do modelo são os hidrogramas de saída da rede de condutos, o volume de água que deixa o sistema ou fica armazenado em áreas de retenção e os níveis de inundação na superfície. A figura 2 ilustra o funcionamento de um modelo de drenagem integrada.

Embora os modelos de drenagem urbana tenham começado a utilizar os conceitos de drenagem integrada a partir da década de 90, com a efetiva introdução do SIG, os primeiros trabalhos com esse propósito foram realizados pouco antes da década de 80. No início da década de 80 Wisner & Kassen (1982) apresentaram um modelo hidrodinâmico

simplificado, desenvolvido pela Universidade de Ottawa (OTTSWMM), que utilizava o modelo da onda cinemática para propagação do escoamento em ruas e na microdrenagem.

Era composto por quatro sub-modelos: o de transformação chuva-vazão (escoamento superficial), um modelo para propagação do escoamento na microdrenagem e ruas e um modelo específico para considerar a capacidade de engolimento das bocas-de-lobo, de modo a permitir a interação os dois sub-modelos anteriores.

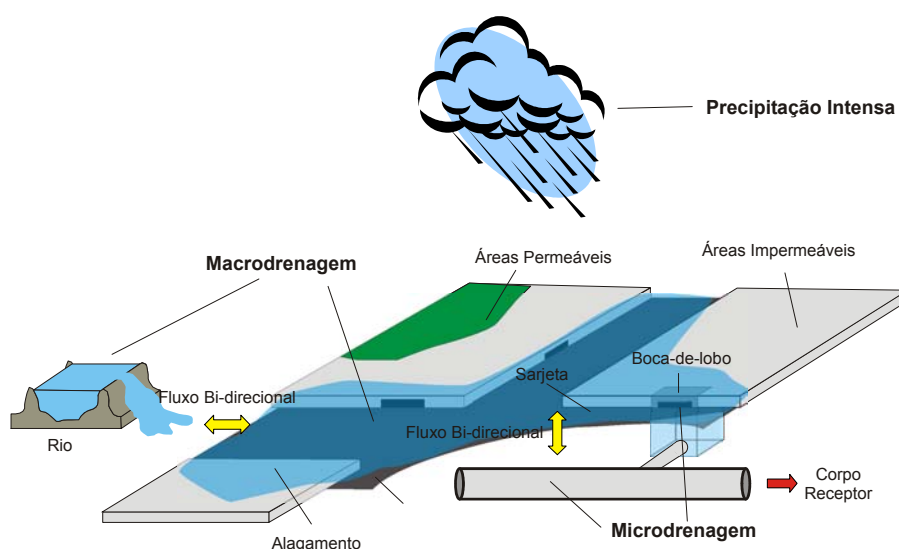


FIGURA 2. Conceito de drenagem integrada (Dual drainage)

Djordjevic et al (1999) apresentou um artigo utilizando conceitos semelhantes aos de Wisner & Kassen (1982), porém com uma descrição detalhada da superfície através da utilização de ferramentas de geoprocessamento. Desta forma foi possível considerar o armazenamento do escoamento em depressões no terreno, ruas, reservatórios e áreas de inundação, através da construção do modelo numérico do terreno (MNT), numa conexão bidirecional entre o sistema de condutos e a superfície do terreno.

2.8. Modelos e aplicativos para simulação de drenagem urbana

O objetivo deste tópico é promover informações gerais de alguns modelos e aplicativos de drenagem urbana atualmente utilizados. Os modelos citados aqui foram em sua maioria desenvolvidos até a década de 80, quase que exclusivamente para simulação da propagação em redes de condutos e transformação chuva-vazão de forma simplificada, com algumas exceções. Hoje a maior parte desses modelos integra aplicativos multidisciplinares para simulação da drenagem urbana.

Os modelos, segundo Villanueva (1990), podem ser classificados utilizando o conceito de “método de verificação”, que divide os modelos hidrodinâmicos em completos e simplificados.

2.8.1. Modelos simplificados de verificação

Os modelos de verificação simplificados são aqueles que utilizam algum método de propagação na rede baseando-se em simplificações dos termos das equações do escoamento ou análise grosseira do escoamento sob pressão. Dentro dessa classificação podem ser citados os modelos ISS (Sevuk & Yen, 1982), INSTDY (Book (1980) apud Béron & Richard (1982)), OTTSWMM (Wisner & Kassen, 1982), SURKNET (Pansic & Yen, 1981), HAMOKA (Schimdt, 1986) e os modelos de Dale et al (1981), Sivaloganathan (1982), Pinkayan (1972) e Joliffe (1981).

2.8.2. Modelos completos de verificação

Os modelos completos de verificação resolvem as equações completas de Saint Venant e são capazes de representar a maioria dos fenômenos que ocorrem na propagação do escoamento em condutos, especialmente em condições críticas, tal como inversões de fluxo, efeitos de jusante e escoamento sob pressão. A maioria adota esquemas

implícitos para solução das equações completas e utiliza a fenda de Preissman para simulação do escoamento sob pressão. Como exemplo podem ser citados os modelos SUPERLINK (Ji, 1998), DAGVL-A (Sjöberg, 1981), S11S (Abbott, 1982), CAREDAS (Chevereau, 1978), e os modelos de Song et al (1983), Toyokuni & Watanabe (1986) e Neves (2000).

2.8.3. Aplicativos

Os aplicativos promovem uma análise abrangente nos vários campos da drenagem urbana, integrando a modelagem do escoamento superficial, propagação em redes de condutos, simulação da qualidade da água e transporte de sedimentos, através da vinculação de diversos modelos sob uma mesma plataforma numa estrutura modular. Fundamentalmente a maioria dos aplicativos apresentados neste item adotam teorias semelhantes, porém não idênticas. A seguir são apresentados alguns aplicativos que atualmente têm sido utilizados.

2.8.3.1. SWMM (EPA <<http://www.epa.gov>>)

O SWMM (Storm Water Management Model), da Agência de Proteção Ambiental Americana (EPA), surgiu no final da década de 60, entre 1969 e 1970, desenvolvido pelos pesquisadores Metcalf e Eddy, a Water Resources Engineers e a Universidade da Flórida, sob comando e supervisão da EPA. Foi o primeiro modelo computacional para análise quali-quantitativa associada ao escoamento gerado em áreas urbanas, desenvolvido em 5 versões principais (v.1-1970, v.2-1975, v.3-1981, v.4-1988 e v.5-2003) até sua última atualização em junho de 2003, dando origem a versão 5.

Até os dias de hoje, o SWMM 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. O aplicativo permite análise quali-quantitativa dos problemas relacionados à drenagem e a investigação de alternativas de controle do escoamento, fornecendo subsídios para estimativas de custo para estruturas de armazenamento e tratamento. As soluções adotadas podem ser avaliadas através de simulações que fornecem como resultados hidrogramas, polutogramas e cargas de poluentes.

A estrutura do aplicativo é dividida em 10 módulos, 4 módulos principais chamados de blocos computacionais (Runoff, EXTRAN, Storage/Treatment e Receiving water), e 6 módulos auxiliares (Executive, Graph, Combine, Rain, Temp e Statistics), chamados de blocos de serviço. A figura 3 apresenta a estrutura e a inter-relação entre os módulos do aplicativo.

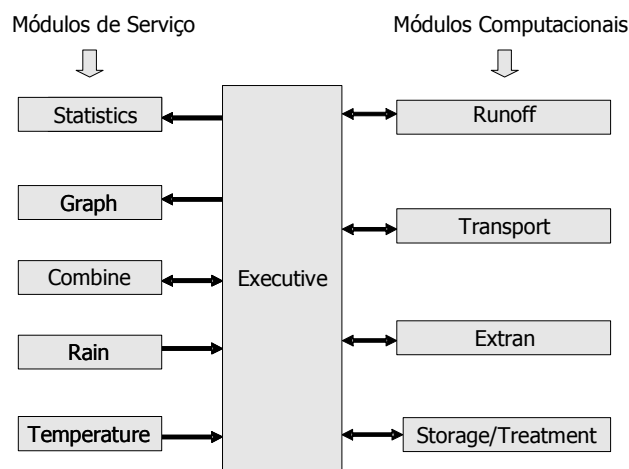


FIGURA 3. Relação entre os módulos estruturais do SWMM. (Modificado de Huber & Dickinson (1992))

Os módulos computacionais são os responsáveis pelas principais rotinas de cálculo do aplicativo, como transformação chuva-vazão, propagação na rede, rotinas envolvendo o cálculo de cargas de poluentes e simulação de estruturas de controle quali-quantitativo do escoamento,

sendo auxiliados pelos módulos de serviço. Os módulos de serviço possuem funções diversas, como organização da ordem das simulações (Executive), dos dados de precipitação (Rain) e temperatura (Temp), apresentação de gráficos (Graph) e análise estatística (Statistics) dos resultados. Por serem os de maior interesse neste estudo, os módulos computacionais Runnoff e EXTRAN serão descritos com mais detalhe a seguir.

O módulo Runoff permite a simulação quali-quantitativa do escoamento gerado em áreas urbanas e sua propagação na superfície ou através de canais de forma simplificada. O módulo processa suas rotinas com base em dados de precipitação ou neve, simulando degelo, infiltração em áreas permeáveis (modelos de Horton ou Green Ampt), detenção na superfície, escoamento na superfície e em canais, podendo ser utilizado para simulações de eventos isolados ou contínuos.

A bacia é representada na forma de um conjunto de sub-bacias e canais de propagação interconectados. A área de cada sub-bacia é subdividida em três sub-áreas: impermeável com armazenamento, permeável com armazenamento e permeável sem armazenamento. O escoamento superficial é obtido através de um reservatório não-linear para cada sub-área representado pela combinação das equações de Manning e da continuidade, resolvidas pelo processo iterativo de Newton-Raphson. As informações básicas para simulação hidrológica chuva-vazão são, além dos dados de precipitação, área da sub-bacia, largura representativa da sub-bacia, coeficiente de rugosidade de Manning, declividade da sub-bacia, altura do armazenamento em depressões e parâmetros de infiltração.

O módulo de propagação do escoamento em redes de condutos Extran (Extended Transport) foi desenvolvido na cidade de San Francisco (USA), em 1973, e chamado originalmente de "San Francisco model", sendo adicionado ao SWMM a pedido da EPA em 1974. Como o próprio nome sugere, o módulo foi introduzido no intuito de promover uma forma

de propagação alternativa a proposta pelo módulo Transport (baseado no modelo da onda cinemática), que adicionalmente considerasse os fenômenos mais complexos no escoamento, principalmente o escoamento sob pressão.

O Extran é um modelo hidrodinâmico de propagação do escoamento em redes de condutos ou canais de macrodrenagem. Resolve as equações completas de Saint Venant para as variáveis vazão e cota piezométrica utilizando um esquema explícito adiantado no tempo, segundo o método de Euler modificado. Intervalos de tempo de 5 a 60 segundos são utilizados nas simulações, fazendo com que o tempo de simulação seja uma variável importante no uso do modelo (Roesner et al (1988)).

A representação da rede é baseada no conceito de vínculos e nós ("link-node concept"), o qual não limita a aplicação do modelo a sistemas de drenagem de forma dendrítica. O programa pode 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.

Segundo Neves (2000), o escoamento sob pressão é simulado pelo EXTRAN assumindo que a soma dos fluxos entrando é igual a dos fluxos saindo em nós (poços-de-visita) com sobrecargas, sendo utilizado um procedimento iterativo para balancear os fluxos dentro da porção em sobrecarga da rede de condutos.

Roesner et al (1988) cita que o módulo EXTRAN possui algumas limitações, que se não forem consideradas pelo usuário, podem proporcionar uso incorreto ou causar erros no cálculo das vazões e profundidades do escoamento, como:

- As perdas de carga nos poços de visita não são explicitamente calculadas, e se refletem nos valores do coeficiente de Manning dos canais e condutos;

- Mudanças na profundidade de escoamento devidas a contrações ou expansões são desconsideradas;
- Problemas de instabilidades podem ocorrer em nós que contenham estruturas como vertedores nas situações de sobrecarga do sistema.

Além das limitações citadas, algumas desvantagens são evidentes na utilização do aplicativo. O programa foi desenvolvido em linguagem Fortran, roda no ambiente DOS e necessita extensos arquivos de entrada com configurações complexas, dificultando sua utilização. Recentemente a EPA, acompanhando o processo de evolução dos aplicativos, apresentou o SWMM na versão 5, em fase de testes. A nova versão foi programada em linguagem orientada a objeto com intuito de tornar a interface do software mais amigável a seus usuários e permitir uma futura integração com o SIG.

Além da EPA, empresas que trabalham no desenvolvimento de aplicativos já realizaram modificações no SWMM, a maioria promovendo integração com o ambiente SIG ou CAD, incluindo ferramentas de apresentação dos resultados e melhoria na capacidade do banco de dados do aplicativo. Alguns aplicativos desenvolvidos neste sentido são o PCSWMM (Computational Hydraulics Int. <<http://www.chi.com>>), XPSWMM (XP Software <<http://www.xpsoftware.com>>) e o MIKE SWMM (DHI Water&Environment <<http://www.dhisoftware.com>>).

2.8.3.2. InfoWorks CS v.4.0 (Wallinford Software <<http://www.wallinfordsoftware.com>>)

O InfoWorks CS é a oitava versão resultante de uma série de implementações que ocorreram ao longo dos anos. Surgiu inicialmente como um aplicativo para análise do escoamento em rede de condutos chamado Mainframe WASSP, em 1982. A partir desta data, o modelo recebeu várias alterações em sua estrutura, para simulação de um

número cada vez maior de nós (poços de visita) e inclusão de rotinas para simulação da qualidade da água e integração com o SIG, até sua última atualização em 2001 dando origem ao InfoWorks CS v.4.0.

A base operacional do aplicativo está fundamentada em sua quinta versão, o HydroWorks PM (1994). O HydroWorks possui sua estrutura dividida em 5 módulos principais para estimativa da carga de lavagem, simulação da qualidade da água na rede, construção de hietogramas de projeto, transformação chuva-vazão e propagação na rede de condutos e canais. O módulo chuva-vazão se divide em dois: um para separação do escoamento e outro para propagação na superfície. A separação do escoamento pode ser feita por seis modelos: Horton, Green-Ampt, Soil Conservation Service (USA) e mais três modelos que utilizam coeficientes baseados nas características da superfície do solo. A propagação superficial do escoamento pode ser feita através de cinco modelos: Double linear reservoir, Large contributing area, SPRINT, Desbordes runoff model e SWMM runoff model.

O módulo de propagação do escoamento resolve as equações de Saint Venant em sua forma completa através do esquema implícito de Preissmann, permitindo simular qualquer tipo de rede. Wallinford Software (1994) comenta que há dois principais problemas numéricos devido à utilização do esquema de Preissman: na transição entre o escoamento subcrítico e supercrítico e na representação do escoamento quando há períodos de estiagem. No primeiro caso é utilizado uma transição gradual entre os dois regimes, com simplificação dos termos de inércia das equações de Saint Venant, e no segundo o modelo adota uma vazão de base correspondente a uma lâmina d'água mínima de 5% da dimensão vertical do conduto ou canal, posteriormente retirada para não afetar o balanço do volume na simulação. Os termos de atrito das equações do escoamento podem ser representados alternativamente pela equação de Manning ou Colebrook-White. A interferência da deposição de sedimentos no escoamento também pode ser considerada pelo aplicativo, porém não

tem um modelo específico para simulação do transporte de sedimentos na rede.

2.8.3.3. SOBEK-Urban v.2.8 (WL | DELFT Hydraulics <<http://www.sobek.nl>>)

O aplicativo SOBEK foi desenvolvido pelo instituto holandês WL | Delft Hydraulics em parceria com Instituto Holandês de Gerenciamento e de Águas Interiores e Tratamento de Águas Servidas (Dutch Institute of Inland Water Management and Wastewater Treatment (RIZA)) e empresas holandesas de consultoria em recursos hídricos (WL | DELFT Hydraulics, 2004). O SOBEK-Urban é um software de dimensionamento e verificação de redes de condutos, podendo simular redes multiplamente conectadas (até 25.000 condutos), efeitos de jusante, inversões de fluxo, fluxo sob pressão, operação de bombas, vertedores e comportas, bueiros, orifícios, válvulas com sifão, deposição de sedimentos na rede, operação de sistemas em tempo-real e realiza a simulação hidrológica chuva-vazão para vários tipos de superfícies pavimentadas e não-pavimentadas. O programa pode ainda funcionar em conjunto com dois outros aplicativos, SOBEK-Rural e SOBEK-River, que incluem simulação hidrológica chuva-vazão contínua, operação múltipla de reservatórios, ferramentas para análise e controle de cheias, estudo envolvendo qualidade da água e transporte de sedimentos em rios.

O aplicativo é dividido em 3 módulos principais: Rainfall Run-off, Water Flow e Real Time Control. O módulo Rainfall Run-off faz a transformação chuva-vazão aplicada a vários tipos de superfícies como telhados, ruas e áreas de estacionamentos, utilizando o método racional integrado com o modelo de infiltração de Horton. Para simulação de processos mais detalhados incluindo áreas permeáveis ou rurais, industriais, com estruturas de controle do escoamento e integração com o escoamento subterrâneo pode-se optar pela integração com o aplicativo

SOBEK-Rural.

O módulo Water Flow propaga o escoamento na rede de condutos. Resolve as equações completas de Saint Venant através do esquema do Delft Hydraulics Laboratory permitindo a simulação de inundações no sistema, escoamento supercrítico sem simplificação das equações, simulação de redes multiplamente conectadas e ressaltos hidráulicos, garantindo a solução para cada intervalo de tempo através de um algoritmo que adapta o intervalo de tempo a certas condições de fluxo.

O escoamento sob pressão no aplicativo é simulado através de um método que envolve o armazenamento no poço de visita, mas que segundo os autores produz resultados similares aos obtidos com a introdução da fenda de Preissmann. Para a solução das equações do escoamento, os termos que expressam as forças de atrito podem ser calculados por várias metodologias, através da equação de Chezy, Manning, Nikuradse, Strickler ou White-Colebrook por Bos-Bijkerk. O transporte de sedimento na rede pode ser calculado alternativamente através dos métodos de Van Rijn e Frijlink.

Um das vantagens do aplicativo é possuir um módulo para simulação do escoamento na superfície em duas dimensões, permitindo também que arquivos sejam importados ou exportados para trabalhar com aplicativos de SIG.

2.8.3.4. MOUSE v.2003 (DHI Water&Environment
<www.dhisoftware.com>)

O aplicativo MOUSE (Modelling of Urban Sewer) teve sua origem no modelo hidrodinâmico S11S (System 11 Sewer), baseado em uma adaptação do modelo original S11 (System 11) desenvolvido na década de 70 para análise do escoamento em corpos d'água naturais por A. Vervey e A. Keij (Abbott et al, 1982). O S11S, adaptado para aplicação em redes de esgoto e drenagem urbana, deu origem posteriormente a

primeira versão do MOUSE, a versão 1.0, desenvolvida em parceria pela Universidade Técnica da Dinamarca, as companhias Kruger, PH-Consult, Emolet data A/S e pelo Danish Hydraulic Institute (Mark, 2003).

O MOUSE se destaca principalmente entre os aplicativos atualmente utilizados, por apresentar propriedades que simplificam seu uso e o tornam mais operacional, através de melhorias em sua interface gráfica facilitando a entrada e modificação de séries de dados, além de contar em sua estrutura com algoritmos para detecção de erros devido à incoerência ou ausência de dados ou parâmetros.

Na versão atual, o aplicativo é organizado em 13 módulos para simulação hidrológica chuva-vazão, propagação do escoamento, da qualidade da água, transporte de sedimentos, simulação de sistemas em tempo real, análise estatística dos dados de saída e ferramentas para apresentação dos resultados.

O módulo de propagação na rede (MOUSE HD) utiliza o esquema implícito de seis pontos de Abbott & Ionescu para resolução das equações do escoamento em uma dimensão e permite simulação de redes multiplamente conectadas com número ilimitado de nós, canais e condutos com várias geometrias, escoamento sob pressão, inversões de fluxo, condutos com coeficiente de atrito variável e efeitos de jusante, além de vertedores, orifícios, operação de conjunto de bombas e bacias de retenção, com total integração com o SIG. Permite simulação de rotinas de qualidade da água, transporte de sedimentos e simulação de inundações propagadas em duas dimensões através do MNT, por meio da integração com o aplicativo MIKE 21. O modelo ainda possui ferramentas para redimensionamento automático da rede e algoritmo de tempo auto-adaptável, utilizado para otimização e aceleração do tempo da simulação.

A transformação chuva-vazão pode ser feita através de 4 modelos, o método tempo-área (modelo A), o modelo da onda cinemática (modelo B), o modelo reservatório linear (modelos C1 e C2) e o hidrograma unitário.

Adicionalmente, o módulo RDII pode simular processos como degelo, evapotranspiração, armazenamento superficial, sub-superficial e subterrâneo para simulações contínuas de longo período. O módulo MOUSE TRAP para transporte de sedimentos inclui a simulação por 4 métodos: Ackers-White, Engelund-Hansen, Engelund-Fredsøe e Van Rijn.

2.8.3.4.a. Algumas aplicações do MOUSE

Mark et al (2001) utilizou o software MOUSE para avaliar a aplicabilidade da modelagem do escoamento em uma dimensão integrada ao SIG, na simulação dos alagamentos que ocorrem na cidade de Dhaka, em Bangladesh. A cidade de Dhaka é protegida das cheias do rio que a circunda através de um dique. Na maior parte do período durante a estação de monções, o nível do rio atinge cotas superiores às da cidade. Este fato tem implicações drásticas na drenagem da área, que depende fundamentalmente da diferença de cota entre o nível do rio e do sistema de drenagem para transporte do escoamento superficial gerado na área urbana.

O objetivo principal dos autores foi primeiramente a simulação do escoamento simultaneamente através da rede de condutos e ruas, numa conexão bi-direcional. O objetivo secundário foi demonstrar a aptidão da metodologia de aplicação, na reprodução dos efeitos causados pelas inundações que ocorreram no período de setembro e outubro de 1996.

As simulações preliminares do estudo foram efetuadas utilizando dados de precipitação observados no período de 16 a 19 de setembro de 1996. Os resultados obtidos pelos autores foram avaliados segundo mapas de inundação em 3 dimensões gerados por rotinas de interpolação do aplicativo integrado ao SIG. Comparações entre os resultados das simulações com as melhores informações disponíveis de inundação da cheia de setembro de 1996 mostraram que a metodologia aplicada no trabalho produz bons resultados, e pode ser aplicada em áreas com

problemas similares de inundação. Em etapas futuras serão avaliados os dados necessários para calibração e verificação de modelos de inundação urbana além do efeito de processos como evaporação e infiltração no cenário de inundações.

Apirumanekul & Mark (2001) empregaram uma metodologia semelhante à anterior na mesma área utilizando a integração entre os aplicativos MOUSE e MIKE11 GIS, este último utilizado para otimizar o procedimento de extração de dados do MDT. Os objetivos principais foram a avaliação dos resultados da simulação da cheia de setembro de 1996 na situação atual e com alternativas para solução do problema de inundações, através da introdução de galerias, canais abertos e bombas no sistema. A simulação dos cenários permitiu avaliar a redução da profundidade e do tempo de permanência do alagamento nas ruas. De acordo com os resultados das simulações, os níveis de inundação nas principais ruas diminuíram em média 27% e o tempo de permanência em média 26%.

Tomicic et al (1999) utilizou o aplicativo MOUSE em um estudo de mitigação de alagamentos em Playa de Gandia, na região costeira do mar mediterrâneo, na Província de Valência na Espanha. A localidade de Playa de Glandya tem aproximadamente 189 ha de área intensivamente urbanizada e é drenada por complexo sistema de drenagem combinado, com condições de drenagem gravitacional desfavoráveis, incluindo estações de bombeamento que recalcam o esgoto para uma ETE. A região sofre com dois problemas principais: freqüentes inundações das ruas da cidade e poluição das praias e da região do porto, devido ao transbordamento do CSO (Combined Sewer Overflow) nos períodos de chuvas intensas. Conforme os autores, os alagamentos são decorrentes exclusivamente do sub-dimensionamento da rede de drenagem, que nas ruas atingem níveis superiores a 50 cm.

Para simulação do sistema a área de 189 ha foi dividida em 320 sub-bacias, subdividas em áreas que englobam as quadras e calçadas e

áreas correspondentes à superfície das ruas. O modelo de propagação do escoamento foi construído em duas camadas, compreendendo o escoamento realizado nas ruas e na rede de condutos numa conexão bi-direcional.

Como resultado das simulações os autores identificaram uma série de medidas estruturais e operacionais necessárias ao sistema. A introdução das estruturas nos cenários simulados diminuiu acentuadamente os níveis de inundação e o tempo de permanência das inundações, especialmente na solução completa.

Meller et al (2003) aplicou o modelo MOUSE em conjunto com o modelo hidrológico chuva-vazão IPH II em uma pequena bacia hidrográfica em Santa Maria-RS, com intuito de calibrar e avaliar dos módulos do aplicativo para 5 eventos que não superassem a capacidade hidráulica de condução da rede. Os autores obtiveram bons resultados na calibração, com coeficiente médio de correlação maior que 0,91, e erros médios na vazão de pico e volumes calculados menores que 5 e 30%, respectivamente.

2.9. Considerações finais

De modo geral, se pode observar na revisão bibliográfica o grande avanço no desenvolvimento dos modelos de drenagem urbana desde a década de 70, especialmente devido ao grande avanço da informática. Hoje a maioria dos modelos integra aplicativos que concentram diversos modelos sob uma mesma plataforma, com capacidade para simular os principais fenômenos que ocorrem em redes de condutos com precisão.

Com exceção do SWMM, os aplicativos apresentados no item 2.8.3 possuem total integração com o SIG, módulos para simulação da qualidade e transporte de sedimentos na rede, algoritmos de detecção de erros, banco de dados com grandes capacidades e interfaces amigáveis ao usuário, facilitando sua utilização. Entretanto nota-se ainda deficiência

nos componentes hidrológicos destes aplicativos, que utilizam modelos simplificados diante da complexidade do ambiente urbano. A tabela 1 apresenta um resumo das capacidades dos principais modelos utilizados atualmente.

TABELA 1. Resumo das capacidades dos principais aplicativos utilizados atualmente

Esquema de solução	Escoamento sob pressão	Simulação contínua e por eventos	Canais Abertos	Bacia de detenção e operação com bombas	Módulo de qualidade	Transporte de sedimentos	Sistema operacional	Módulo SIG
Explícito	Balanço do volume na rede	√	√	√	√	-	DOS	-
Implícito (Delft)	Armazenamento no poço de visita	√*	√	√	√	-	Windows	√
Implícito (Preissman)	Fenda de Preissman	√	√	√	√	√	Windows	√
Implícito (Abbott e Ionescu)	Fenda de Preissman	√*	√	√	√	√	Windows	√

* com a utilização de modelos adicionais

3. MONITORAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA ALTO DA COLINA

3.1. Introdução

O objetivo desse capítulo é apresentar as metodologias e resultados relacionados à aquisição de dados sobre as variáveis hidrológicas e características do sistema de drenagem em estudo, necessários ao capítulo seguinte. A obtenção dessas informações não constitui o objetivo principal na pesquisa, porém são imprescindíveis na representação do sistema, bem como na avaliação dos resultados da aplicação dos modelos.

3.2. Descrição geral da área em estudo

3.2.1. Localização geográfica

A bacia hidrográfica Alto da Colina situa-se na região centro-leste do município de Santa Maria-RS, próximo ao Campus da Universidade Federal de Santa Maria. Possui área de 190 ha e ocupa três bairros da cidade: Camobi, São José e Pains, entre as coordenadas $53^{\circ}44'11,5''$ e $53^{\circ}43'41''$ de longitude oeste e $29^{\circ}41'47''$ e $29^{\circ}38'47''$ de latitude sul. A figura 4 mostra localização da bacia hidrográfica no município.

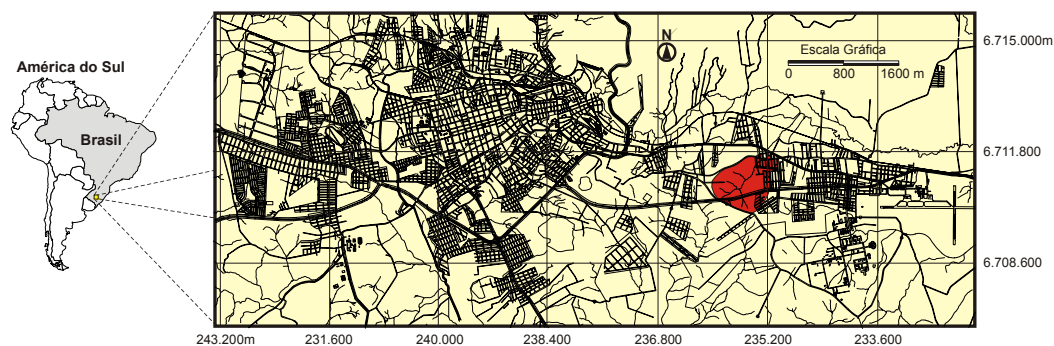


FIGURA 4. Localização da bacia hidrográfica Alto da Colina

A parte urbana da bacia é ocupada por três Parques Residenciais: Alto da Colina, Amaral e Novo Horizonte, mostrados na figura 5.

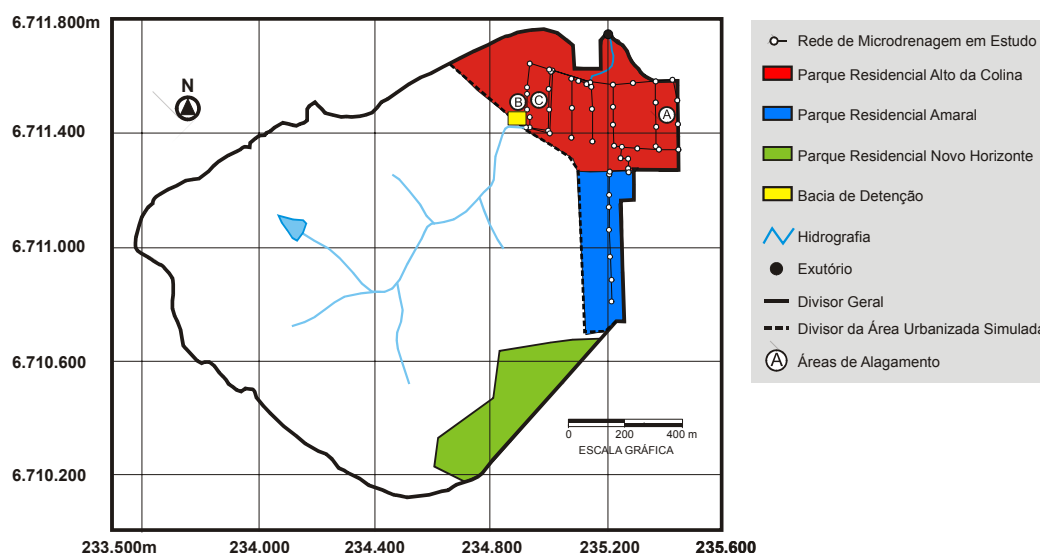


FIGURA 5. Localização da urbanização na bacia

3.2.2. Caracterização do problema

A cidade de Santa Maria não é exceção à maioria das cidades brasileiras. Os problemas de inundações ocorrem em grande parte das áreas urbanas do município, tornando-se crônicos em alguns locais, como na região do Parque Residencial Alto da Colina. Na ocorrência de chuvas de maior intensidade a região apresenta pontos de alagamento provocando interrupção do tráfego, inundações de residências e se tornando um possível foco de transmissão de doenças à população residente na região, principalmente pelo fato do sistema de drenagem ser combinado.

As inundações derivam de um processo bem conhecido: expansão urbana desordenada aliada à ineficiência do sistema de microdrenagem em pontos localizados da rede. A figura 6 mostra fotos dos principais pontos de alagamento no Parque Residencial Alto da Colina, com localização na bacia mostradas na figura 5, anteriormente apresentada.



FIGURA 6. Principais locais de inundação na bacia. A. Rua 01. B. Rua 8 (entrada do córrego no trecho canalizado). C. Rua 07

O histórico das enchentes na localidade teve início na década de 90 quando a região foi transformada em áreas de loteamentos, ocupados atualmente pelos Parques Residenciais Alto da Colina e Amaral. A ânsia de tornar as áreas ribeirinhas, naturalmente inundáveis, em zonas urbanas de ocupação resultou na canalização de um trecho do córrego que drena a bacia. Os impactos negativos dessa medida podem ser observados anualmente nos noticiários e nas manchetes dos jornais regionais. Hoje, a região experimenta inundações freqüentes, ocorrendo em média entre 2 e 4 vezes ao ano, com freqüências e magnitudes aumentadas durante os anos devido ao processo de urbanização.

Os alagamentos de maiores proporções ocorrem preponderantemente como resultado do sub-dimensionamento do trecho em que o córrego encontra-se canalizado, voltando após a passagem pela urbanização ao seu leito natural. O canal de ligação existente possui diâmetro de 1,20 m, para escoamento de vazões observadas no período de 4 anos de monitoramento na ordem de 8 m³/s. Ainda ocorrem pequenos alagamentos localizados, devido exclusivamente ao sub-dimensionamento das estruturas de captação e condução do escoamento da rede de microdrenagem.

3.3. Características físicas

As características físicas da bacia foram determinadas a partir de um

levantamento topográfico plani-altimétrico realizado na área da bacia por Rampellotto et al (2001), posteriormente atualizado por Meller et al (2003). A atualização se tornou necessária para introdução e caracterização de áreas não contempladas no primeiro levantamento, bem como a criação de um banco de dados relacionado principalmente as características da superfície e da infra-estrutura existente na área urbana. Ao todo, a atualização determinou 135 pontos cotados adicionais aos 1372 existentes do levantamento anterior. A figura 7 apresenta um mapa temático da bacia Alto da Colina sobreposto ao modelo numérico do terreno, criado com o software ArcView 3.1. Um resumo das principais características físicas é apresentado na tabela 2 no item 3.7.1.

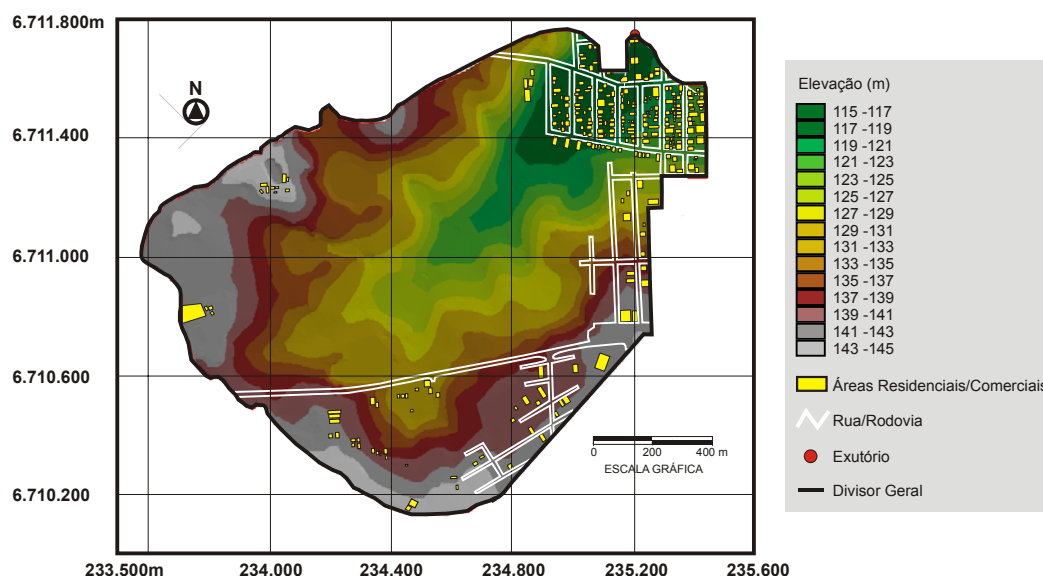


FIGURA 7. Mapa plani-altimétrico da bacia Alto da Colina

3.4. Clima e solos

Segundo Carvalho (2003) o clima no município de Santa Maria, na classificação proposta por KÖOPEN, é temperado e quente do tipo Cfa, onde: C=temperatura média do mês mais frio, entre -3 C° e 18 C°, e a do mês mais quente, superior a 10 C°; f=nenhuma estação seca, úmido o

ano todo; a=verão quente com temperatura média do mês mais quente superior a 22°.

A classificação do solo existente na região da bacia foi obtida a partir do trabalho de Azolin e Mutti (1988), que apresentaram um mapa para a bacia do Rio Vacacaí-Mirim na escala de 1:100000. Segundo os autores a região é ocupada pelo solo Argissolo Hipocrômico Argilúvico abrupico, enquadrado segundo a nova classificação da EMBRAPA (2003). Esses solos estão presentes na unidade geomórfica parte baixa (depressão), caracterizando regiões com solos pouco profundos, com profundidades entre 50 e 100 cm.

3.5. Tipologias de uso e ocupação do solo

O procedimento comumente adotado para determinação do uso do solo de bacias hidrográficas é realizado através de técnicas de geoprocessamento. Entretanto, dependendo da área de abrangência analisada e do tipo e resolução dos dados disponíveis, um estudo mais detalhado baseado em técnicas tradicionais como fotogrametria e topografia podem ser necessários, sobretudo por fornecerem resultados mais precisos e confiáveis.

A metodologia utilizada para determinação das tipologias de uso do solo baseou-se em levantamentos plani-altimétricos em campo apoiados pela utilização de uma foto aérea panorâmica da região datada de 1999. Com o uso do software AUTOCAD 2000 a foto foi georreferenciada utilizando como base de dados as informações obtidas dos levantamentos topográficos realizados nos anos de 2001 e 2003. As áreas correspondentes a cada tipologia foram digitalizadas, dando origem a uma tabela de porcentagens individuais estimadas para o ano de 1999.

O procedimento avaliou a porcentagem sobre a área total da bacia de 8 classes principais: áreas de campos nativos/pastagens, espelho de água, mata ciliar, mata nativa/reflorestamento, agricultura, urbanização,

solo exposto e áreas de pomar. A análise ainda permitiu a avaliação da porcentagem de áreas impermeáveis da área urbana da bacia em aproximadamente 60%, distinguindo áreas residenciais e de pavimentação de áreas gramadas localizadas em terrenos baldios e espaços abertos do Parque Residencial.

A atualização do mapa de usos para o ano de 2003 apoiou-se em visitas de campo para determinação de alterações sobre a ocupação do solo na bacia em 1999. As informações sobre as áreas com mudança de uso foram definidas sobre a foto existente, com posterior digitalização no software Autocad 2000. Os resultados da classificação do uso do solo para os anos analisados são apresentados na tabela 2.

TABELA 2. Resultado da classificação do uso do solo na bacia

Uso do Solo	Ano Base 1999		Ano Base 2003		Diferença (%)
	Área (ha)	Percentual	Área (ha)	Percentual	
Pastagem/Campo Nativo	100,12	52,59	59,67	31,35	-21,25
Espelho de água	0,44	0,23	0,69	0,36	0,13
Agricultura	19,03	10,00	53,49	28,10	18,10
Pomar	4,21	2,21	1,54	0,81	-1,40
Solo exposto	6,70	3,52	10,78	5,66	2,14
Mata ciliar	5,11	2,69	5,11	2,69	0,00
Urbanização	38,07	20,00	42,51	22,33	2,33
Mata Nativa/Reflorestamento	16,68	8,76	16,56	8,70	-0,06
Total	190,35	100,00	190,35	100,00	-

Com base nas informações apresentadas podem-se observar mudanças significativas em algumas classes, especialmente na área rural da bacia. As maiores variações se devem a áreas anteriormente ocupadas por pastagens e campos nativos, que em grande parte deram lugar no ano de 2003 a áreas de agricultura, especialmente para o cultivo de soja. As demais classes apresentaram pequenas variações, sendo as mais importantes relacionadas com o crescimento das áreas urbanizadas e do solo exposto. O crescimento dessa última classe é resultante preponderantemente dos trabalhos relacionados à preparação do solo para plantio em áreas de banhados, posteriormente não utilizadas para

agricultura. A figura 8 apresenta o mapa do uso do solo.

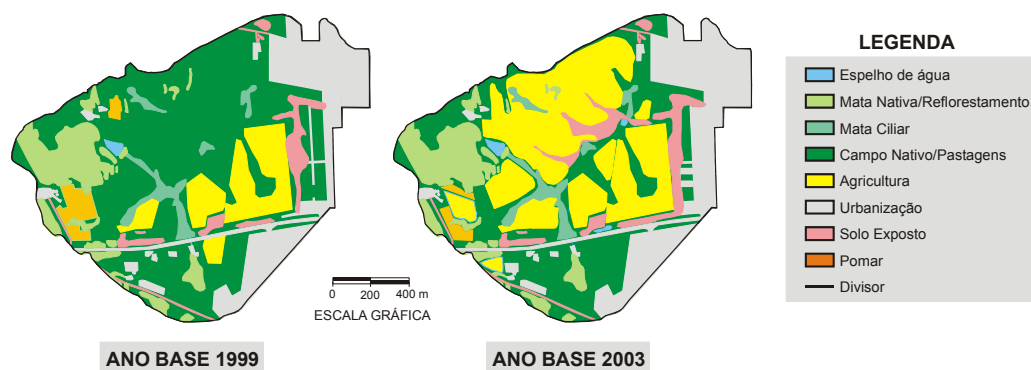


FIGURA 8. Mapa do uso do solo na bacia para os anos de 1999 e 2003

3.6. O processo de urbanização na bacia

Em 1980 a maior parte das áreas hoje urbanas na bacia hidrográfica Alto da Colina, ainda eram ocupadas por áreas de lavouras e pastagens. A efetiva urbanização da região teve início a partir de 1990 com criação de loteamentos na região, impulsionado pela construção da rodovia RS 287, que faz a ligação entre o centro da cidade e o Campus da UFSM. Atualmente a região experimenta um processo moderado de expansão das áreas urbanas, em locais bem definidos da bacia. A figura 9 mostra a evolução do processo de urbanização na área em duas fotos: no início da década de 90 e em 1998.

Rampelloto et al (2001) apresentaram um estudo sobre o avanço da urbanização na bacia através do uso de técnicas de geoprocessamento. Foram utilizadas como base de dados, imagens TM (Thematic Mapper) dos sistemas satelitários LANDSAT 5 e 7, órbita ponto 223_081, nas bandas espectrais 3, 4 e 5; nas datas de março de 1997 e setembro de 1999 com o uso do software IDRISI. Os autores obtiveram uma taxa de crescimento médio anual da urbanização, entre os anos analisados, de 0,77%.



FIGURA 9. Evolução do processo de urbanização na bacia. A. 1990. B. 1998

Nesta pesquisa, tendo como base de dados os resultados obtidos da classificação do uso do solo na bacia, foi possível a determinação da taxa de crescimento médio anual, estimada em 0,58% entre os anos de 1999 e 2003.

3.7. Monitoramento hidrológico

Segundo Paiva (2001), um dos aspectos mais importantes na adequada caracterização quali-quantitativa dos recursos hídricos está ligado ao monitoramento hidrológico. Hoje a atenção se volta principalmente para as pequenas bacias hidrográficas, que possuem um histórico de informações hidrológicas reduzidas no Brasil.

O monitoramento na bacia Alto da Colina é realizado através de 3 estações: duas estações fluviográficas e uma estação pluviográfica. A figura 10 localiza as estações na bacia.

3.7.1. Dados fluviométricos

Devido à característica semi-urbana da bacia Alto da Colina, que apresenta áreas rurais com pequenas taxas de impermeabilização em contraste com as áreas urbanizadas próximas a foz, a região foi dividida

em duas áreas de monitoramento. A estação Alto da Colina II (ACII) é responsável pelo monitoramento da parte rural da bacia, que apresenta pequenas taxas de impermeabilização (6%), e com predominância de áreas de agricultura e áreas de reflorestamento/mata nativa. Teve seu período de operação compreendido entre junho de 2001 e março de 2002 durante a pesquisa desenvolvida por Carvalho (2003). Suas coordenadas geográficas são 53°44'26,4" de longitude oeste e 29°42'01,5" de latitude sul.

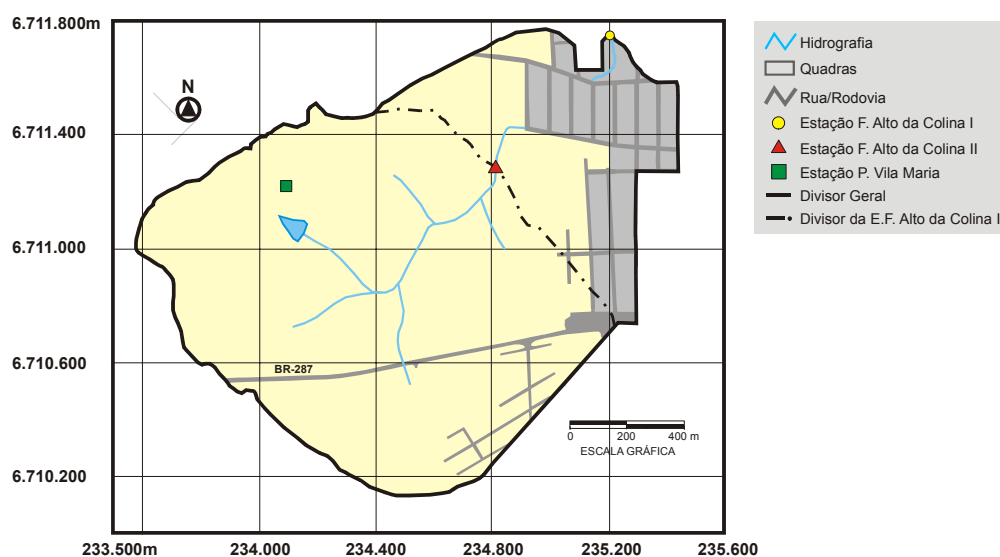


FIGURA 10. Localização das estações de monitoramento na bacia

A estação Alto da Colina I (ACI), instalada em meio à área urbana da bacia nas coordenadas 53°44'11,5" de longitude oeste e 29°41'47" de latitude sul, monitora toda área da bacia, o que inclui parte dos Parques Residenciais Amaral e Novo Horizonte e quase que a totalidade da área urbana do Parque Residencial Alto da Colina. Ainda em operação, teve seu início de operação em outubro de 1999. A figura 11 mostra as estações fluviográficas de monitoramento.

As duas estações foram equipadas com registradores de nível digitais do tipo Thalimedes (OTT). O intervalo de tempo de registro do nível foi configurado em 1 minuto na ocorrência de variação no nível de no mínimo 1 cm centímetro para estação ACI e 5 mm para a estação

ACII. O registro de dados em intervalos de tempo pequenos foi uma necessidade à situação, especialmente na área urbana da bacia que tem tempo de concentração entre 15 e 30 minutos.



FIGURA 11. Estações fluviográficas de monitoramento. A. Estação Alto da Colina I B. Estação Alto da Colina II

As principais características físicas das áreas drenadas pelas estações são apresentadas na tabela 3.

TABELA 3. Características físicas das áreas de contribuição monitoradas

Características Físicas	ACI	ACII
Área	1,90 km ²	1,44 km ²
Perímetro	6052,7 m	4701 m
Coeficiente de compacidade	1,23	1,10
Fator de Forma	0,55	0,99
Sinuosidade do Curso D'água	1,23	1,15
Densidade de Drenagem	1,63 km ⁻¹	1,67 km ⁻¹
Densidade de Rios	2,63 rios/km	3,49 rios/km
Extensão Média do escoamento Superficial	0,15 km	0,15 km
Elevação Máxima	145 m	145 m
Elevação Mínima	112,56 m	116,97 m
Comprimento Total do Rio	1900 m	1120 m*
Declividade do Rio Principal	0,010 m/m	0,009 m/m*
Declividade Média da Bacia	0,049 m/m	0,058 m/m*
Tempo de Concentração	15-30 min	150 min*

*Fonte: Carvalho (2003)

O resultado do monitoramento da estação ACI no período de janeiro de 2002 a dezembro de 2003 é apresentado na figura 12.

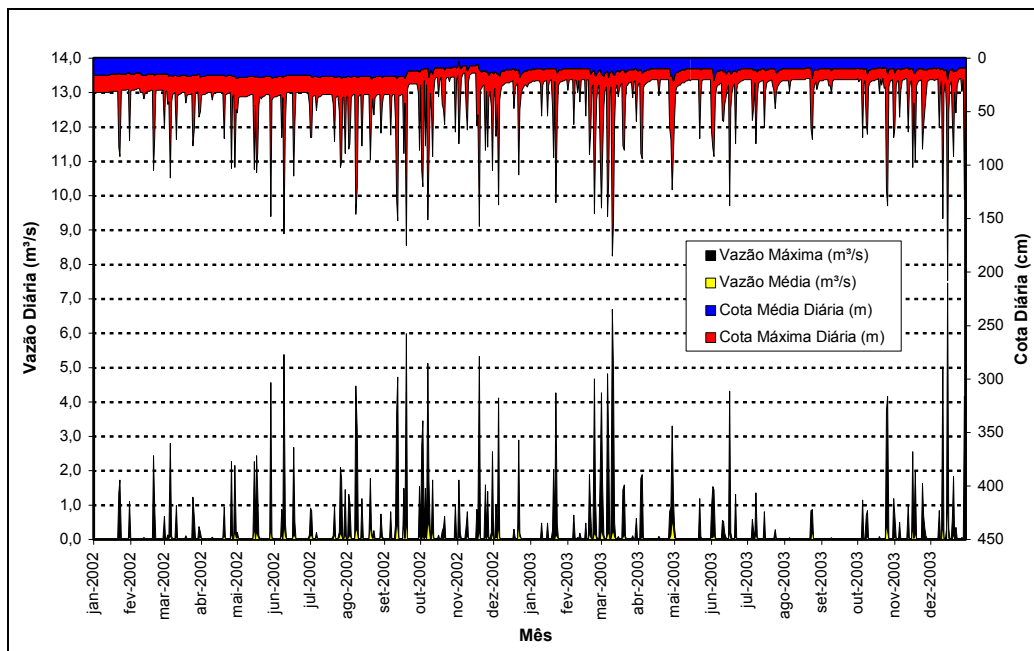


FIGURA 12. Vazões e cotas médias e máximas diárias observadas na estação fluviográfica ACI

3.7.1.A. Curva-chave cota-vazão

A determinação da curva-chave partiu inicialmente de medições de vazão em campo determinadas indiretamente através da medição da velocidade, com a utilização de molinetes hidrométricos ou sensores magnéticos de velocidade, esses últimos utilizados especialmente em períodos de estiagem ou nível abaixo de 10 cm.

Para o cálculo da vazão foi adotado o método da Seção Média. O método consiste em medições de velocidade em pontos predefinidos da seção transversal, chamados de verticais. Não existe um critério fixo para divisão da seção em verticais, sendo definidos geralmente pelas agências nacionais responsáveis pela medição. O DNAEE (1967) apud Carvalho (2003), por exemplo, sugere que para rios com largura entre 3 e 6 m a

distância entre verticais seja 0,50 m, enquanto que o USGS (1968) indica a divisão da seção em intervalos que acomodem entre 20 e 30 verticais. No caso das medições nesta pesquisa a distância entre verticais adotada foi 0,20 m, sendo realizadas segundo o método simplificado, ou seja, a 60% da profundidade do escoamento na vertical. A velocidade determinada na medição é então multiplicada pela área do segmento entre as verticais correspondentes, sendo o resultado a vazão parcial na vertical. A vazão total é calculada pelo somatório total das vazões parciais.

Para transformação cota-vazão foram utilizadas duas curvas-chave, respectivas as duas estações fluviográficas de monitoramento. A curva-chave da estação ACII, foi calibrada e apresentada no trabalho de Carvalho (2003) a partir de 19 medições realizadas em campo. A estação possui uma seção complexa, composta por uma calha de fundo plano que permite medições somente até aproximadamente 1,40 m a partir do fundo da calha, com posterior extrapolação da seção, não sendo mais válidas as relações determinadas. Para cotas superiores, a autora utilizou o modelo hidrológico IPH II com parâmetros calibrados para o local apresentado por Meller et al (2002) na obtenção dos pares cota-vazão. Nesta pesquisa, porém, para simulação dos 2 maiores eventos observados na estação ACII não foram utilizadas as relações propostas pela autora para vazões maiores que $3 \text{ m}^3/\text{s}$, que agregam muitas incertezas na avaliação das vazões extremas relacionadas a utilização do modelo hidrológico.

A curva-chave da estação ACI foi construída a partir de 23 medições em campo, realizadas entre 1999 e 2002, com atualização no período de abril 2002 a dezembro 2003. As medições foram fundamentais para avaliação correta das simulações de cheias. A cota máxima em medições observada no período anterior foi de 1,05 m na seção de medição, sendo que durante as cheias o nível eleva-se até aproximadamente 2 metros. Em dezembro de 2003, três medições foram efetuadas, nas cotas de 1, 1,20 e 1,40 metros, permitindo a obtenção de informações para calibração

e extrapolação da curva-chave no local.

A seção da estação ACI encontra-se instalada em um trecho retilíneo e canalizado do córrego, com seção aproximadamente retangular e taludes revestidos em alvenaria de pedra, estendendo-se aproximadamente 10 metros a montante e 20 metros a jusante nestas condições. O leito do canal, porém, permanece nas condições naturais do córrego, irregular e não revestido. Estas condições conferem em geral bom ajuste da curva-chave, dentro da faixa observada, que mostrou possuir uma relação biunívoca na comparação entre vazões oriundas de medições em profundidades semelhantes no ramo ascendente e descendente do hidrograma de cheia.

À medida que aumenta a profundidade de escoamento, as interferências do fundo irregular sobre o escoamento deixam de ser expressivas. A partir da cota 59 cm, pode-se observar uma tendência linear no aumento da vazão, que acontece com área aproximadamente constante e bem definida pelo muro de alvenaria de pedra, para os mesmos incrementos de cota.

O ajuste da curva-chave foi dividido em três faixas, de 0 a 0,195 m, 0,195 a 0,954 m e acima de 0,954 m. A figura 13 mostra a curva-chave da estação ACI.

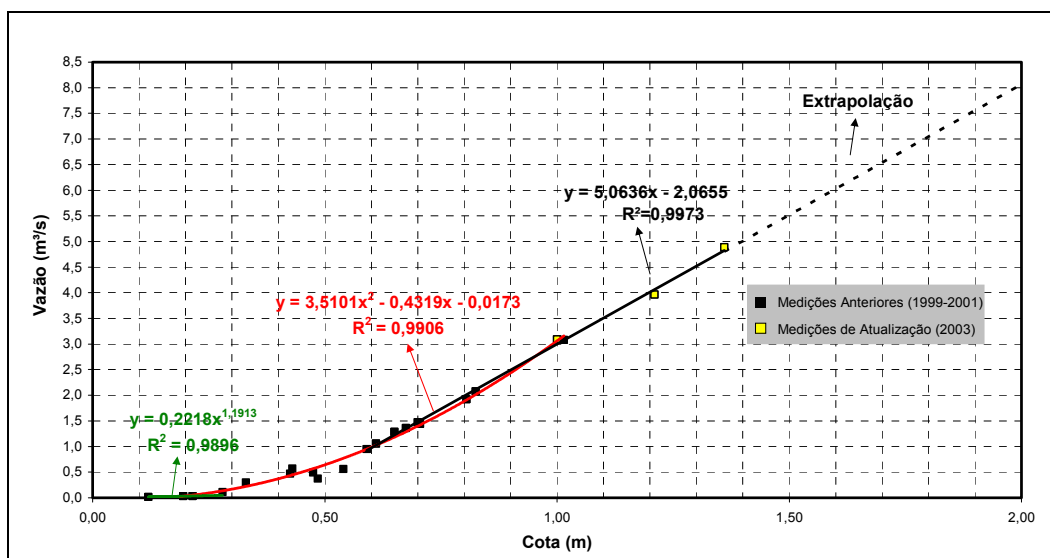


FIGURA 13. Curva-chave da estação ACI

A extrapolação da curva-chave acima das cotas medidas foi feita através do prolongamento da função linear ajustada para o último trecho de medições, com base na tendência linear da relação entre as variáveis. A relação determinada, no entanto, é válida apenas na hipótese do escoamento permanecer dentro da calha do córrego que liga a saída da rede de microdrenagem até a seção de medição. Se houver extrapolação com inundação da planície adjacente, a relação deverá ser reavaliada por outra metodologia.

O ajuste proposto foi comparado com três métodos de extrapolação da curva-chave para o ramo superior: Stevens, Velocidade x Área e Logaritmo. Os métodos Velocidade x Área e Logaritmo mostraram discrepâncias significativas em relação ao outro método no ajuste da vazão para a cota máxima observada na estação (1,97m). Tendo como ajuste de referência a função linear, os métodos mostraram diferenças para a cota de 1,97m de -0,52, 19,59 e 32,47% respectivamente para os métodos de Stevens, Velocidade x Área e Logaritmo. A figura 14 mostra o resultado da aplicação dos métodos de extrapolação da curva-chave para a estação ACI.

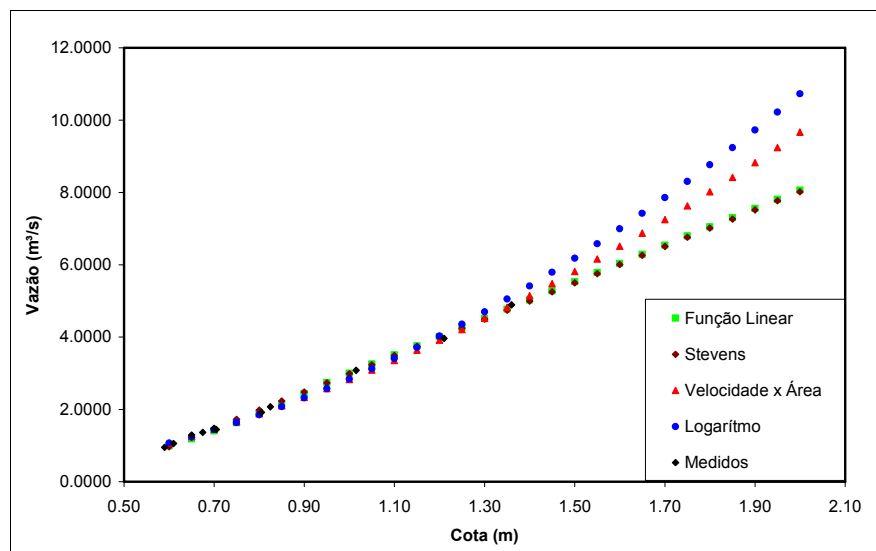


FIGURA 14. Comparação entre metodologias de extrapolação da curva-chave para a estação ACI

O método de extrapolação de Stevens forneceu resultados similares ao ajuste obtido com a função linear, e pareceu adequar melhor a tendência da relação cota-vazão para a estação. Entretanto é importante salientar que nenhum dos métodos de extrapolação substitui efetivamente a medição das vazões em campo, que deve ser continuada para avaliar o real valor da vazão em cotas mais altas. Uma descrição dos métodos de extrapolação utilizados pode ser encontrada em Tucci (2001).

3.7.2. Dados de precipitação

Os dados de precipitação utilizados na pesquisa são provenientes da estação pluviográfica Vila Maria, localizada nas coordenadas $53^{\circ}44'52,6''$ de longitude oeste e $29^{\circ}42'04,5''$ de latitude sul, próximo à estação ACII, na área rural da bacia. A estação é provida de um pluviômetro digital do tipo Pluvio-OTT, configurado para registrar os dados em intervalos de 1 minuto de no mínimo 0,01 mm acumulado neste período. A figura 15 mostra a estação pluviográfica Vila Maria.



FIGURA 15. Estação pluviográfica Vila Maria

Ao todo foram selecionados 21 eventos entre os anos de 2001 e 2003, utilizados na calibração do aplicativo. O resultado do monitoramento é apresentado na figura 16.

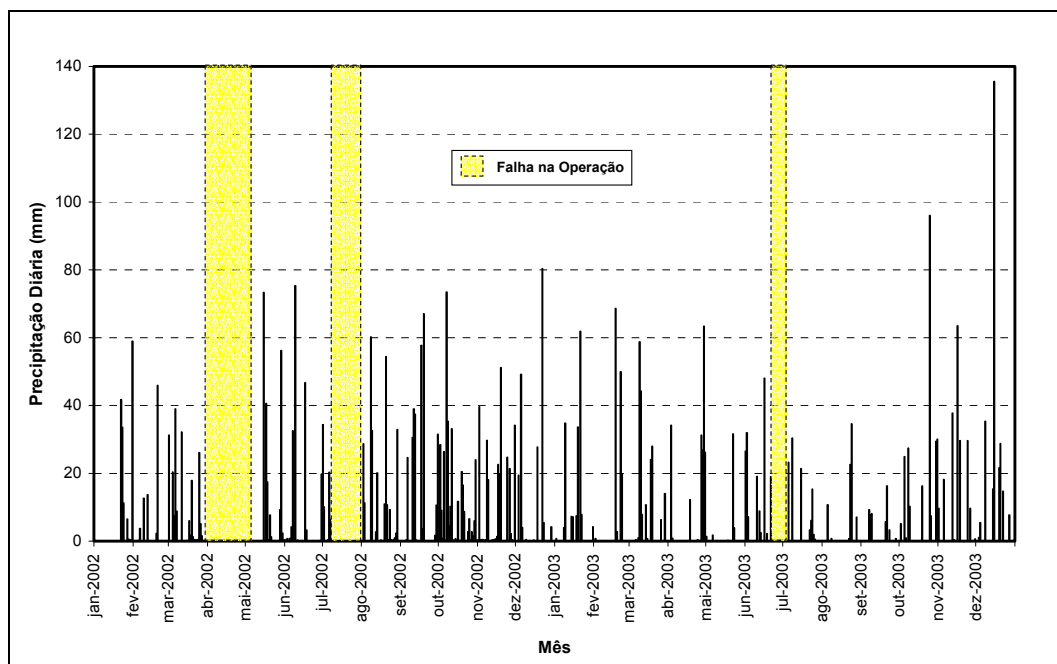


FIGURA 16. Precipitação diária na estação pluviográfica Vila Maria observada no período da pesquisa

3.7.2.1. Hietogramas de projeto

Para simulação da rede de drenagem sob condições críticas foram construídos hietogramas de projeto utilizando o Método de Chicago. A metodologia foi escolhida entre as várias existentes, principalmente pela existência dos parâmetros utilizados na aplicação do método, determinados para a cidade de Santa Maria-RS.

Segundo Zahed & Marcellini (1995), os fatores mais importantes na caracterização da distribuição temporal da precipitação são o volume da chuva que cai dentro do período de ocorrência da chuva máxima, a chuva antecedente ao período de chuva máxima e a posição do pico da chuva máxima. A figura 17 caracteriza os fatores citados acima.

Na utilização do método, o tempo de duração da chuva t_d é adotado igual ao tempo de concentração da bacia. A altura de chuva é expressa por P e é igual:

$$P = i_m \frac{t_c}{60} \quad (4)$$

onde P =chuva total (mm) e i_m =intensidade média obtida da relação intensidade-duração-freqüência (mm/h).

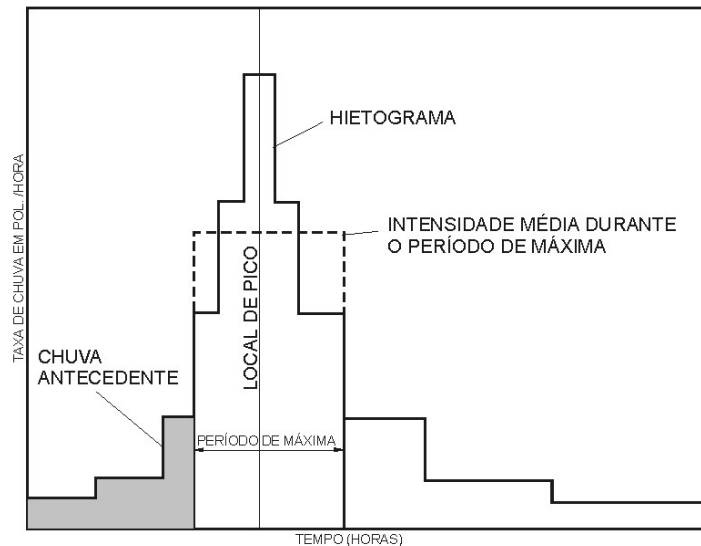


FIGURA 17. Fatores que caracterizam a distribuição temporal de Keifer e Chu. Fonte: Zahed & Marcellini (1995)

Dentro do período de duração da chuva máxima, existe um pico que divide o hietograma em dois setores: intensidades crescentes e decrescentes, considerado pelo fator γ e definido por:

$$\gamma = t_b / t_c \quad (5)$$

e

$$1 - \gamma = t_a / t_c \quad (6)$$

onde t_b =tempo anterior ao pico (min), t_a =tempo depois do pico (min), t_c =tempo de concentração e γ = medida do adiantamento do padrão de chuva, que varia de 0 (totalmente adiantado) a 1 (completamente atrasado). Assim tem-se:

Antes do pico:

$$i_b = \frac{\left[(1-n) \frac{t_b}{\gamma} + b \right]}{\left[\frac{t_b}{\gamma} + b \right]^{(1+n)}} \quad (7)$$

Depois do pico:

$$i_a = \frac{a \left[(1-n) \frac{t_a}{(1-\gamma)} + b \right]}{\left[\frac{t_a}{(1-\gamma)} + b \right]^{(1+n)}} \quad (8)$$

onde i_b =intensidade da chuva antes do pico (mm/h), i_a =intensidade da chuva depois do pico (mm/h), t_b =tempo anterior ao pico (min), t_a =tempo depois do pico (min), γ = padrão de adiantamento e a,b e n=constantes.

Para as simulações da rede, foram construídos 10 hietogramas de projeto, com características diferentes com relação ao tempo de retorno e de duração da chuva. Para avaliação da rede sob condições críticas foram determinados hietogramas com tempo de duração de 30 minutos, igual ao maior tempo de concentração da área urbana da bacia, para os períodos de retorno de 2,5,10,15,25,50 e 100 anos. Alternativamente, para simulação do hidrograma afluente ao reservatório proposto no capítulo 4, para controle de cheias na área rural da bacia, foram utilizados hietogramas com tempo de retorno de 15,50 e 100 anos, com tempo de duração de 150 minutos, igual ao tempo de concentração da área rural.

Os parâmetros a, b e n da relação i-d-f e o padrão de adiantamento da chuva γ para a cidade de Santa Maria foram obtidos da pesquisa de Paiva (1997), que analisou 2643 eventos chuvosos entre os anos de 1963 e 1988. As figuras 18 e 19 apresentam os hietogramas utilizados.

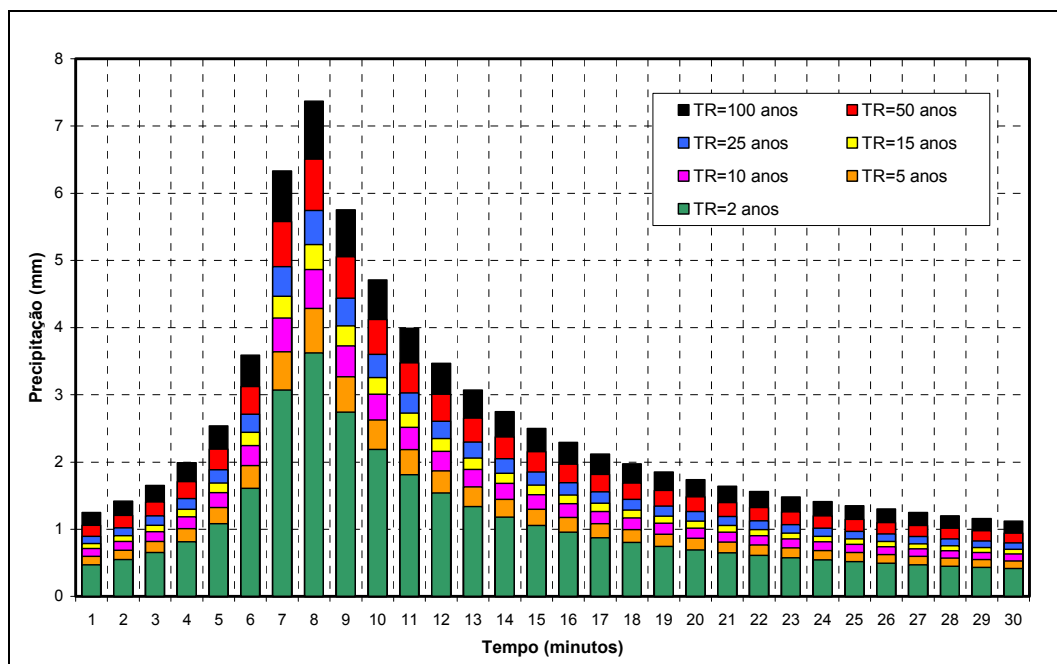


FIGURA 18. Hietogramas de projeto utilizados para avaliação da rede de drenagem

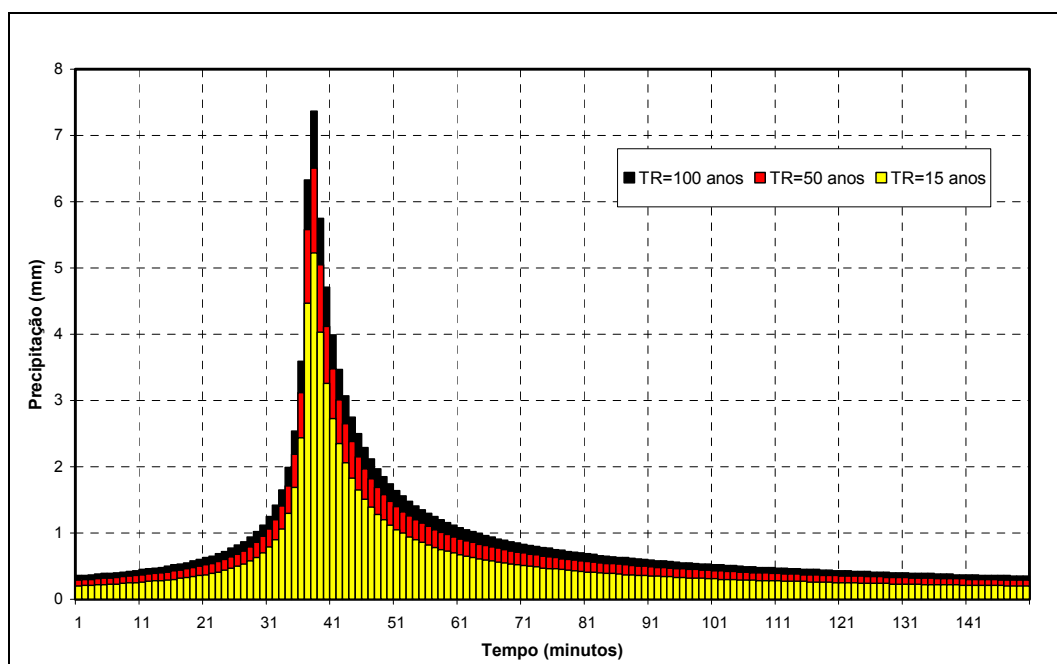


FIGURA 19. Hietogramas de projeto utilizados no dimensionamento e simulação do reservatório de detenção

3.8. Ensaaios de infiltração

A utilização do modelo para simulação da área rural da bacia depende fundamentalmente da determinação do parâmetro I_b , que representa a capacidade mínima de infiltração do modelo de Horton. Embora seja de fácil determinação em campo, a avaliação dos resultados é um processo complexo, uma vez que depende de uma série de condições de campo no instante inicial e no decorrer do ensaio, como teor de umidade do solo, permeabilidade, temperatura e grau de compactação. Além disso, a grande variação espacial do parâmetro torna difícil a estimativa de um valor médio para uma região, mesmo quando identificado a presença de apenas um tipo de solo.

Nesta pesquisa foi utilizado o método do infiltrômetro de anel que, embora tenha sua aplicação criticada por muitos autores, é de fácil utilização e fornece valores indicativos da ordem de grandeza dos parâmetros de infiltração de Horton, aproximando os valores determinados no processo de calibração a valores mais próximos dos existentes em campo. Atualmente existem variações do dispositivo que possuem diferenças no diâmetro e no processo para reposição do volume infiltrado, mas que conservam a metodologia básica de ensaio.

O dispositivo utilizado consiste de dois anéis concêntricos de 3 mm de espessura, com diâmetros de 25 cm e 50 cm, ambos com 30 cm de altura. A reposição do volume infiltrado é realizada por um reservatório conectado ao cilindro interno controlada por uma bóia de nível, que mantém o nível d'água do cilindro interno constante. As leituras sobre a altura da lâmina infiltrada são feitas diretamente no reservatório através de uma mangueira plástica transparente graduada, instalada junto à parede externa.

Ao todo 15 ensaios de infiltração foram realizados na área rural da bacia monitorada pela estação fluviográfica ACII. Foram escolhidos os locais mais representativos incluindo áreas de lavoura, pastagens e em

áreas de reflorestamento. Como a simulação do escoamento produzido na área rural da bacia foi concentrada, tornou-se necessário à aplicação de uma metodologia para determinação de valores únicos para os parâmetros de infiltração, desprezando suas variações espaciais.

O valor médio do parâmetro para toda bacia foi estimado com base na média dos 15 ensaios, ponderada com relação ao valor dos mesmos parâmetros em áreas consideradas impermeáveis e permanentemente saturadas (áreas de banhado). Para estes locais, que cobrem aproximadamente 7% (10 ha) da área permeável total da região (144 ha), foi considerado valor nulo da capacidade final de infiltração. A figura 20 localiza os ensaios de infiltração na bacia.

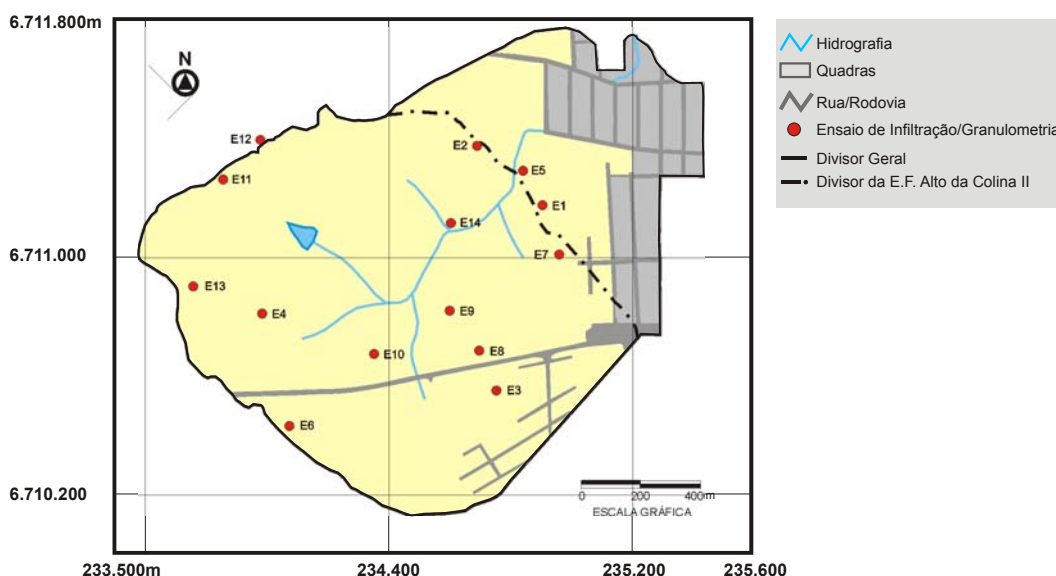


FIGURA 20. Localização dos ensaios de infiltração na bacia

Os resultados dos ensaios de infiltração são apresentados na tabela 4. A metodologia do ensaio e do ajuste dos parâmetros da equação de Horton encontram-se no ANEXO A.

TABELA 4. Resultados dos ensaios de infiltração

Local	I_0 (mm/h)	I_b (mm/h)	k (h^{-1})	Umidade (%)	R^2
E1	228,63	7,69	32,20	21,8	0,9990
E2	78,17	18,81	41,97	30,2	0,9985
E3	285,76	5,18	33,13	17,0	0,9958
E4	21,60	7,08	12,45	24,9	0,9998
E5	81,85	1,38	14,11	33,0	0,9955
E6	86,76	6,42	5,95	25,2	0,9980
E7	50,87	4,41	10,50	19,3	0,9978
E8	57,81	9,69	3,18	25,7	0,9979
E9	312,75	14,91	33,38	28,9	0,9995
E10	47,07	1,71	8,98	22,5	0,9937
E11	57,18	21,50	5,40	29,8	0,9999
E12	27,49	8,02	3,36	21,6	0,9998
E13	100,28	2,41	21,61	22,0	0,9917
E14	183,42	7,10	25,75	29,3	0,9971
Média	115,69	8,31	18,00	-	-
Média Ponderada	107,50	7,70	18,00	-	-
Desvio Padrão	96,49	6,13	13,12	-	-

3.9. Ensaios granulométricos

Para avaliar as características texturais do solo na área rural da bacia, 13 ensaios de granulometria do horizonte superficial (horizonte A) do solo foram realizados. As amostras foram coletadas junto aos locais onde foram feitos os ensaios de infiltração, com profundidades variando entre 30 e 50 cm.

A análise granulométrica, por definição, é a determinação do tamanho das partículas e suas respectivas percentagens de ocorrência, permitindo obter a distribuição granulométrica, ou seja, a distribuição dos diâmetros das partículas do solo. A distribuição granulométrica dos materiais granulares (areias e pedregulhos) é obtida através do processo de peneiramento de uma amostra seca em estufa, enquanto que, para solos com partículas finas (siltes e argilas) utiliza-se a sedimentação dos sólidos no meio líquido. Entretanto, para solos que têm partículas tanto na fração grossa ($>4,8$ mm) quanto na fração fina ($< 4,8$ mm), se torna

necessário à análise em conjunto. O ensaio de granulometria é normalizado pela ABNT/NBR 7181/1984 e foi realizado conforme seus procedimentos utilizando a estrutura do laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM. Para os procedimentos do ensaio utilizou-se uma amostra de solo de 80 g.

O ensaio foi feito para apoio ao teste de infiltração, visto que o modelo de transformação chuva-vazão não utiliza diretamente informações sobre a distribuição granulométrica do solo. Devido a grande variabilidade espacial dos parâmetros do modelo de infiltração, foi necessário uma metodologia para estimativa de valores médios dos parâmetros de infiltração na área. Inicialmente propôs-se a correlação entre as frações granulométricas dominantes e as taxas de infiltração finais dos solos correspondentes. A metodologia não apresentou bom resultado devido à grande variação do parâmetro I_b , obtido nos ensaios de infiltração, mesmo em áreas com características texturais semelhantes. Isso demonstra que além da composição textural o processo de infiltração também depende fundamentalmente de outros fatores predominantes nesse caso, como a estrutura do solo. A tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria.

TABELA 5. Resultados dos ensaios de granulometria

Local	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
E1	48	44	8
E2*	-	-	-
E3	32	41	17
E4	28	65	8
E5*	-	-	-
E6	23	50	27
E7	32	52	16
E8	23	41	35
E9	25	49	26
E10	30	49	21
E11	25	48	27
Continua ...			

TABELA 5. Resultados dos ensaios de granulometria (continuação ...)

Local	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
E12	36	47	17
E13	25	66	9
E14	28	65	8

* não foram feitos ensaios de granulometria

De modo geral, segundo classificação feita através do triângulo textural, o solo da bacia é franco siltoso.

3.10. Características do sistema de drenagem

As informações topológicas sobre a rede são dados fundamentais para a simulação de um sistema de drenagem. Basicamente a metodologia utilizada na determinação das características do sistema de drenagem dividiu o processo de obtenção dos dados em duas partes: levantamento de informações relativas à rede subterrânea de condutos e superficial de escoamento e, delimitação e determinação das áreas urbanas de contribuição às bocas-de-lobo utilizadas na simulação dos hidrogramas de escoamento superficial.

Usualmente os dados topológicos da rede utilizados na modelagem de sistemas de drenagem são provenientes de informações de projeto, confirmadas através de inspeções em campo. Nesta pesquisa a realização de um levantamento detalhado em campo tornou-se essencial, devido à falta e incoerência de informações, obtidas junto ao projeto da rede, verificadas nas inspeções em campo. Averiguações tais como: diferença no traçado, existência de trechos que não constam em projeto, diferenças no comprimento dos condutos, diâmetros e declividades foram comuns durante a etapa do levantamento, justificando a importância do processo na correta representação física e conseqüentemente na calibração dos parâmetros hidráulicos e hidrológicos dos modelos do aplicativo. Os trabalhos envolvendo o levantamento das informações

foram realizados com a utilização de uma estação total ZEISS modelo ELTA 55R, referenciada em relação a um marco geodésico existente próximo à área em estudo.

Para simulação de uma rede de drenagem é necessário que todos elementos que a compõe estejam caracterizados topograficamente, através de um sistema de coordenadas geográficas e de sua altitude em relação a um nível de referência. As informações necessárias foram obtidas através da locação e abertura dos poços de visitas e bocas-de-lobo para determinação das dimensões, cotas de fundo e do terreno e identificação do material, comprimento, cotas e diâmetros dos condutos afluentes. A figura 21 mostra o processo de cadastramento e abertura dos poços de visitas. A figura 22, mostra a localização dos elementos e áreas de contribuição que compõem a rede de microdrenagem.



FIGURA 21. Cadastramento dos elementos do sistema de microdrenagem

A caracterização do sistema contou ainda com o levantamento das características geométricas das ruas e canais abertos presentes no sistema, para simulação da propagação do escoamento superficial no caso de inundações. A seguir são apresentadas, de forma resumida, as características de alguns elementos do sistema de drenagem e informações sobre os níveis de inundação observado nas ruas.

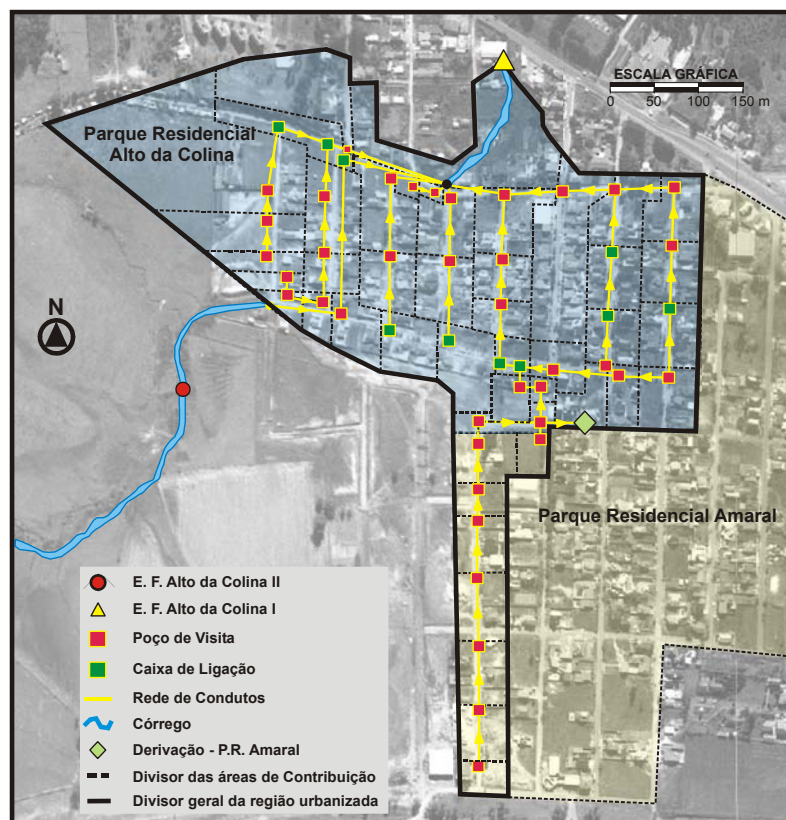


FIGURA 22. Mapa de localização das estruturas do sistema de microdrenagem

3.10.1. Rede de condutos

Ao todo a rede de condutos do Parque Residencial tem aproximadamente 3510 m, com diâmetros interno mínimo e máximo de 0,20 e 1,20 m, respectivamente. Os condutos, em geral, apresentam-se locados sob a via pública e são constituídos em concreto rugoso. A disposição dos elementos da microdrenagem junto às ruas se apresenta como mostrado na figura 23.

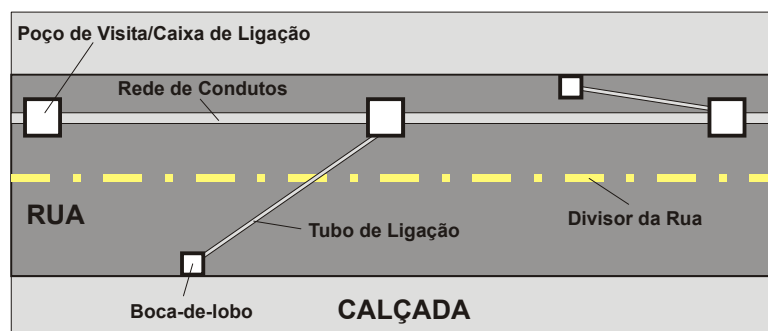


FIGURA 23. Disposição geral dos elementos da microdrenagem

As informações sobre a rede de condutos são apresentadas no ANEXO B.

3.10.2. Ruas

As ruas são elementos importantes na propagação emergencial do excesso de escoamento da rede de condutos subterrâneos, particularmente em períodos de chuvas intensas. Na área em estudo, são em sua maioria pavimentadas em alvenaria poliédrica de basalto, não existindo trechos de ruas asfaltadas. Há a presença em alguns casos de pequenos trechos em solo compactado ou parcialmente revestido com blocos irregulares de pedra, derivados da deterioração da pavimentação original devido à ação física das chuvas e das enchentes no local.

O processo de cadastramento das ruas objetivou a determinação das cotas do eixo do pavimento em todas as esquinas do Parque residencial, para montagem de um sistema de escoamento superficial auxiliar. Foi necessária ainda, a avaliação de uma seção transversal aproximada, comum a todas as ruas da região, para utilização no aplicativo. A seção construída foi inspirada em alguns exemplos de seções transversais para ruas apresentadas por Walesh (1989), utilizadas no cálculo da capacidade de condução. A figura 24 mostra a seção transversal padrão das ruas e algumas características hidráulicas.

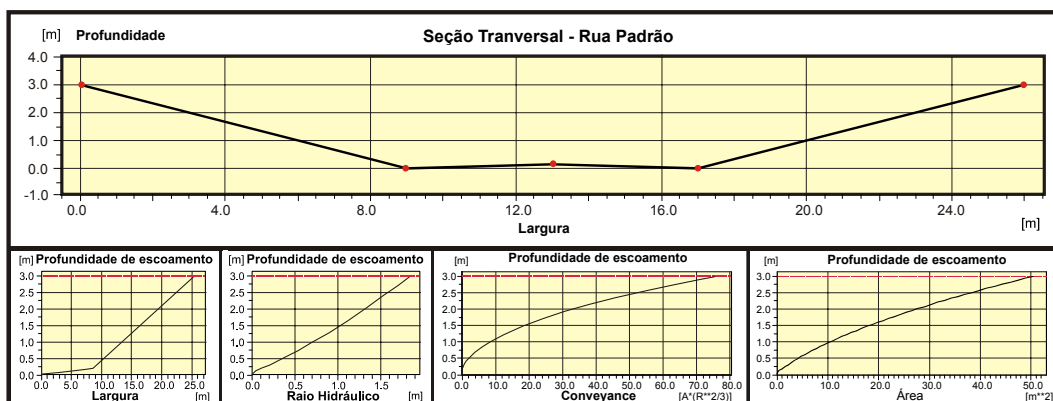


FIGURA 24. Seção transversal padrão das ruas do Parque Residencial Alto da Colina

É importante enfatizar que o objetivo da simulação do escoamento através das ruas não é a obtenção de uma descrição detalhada, e sim uma aproximação da magnitude dos níveis alcançados, vazões e volumes escoados quando há inundação da rede. Desta forma não foram representadas estruturas singulares de escoamento como sarjetas. O formato trapezoidal da seção aproximada, atribuída pelo prolongamento logo após o término do pavimento, foi uma simplificação para representação das áreas adjacentes as ruas, que variam consideravelmente devido ao recuo das residências, declividade do terreno ou a presença ou não de muro. Uma simulação detalhada dos trechos tornaria a simulação do escoamento nos trechos sujeita a incoerências e aumentaria expressivamente o tempo computacional da simulação.

Para simulação da zona mais atingida pelas inundações, no entanto, foi necessária uma representação mais detalhada da área, devido a grande variação do relevo natural no local, impossibilitando a estimativa de uma seção média comum ao longo do trecho. Desta forma a rua 8 (local de inundação B da figura 5) e áreas adjacentes foram consideradas como um trecho de canal natural, composto por 9 seções transversais. As seções foram obtidas a partir das curvas de nível do levantamento plani-altimétrico realizado por Rampelotto et al (2001),

atualizadas com a introdução de pontos adicionais levantados em campo para melhorar a precisão das seções.

Ao todo fizeram parte do cadastramento 10 ruas do Parque Residencial Alto da Colina e 1 rua do Parque Residencial Amaral, com declividades médias respectivamente de 0,013 e 0,034 m/m. As ruas foram inseridas no aplicativo divididas em 39 trechos.

3.10.3. Bocas-de-lobo

As bocas coletoras presentes no sistema de drenagem são do tipo com abertura na guia com depressão. As dimensões das aberturas são mostradas na figura 25.

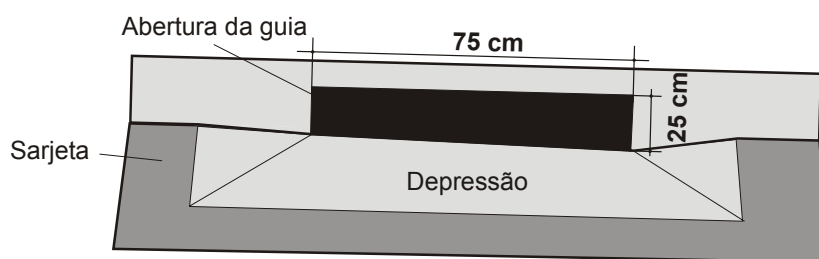


FIGURA 25. Boca-de-lobo padrão presente no sistema

Na modelagem da rede esses elementos foram representados por vertedores, de largura da soleira igual à abertura da guia. Nos casos em que há captação bi-lateral nas ruas, foi utilizado um vertedor com largura da soleira igual a soma das aberturas das guias.

3.10.4. Poços de visita

Os poços existentes no parque residencial são em geral executados em alvenaria de tijolos com dimensões de 0,80x0,80 m, com exceção daqueles que recebem o escoamento proveniente da área rural da bacia,

que possuem dimensões maiores. O cadastramento contou com a abertura de 80% das 50 estruturas existentes, sendo os 20% restantes caixas de ligação enterradas sob a via, não permitindo abertura para inspeção. As estruturas que não puderam ser cadastradas tiveram cotas determinadas a partir das informações de projeto ou aproximação através da declividade dos trechos anterior ou posterior, segundo a topografia do terreno.

No aplicativo, alternativamente, os poços de visita são considerados com geometria circular. Desta forma foram inseridos com seção transversal com área equivalente à área da seção quadrada dos poços instalados em campo, com diâmetros mínimo e máximo de 0,90 e 1,92 m respectivamente. A figura 26 mostra a foto de um dos poços de visita do Parque Residencial Alto da Colina.



FIGURA 26. Detalhe de um dos poços de visita na região do Parque Residencial Alto da Colina

No ANEXO B encontra-se um resumo com a localização, o diâmetro equivalente utilizado no aplicativo, tamanho e porcentagem de áreas impermeáveis das áreas de contribuição aos PVs e cotas dos poços de visita e caixas de ligação do sistema em estudo.

3.10.5. Canais abertos

As informações sobre as características dos canais naturais que fazem a macrodrenagem foram determinadas em campo a partir de levantamentos topográficos e batimétricos. Dois trechos do córrego foram caracterizados quanto a seção transversal e declividade média, entre eles o trecho 1 que faz a ligação entre a estação fluviográfica ACII e a rede de microdrenagem e, o trecho doravante chamado 2 entre a saída da rede de microdrenagem e a estação fluviográfica ACI, situada na saída da área urbanizada.

Os trechos de canais possuem revestimento natural em solo acompanhados ao longo de sua margem por trechos de mata ciliar composta por árvores de pequeno porte e arbustos. As seções utilizadas para representação das seções dos trechos foram retangulares. A tabela 6 mostra as características dos trechos.

TABELA 6. Características dos trechos de canais utilizados na simulação

Características	Trecho 1	Trecho 2
Comprimento	200 m	230 m
Declividade	0,0091 m/m	0,002 m/m
Seção Transversal (largura x profundidade)	2,5 m x 2 m	3,2 m x 3 m

3.10.6. Bacia de detenção

Entre os anos de 1999 e 2001 a Prefeitura Municipal de Santa Maria, na tentativa de mitigar os problemas causados pelas inundações no Parque Residencial Alto da Colina, construiu um pequeno reservatório em solo para detenção de parte do volume gerado na área rural da bacia. Segundo informações obtidas junto aos moradores do local, o reservatório foi desativado próximo ao mês de agosto de 2001, devido sua ineficiência no controle das cheias. Durante o período de operação do reservatório

foram selecionados dois eventos para simulação.

O funcionamento do reservatório de retenção assim como suas dimensões foram determinadas através de uma investigação apoiada em fotografias para o ano de 1999, visitas em campo e entrevistas com os moradores da região. Possivelmente a ineficiência no funcionamento do reservatório esteja ligada ao pequeno volume de armazenamento da estrutura e a problemas de execução do projeto.

A estrutura foi concebida para receber parte do escoamento da área rural através de um canal de desvio instalado junto ao córrego, com função dupla no direcionamento do fluxo: o escoamento afluía e deixava a estrutura pelo mesmo canal. Dessa forma, a estrutura funcionava retendo apenas a primeira enchente do período seco, esvaziando-se unicamente através dos processos de evaporação e infiltração junto ao solo. A figura 27 mostra o reservatório em período anterior ao início de operação, extraído da foto aérea, e o esquema proposto para simulação dos efeitos de amortecimento e perdas causados pelo reservatório sobre o hidrograma na estação ACI. O volume estimado do reservatório foi de aproximadamente 10900 m^3 . A figura 5, anteriormente apresentada, apresenta a localização da estrutura de retenção na bacia hidrográfica.

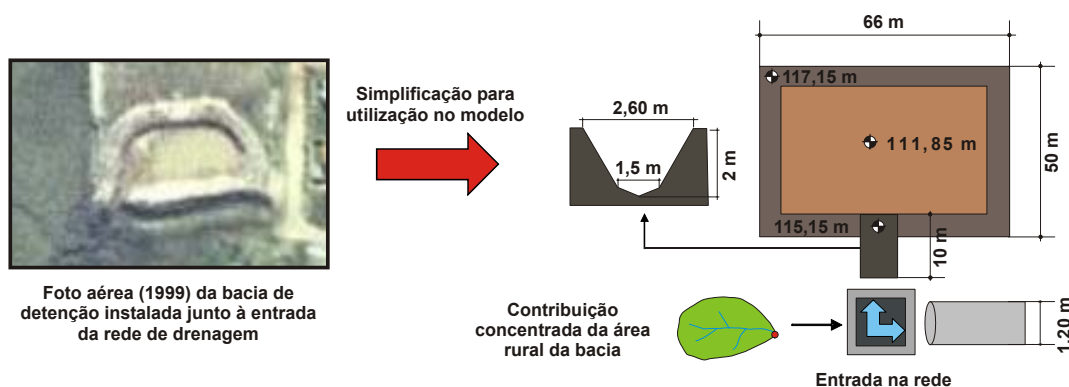


FIGURA 27. Esquema da bacia de retenção utilizado na modelagem

3.10.7. Níveis de inundação nas ruas

Com o propósito de avaliar os resultados obtidos na simulação das

cheias observadas e de projeto, informações sobre o nível máximo aproximado alcançado em algumas ruas foram levantadas. As informações foram obtidas através de entrevistas e marcas de cheia em muros de residências do Parque Residencial Alto da Colina (tabela 7). Em dois eventos simulados existem ainda informações sobre o nível na Rua 8, nos dias 10/03/03 e 19/09/02, mostrado na tabela 8.

TABELA 7. Nível máximo observado nas ruas sujeitas a alagamento

Locais	Nível Máximo Observado (cm)	Período de Observação
Rua 8	90	Dez/1999 à Jun/2001
Rua 9	50	
Rua 7	70	
Rua Antônio Gonçalves do Amaral (esquina com a Rua 6)	50	
Rua Antônio Gonçalves do Amaral (próximo a Foz)	60	
Rua 1	40	

TABELA 8. Nível máximo observado na Rua 8 em dois eventos simulados

Evento	Nível Máximo Observado (cm)
10/3/2003	88
19/9/2002	85

4. SIMULAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

4.1. Introdução

Este capítulo destina-se a apresentação dos modelos e metodologias utilizadas na simulação do sistema de drenagem da bacia Alto da Colina. Os resultados da aplicação dos modelos na avaliação do sistema de drenagem da bacia são apresentados no capítulo 5.

4.2. Modelos utilizados

Para simulação do sistema de drenagem foram utilizados três modelos integrantes do aplicativo MOUSE v.2003: dois hidrológicos precipitação-vazão (modelos A e C2) e um hidrodinâmico (MOUSE HD) para propagação do escoamento na rede e ruas. Os modelos são descritos a seguir:

MODELO C2

O cálculo do hidrograma de escoamento superficial no modelo C2 está fundado na teoria do reservatório linear. O modelo foi concebido para simulação de bacias rurais na França com áreas impermeáveis menores que 20%. Para bacia com áreas impermeáveis maiores que 20% o modelo utiliza formulações diferentes, não utilizadas na pesquisa. A influência da porcentagem de áreas impermeáveis no cálculo do hidrograma de escoamento superficial para áreas com porcentagem menores que 20% funciona apenas como fator de decisão sobre qual formulação o modelo utilizará. Aqui será apresentada apenas a teoria sobre o modelo utilizado, para áreas com porcentagem de áreas impermeáveis menores que 20%.

A partir dos dados de precipitação dois tipos de abatimento são implementados no algoritmo para a determinação da chuva efetiva: perdas iniciais, no início da simulação, e um parâmetro de perdas contínuas ao longo do evento, semelhante ao parâmetro I_b da equação de Horton. O modelo não inclui explicitamente as perdas causadas pela evaporação e evapotranspiração. Adicionalmente para simulações contínuas, estas influências podem ser consideradas por um módulo adicional no aplicativo, o módulo MOUSE RDII, não utilizado.

A propagação do escoamento é realizada através de dois reservatórios lineares em série, com mesma constante de tempo (K), de modo a provocar um amortecimento maior que a utilização de um único reservatório. A figura 28 mostra o esquema de funcionamento do modelo.

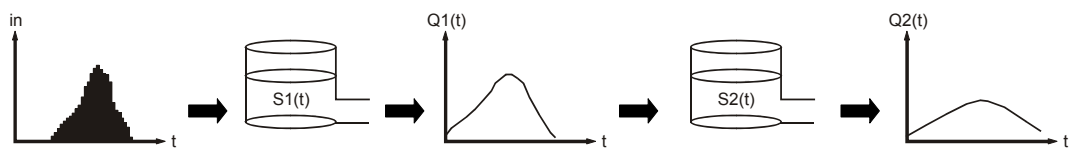


FIGURA 28. Esquema de funcionamento do modelo C2

Da figura anterior tem-se:

$$\frac{dS_1(t)}{dt} = i_n(t) - Q_1(t) \quad (9)$$

$$\frac{dS_2(t)}{dt} = Q_1(t) - Q_2(t) \quad (10)$$

$$S_1(t) = KQ_1(t) \quad (11)$$

$$S_2(t) = KQ_2(t) \quad (12)$$

onde i_n =chuva efetiva, $S_1(t)$ e $S_2(t)$ =volume armazenado no instante t nos dois reservatórios, $Q_1(t)$ =vazão amortecida pelo primeiro reservatório e $Q_2(t)$ =vazão correspondente às ordenadas do hidrograma de escoamento superficial da bacia.

A solução discretizada do sistema de equações é escrita da seguinte forma:

$$Q_1(t + \Delta t) = e^{-\frac{\Delta t}{K}} \cdot Q_1(t) + (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}) \cdot i_n(t + \Delta t) \cdot \frac{A}{360} \quad (13)$$

$$Q_2(t + \Delta t) = e^{-\frac{\Delta t}{K}} \cdot Q_2(t) + (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}) \cdot Q_1(t + \Delta t) \quad (14)$$

com Q em m³/s, i_n em mm/h e Δt e K em minutos. Na implementação desse modelo no aplicativo MOUSE o parâmetro K aparece com uma simbologia diferente, designado por T_{lag}.

MODELO A

Os fundamentos teóricos do modelo A baseiam-se no modelo de transformação chuva-vazão usualmente chamado método da curva tempo-área. Além da área total da bacia, mais 4 parâmetros são utilizados pelo modelo: perdas iniciais, porcentagem de áreas impermeáveis, fator de redução e coeficiente da curva tempo-área. Os parâmetros são definidos da seguinte forma:

Perdas Iniciais: altura de precipitação necessária para começar o escoamento, pelo preenchimento de depressões na área da bacia (m);

IMP (Porcentagem de Áreas impermeáveis): Parcela da área total que contribui efetivamente para o escoamento superficial (%);

Fator de Redução: representa as perdas contínuas no escoamento por infiltração, evaporação e evapotranspiração.

Tempo de Concentração (tc): tempo necessário para o escoamento chegar do ponto mais distante da bacia até o ponto de exutório (min);

Coeficiente da Curva tempo-área: Define a curva tempo-área relacionada com a forma da bacia. O modelo possui três geometrias predefinidas: retangular, divergente ou convergente, com coeficientes igual a 1, 2 e 3, respectivamente.

O processo de transformação chuva-vazão no modelo é discretizado no tempo pelo intervalo de tempo computacional Δt . O modelo adota suposição de velocidade constante de escoamento, implicando na discretização espacial da área de contribuição em um número n de células na forma de círculos concêntricos com ponto central no exutório (saída). O número de células é igual a:

$$n = \frac{t_c}{\Delta t} \quad (15)$$

onde Δt =intervalo de tempo computacional. A área total da célula é calculada com base na curva tempo-área. A área total da bacia é igual a área impermeável multiplicada pelo fator de redução, conforme a equação 16.

$$A = \text{Área Total} \cdot \text{Áreas Impermeáveis (\%)} \cdot \text{Fator de Redução} \quad (16)$$

A curva caracteriza a forma da área de contribuição, relacionando o tempo de viagem com a distância concêntrica do ponto de saída até a célula correspondente. Há três tipos de curvas tempo-área predefinidas mostradas na figura 29.

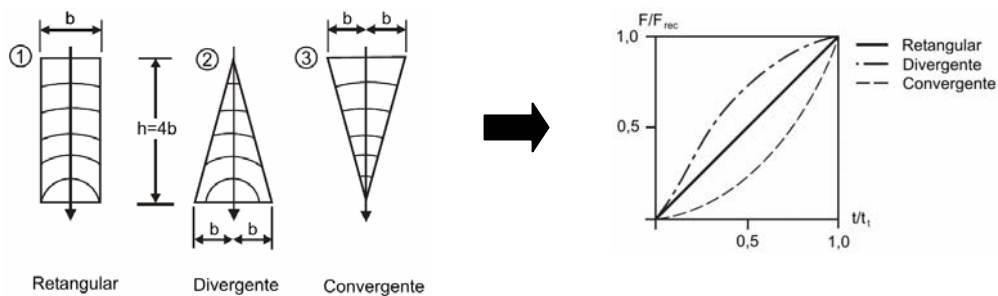


FIGURA 29. Curvas tempo-área predefinidas

O escoamento começa quando a altura acumulada de precipitação ultrapassa o valor das perdas iniciais. A cada intervalo de tempo após o início do escoamento, o volume acumulado em uma célula se move na direção de jusante, sendo calculado pelo balanço contínuo entre a vazão

de entrada da célula a montante, a precipitação atual (multiplicada pela área da célula), e a vazão de saída para célula de jusante. A vazão de saída da célula mais a jusante (exutório) é o resultado do hidrograma de escoamento superficial, como mostra a equação 17.

$$Q_n = R_i A_i + R_{i-1} A_2 + \dots + R_1 A_j \quad (17)$$

onde Q_n =ordenada do hidrograma no intervalo de tempo n , R_i =precipitação efetiva no intervalo de tempo i e A_j =ordenada da curva tempo-área no tempo j .

MOUSE HD

Os cálculos do escoamento não-permanente à superfície livre no modelo MOUSE HD, aplicados ao conceito da onda dinâmica, são executados através da integração vertical das equações da conservação da massa e do momento, respectivamente as equações 18 e 19.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (18)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA I_f = gA I_0 \quad (19)$$

onde Q =descarga ($m^3.s^{-1}$), A =Área molhada (m^2), y =profundidade (m), g = aceleração da gravidade ($m.s^{-2}$), x =distância na direção do escoamento (m), t =tempo (s), α =coeficiente de distribuição da velocidade, I_0 = declividade do conduto e I_f = declividade da linha de energia dada pela equação de Manning.

Essas equações, no entanto, são aplicáveis na aproximação da onda dinâmica somente para condições de escoamento subcrítico, isto é $Fr < 1$. Nas condições de regime supercrítico, as equações são reduzidas à

aproximação da onda de difusão. No regime subcrítico, a contribuição dos termos de inércia é gradualmente retirada de acordo com um fator de redução, como mostra a figura 30.

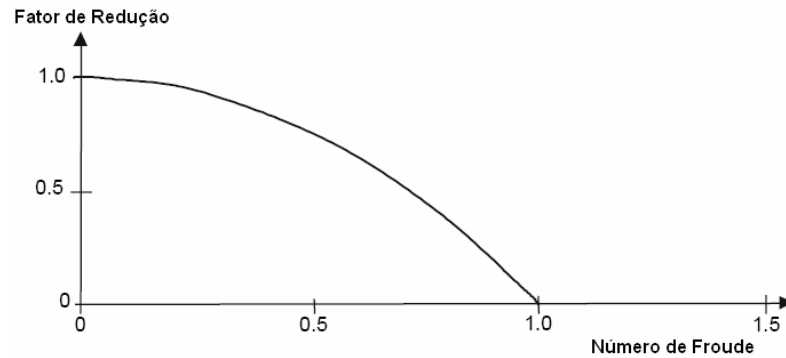


FIGURA 30. Redução gradual dos termos da equação do momento durante a transição para o regime supercrítico

Para o cálculo do escoamento sob pressão o modelo utiliza o artifício da fenda de Preissmann. O artifício baseia-se na introdução de uma fenda fictícia na parte superior do conduto, como mostra a figura 31.

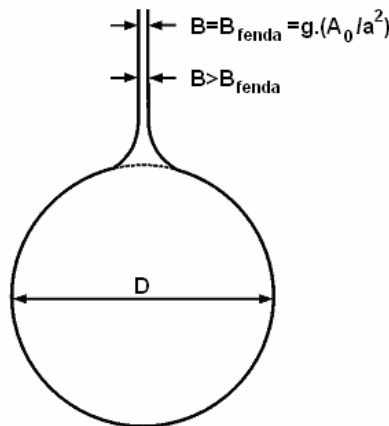


FIGURA 31. Conduto com uma fenda fictícia

Dessa forma, a equação da continuidade pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{g A_0}{a^2} \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20)$$

onde A_0 =área do conduto cheio (m^2), ρ =densidade da água (kg/m^3), y =profundidade do escoamento (m), Q =descarga (m^3/s) e a =celeridade da onda (m/s) expressa pela seguinte equação:

$$a = \sqrt{g \frac{A_0}{B_{fenda}}} \quad (21)$$

onde B_{fenda} =largura da fenda fictícia (m), a = celeridade (m/s) (na ordem de 1000 m/s para a maioria dos condutos).

Para obter uma transição suavizada entre os cálculos do escoamento à superfície livre e sob pressão, os autores do modelo aplicaram uma transição gradual entre a geometria do conduto e a fenda fictícia. Tal transição foi desenvolvida baseando-se em uma série de testes com várias configurações de geometrias de fendas. A configuração da fenda assim obtida assegura cálculos estáveis sem que se afete significativamente a precisão. A largura da fenda aplicada é maior que o valor teórico. A relação entre a profundidade relativa e a largura da fenda é implementada no MOUSE como mostra a tabela 9.

TABELA 9. Relação entre a profundidade relativa e a largura da fenda

Y/D	B_{fenda}/D
0,98	0,3600
1,00	0,1900
1,10	0,0166
1,20	0,0151
1,50	0,0105
>1,50	0,0100

SOLUÇÃO NUMÉRICA DAS EQUAÇÕES DO ESCOAMENTO: As transformações das equações de Saint Venant em um conjunto de equações diferenciais implícitas de diferenças finitas é realizada em uma malha computacional consistindo de pontos Q-h alternados, onde Q é a

vazão e h é o nível de água, calculados para cada intervalo de tempo (figura 32).

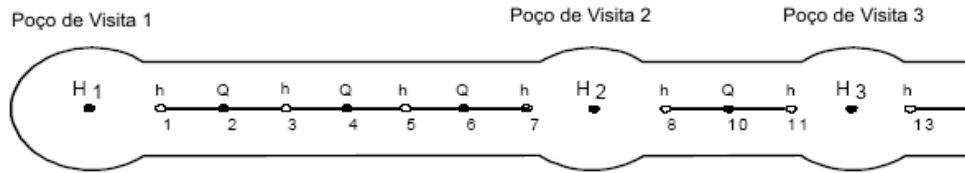


FIGURA 32. Trecho da rede na malha computacional

A malha computacional é automaticamente gerada pelo modelo, sendo que o conduto contém um número não conhecido N de pontos Q - h , com h no início e fim do trecho. O mínimo número de pontos computacionais N em um conduto é 3, dois pontos h e um ponto Q entre eles. Os pontos são igualmente espaçados, com uma distância Δx igual a:

$$\Delta x = \frac{l}{N-1} \quad (22)$$

onde l =comprimento do conduto.

Com a base dos dados de entrada e o intervalo de tempo especificado, o modelo automaticamente gera uma malha computacional completa baseado na condição de velocidade ($v \cdot \Delta t \leq \Delta x$). A velocidade usada no cálculo da velocidade total é obtida da formulação de Manning assumindo o conduto a seção plena.

ESQUEMA NUMÉRICO: O esquema numérico implementado é de 6-pontos conhecido como esquema de Abbott. As equações do escoamento são aproximadas pelo método das diferenças finitas.

EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE: Na equação da continuidade a largura de armazenamento b_s , é introduzida como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b_s \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (23)$$

Como somente Q tem uma derivada em relação a x, a equação pode ser centrada em um ponto-h, como mostrado na figura 33.

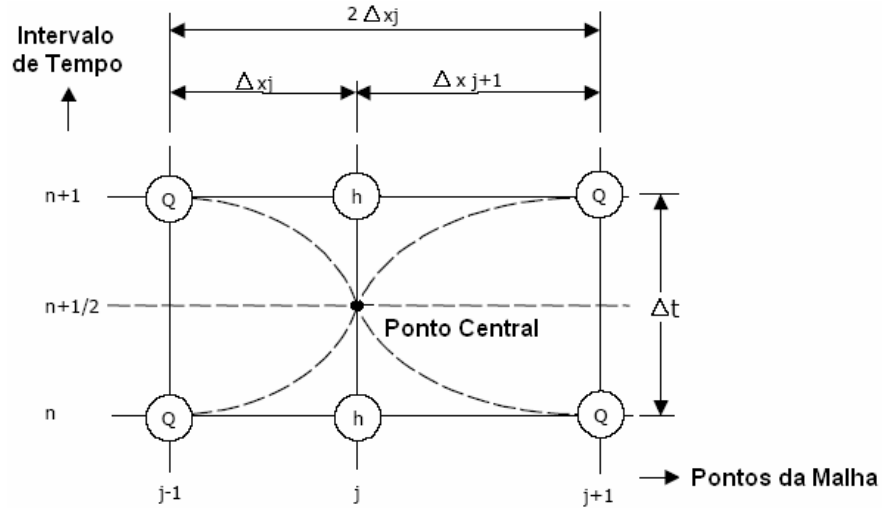


FIGURA 33. Esquema de Abbott aplicado à equação da continuidade

As derivadas individuais dos termos da equação da continuidade são expressas através de aproximações de diferenças finitas no intervalo de tempo $n+1/2$, como segue:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{(Q_{j+1}^{n+1} + Q_{j+1}^n)}{2} - \frac{(Q_{j-1}^{n+1} + Q_{j-1}^n)}{2}}{2\Delta x_j} \quad (24)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{(h_j^{n+1} - h_j^n)}{\Delta t} \quad (25)$$

e b_s é aproximado por:

$$b_s = \frac{A_{0,j} + A_{0,j+1}}{2\Delta x_j} \quad (26)$$

onde A_{0j} = área da superfície entre os pontos do $j-1$ e j da malha, A_{0j+1} = área da superfície entre os pontos j e $j+1$ da malha e $2\Delta x_j$ = distância entre os pontos $j-1$ e $j+1$.

Substituindo pela aproximação de diferenças finitas na equação 23 e rearranjando os termos chega-se a seguinte expressão:

$$\alpha_j Q_{j-1}^{n+1} + \beta_j h_j^{n+1} + \gamma_j Q_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (27)$$

onde α, β, γ e δ são os coeficientes das equações na forma de diferenças finitas.

EQUAÇÃO DO MOMENTO: A equação do momento é centrada em pontos de Q como mostra a figura 34.

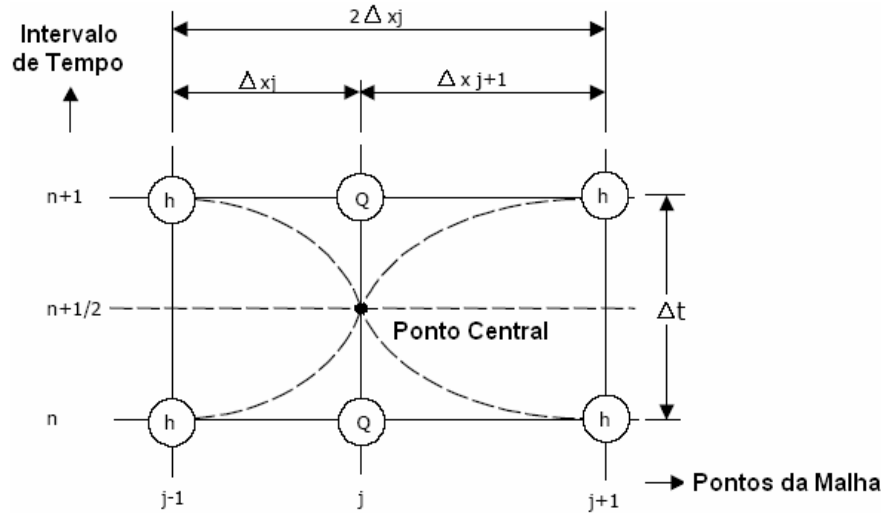


FIGURA 34. Aplicação do esquema de Abbott à equação do momento

As derivadas da equação do momento são expressas como aproximações de diferenças finitas como mostram as equações:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{(Q_j^{n+1} - Q_j^n)}{\Delta t} \quad (28)$$

$$\frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} \approx \frac{\left(\left[\alpha \frac{Q^2}{A} \right]_{j+1}^{n+\frac{1}{2}} - \left[\alpha \frac{Q^2}{A} \right]_{j-1}^{n+\frac{1}{2}} \right)}{2\Delta x_j} \quad (29)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\frac{(h_{j+1}^{n+1} + h_{j+1}^n)}{2} - \frac{(h_{j-1}^{n+1} + h_{j-1}^n)}{2}}{2\Delta x_j} \quad (30)$$

Para o termo quadrático da expressão 29, uma formulação especial é usada para assegurar o sinal correto para esse termo quando a direção da vazão está mudando durante o intervalo de tempo:

$$Q^2 - f.Q_j^{n+1}.Q_j^n - (f-1).Q_j^n.Q_j^n \quad (31)$$

onde:

$$f = \frac{Q_j^{n+\frac{1}{2}}.Q_j^{n+\frac{1}{2}} - Q_j^n.Q_j^n}{Q_j^n.(Q_j^{n+1} - Q_j^n)} \quad (32)$$

Como padrão, f é definido como 1,0.

Com todas as derivadas substituídas pelas aproximações de diferenças finitas e propriamente rearranjadas, a equação do momento pode ser escrita na seguinte forma:

$$\alpha_j h_{j-1}^{n+1} + \beta_j Q_j^{n+1} + \gamma_j h_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (33)$$

As equações da continuidade e do momento podem ser formuladas de formas similares. Assim, usando ao invés de h e Q , uma variável geral, Z , a formulação geral pode ser expressa por:

$$\alpha_j Z_{j-1}^{n+1} + \beta_j Z_j^{n+1} + \gamma_j Z_{j+1}^{n+1} = \delta_j \quad (34)$$

Escrevendo a equação apropriada para cada ponto da malha, um sistema de equações é obtido para cada conduto na rede, constituindo uma matriz de coeficientes dos condutos mostrada na figura 35.

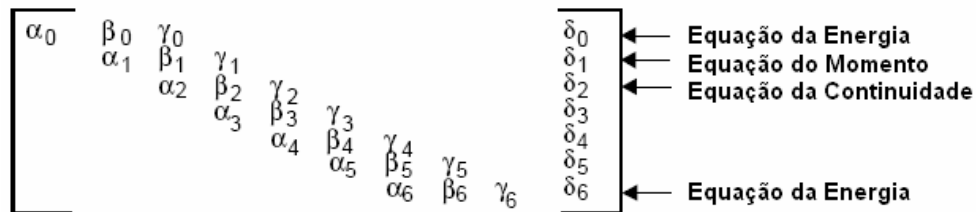


FIGURA 35. Matriz de coeficientes dos condutos, derivada das equações da continuidade, do momento e da energia nos nós

Aplicando um método de eliminação local, a matriz de coeficientes dos condutos é transformada na matriz mostrada pela figura 36, e pode expressar qualquer nível de água ou descarga variável como uma função dos níveis d'água nos nós de montante e jusante (por exemplo os poços de visita) H_1 e H_2 , isto é:

$$h = h(H_1 - H_2) \quad (35)$$

e da mesma forma

$$Q = Q(H_1, H_2) \quad (36)$$

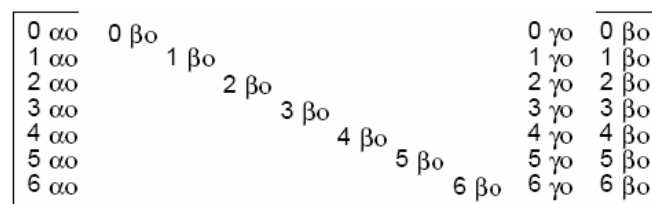


FIGURA 36. Matriz dos coeficientes após aplicação da eliminação local

A equação da continuidade ao redor de um nó, é então expressa pela equação 37.

$$ah_{\text{nó}}^{n+1} + bh_{\text{conduto1}}^{n+1} + cQ_{\text{conduto1}}^{n+1} + dh_{\text{conduto2}}^{n+1} + eQ_{\text{conduto2}}^{n+1} \dots = z \quad (37)$$

onde a,b z são constantes. Se a equação 34 for substituída na equação 37, uma relação global pode ser obtida:

$$AH_1 + BH_2 + \dots = z \quad (38)$$

onde A, B, ... , Z são constantes. Esta equação nos mostra que o nível de água em um nó pode ser descrito como uma função do nível de água nos nós (pontos) vizinhos. Dessa forma é possível construir uma matriz dos nós para cada intervalo de tempo usando os coeficientes da equação 38, e assim determinar os níveis nos nós para o próximo intervalo de tempo.

Perdas de Carga nos nós (poços de visita): Para representar as perdas de carga nos nós o modelo utiliza a fórmula de perdas de energia de Englund. Ao todo 2 tipos de perda de carga são consideradas: as perdas de carga na entrada (expansão) e na saída do nó. Nessa última estão englobados 3 tipos de perdas de carga: devido as mudanças de direção entre os condutos, a diferença de cota entre a entrada e saída dos condutos conectados e devido a contração do escoamento na saída do nó.

A perdas de carga na entrada são calculadas assumindo-se que o nível no conduto de entrada e no nó são os mesmos. Com base nessa suposição a perda de carga é calculada pela diferença de velocidade no conduto de entrada i e no nó m, pela seguinte equação:

$$\Delta H_e = \frac{v_i^2 - v_m^2}{2g} \quad (39)$$

A perda de carga na saída para o conduto j é adotada como proporcional a velocidade na saída do conduto j, pela equação 40.

$$\Delta H_s = \sum_k \zeta_{jk} \frac{v_j^2}{2g} \quad (40)$$

onde ζ_{jk} é o coeficiente de perda de carga individual para o conduto j que expressa o somatório dos 3 tipos de perda de carga anteriormente citados e apresentados a seguir.

As perdas na mudança de direção do escoamento são função dos ângulos e da distribuição de vazões entre os condutos de entrada e saída, mostrados na figura 37.

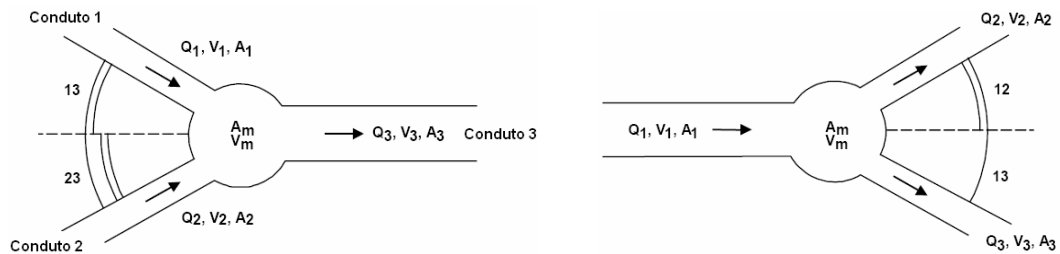


FIGURA 37. Exemplos de topologia para o cálculo das perdas relacionadas à mudança de direção

Através de uma notação generalizada, o cálculo do coeficiente de perda de carga é realizado individualmente para cada conduto de saída como:

$$\zeta_{dir(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{(90^\circ)^2} \quad (41)$$

onde θ_{ij} =ângulo entre os condutos de chegada e saída no nó e i e j representam os índices dos condutos de chegada e saída.

A ocorrência de mudanças verticais na direção do escoamento, ou seja, entre os condutos de entrada e saída no nó, causa perdas de energia proporcionais a magnitude na diferença de elevação. A figura 38 mostra o esquema das perdas de carga por diferença de cota.

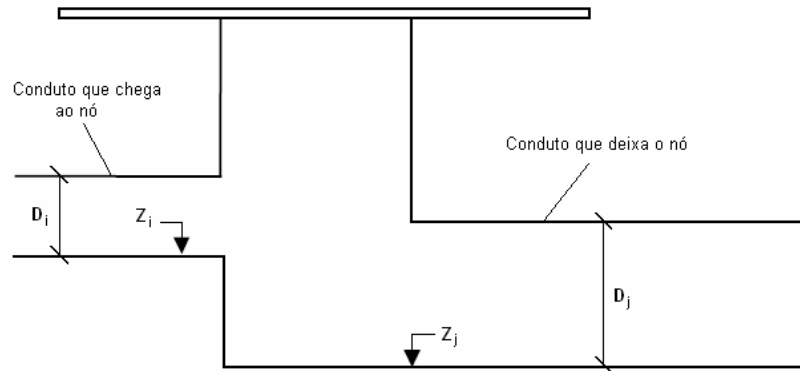


FIGURA 38. Esquema da perda de carga devido à diferença de cota

As perdas de carga individuais são calculadas de acordo com a expressão 42. Se o valor calculado para o coeficiente for menor que zero, o valor zero é assumido.

$$\zeta_{\text{nível}(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i)(Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j} \quad (42)$$

A perda devido à contração do escoamento na saída do nó é expressa pela equação 43, e é dependente da geometria da saída do nó, das áreas da seção transversal do nó e do conduto de saída e da distribuição das vazões nos condutos de entrada e saída do nó.

$$\zeta_{\text{contr}(j)} = K_m \left(1 - \frac{A_j \cdot \frac{Q_j}{\sum_{i=1}^n Q_i}}{A_m} \right) \quad (43)$$

onde K_m =coeficiente relacionado a geometria da saída do nó.

Perdas por Atrito nos Conduitos e Canais: As perdas de carga que ocorrem do atrito entre o escoamento e as paredes dos conduitos são introduzidas no termo de fricção da equação do momento. A declividade

da linha de energia, I_f , de forma generalizada é expressa pela equação 44.

$$I_f = f \cdot Q^2 \quad (44)$$

onde f é o fator de atrito. O fator de atrito é calculado explicitamente no modelo pela equação de Manning através da equação 45.

$$f = \frac{1}{M^2 A^2 R_h^{4/3}} \quad (45)$$

onde M =número de Manning ($1/n$), A =área e R_h =raio hidráulico.

Condições Iniciais: As condições iniciais referem-se ao primeiro intervalo de tempo $t=0$ de simulação, necessário para inicialização do modelo. O modelo automaticamente adota um valor para a profundidade de escoamento igual a 0,5% da dimensão característica do canal ou conduto (diâmetro ou altura), mas no máximo 0,005m, calculados pela equação de movimento uniforme de Manning. No caso desse valor ser excessivo para o propósito da simulação, os valores podem ser definidos no arquivo dhiapp.ini, que comanda as simulações com o aplicativo.

Condições de contorno: A solução única das equações do escoamento requer apropriadas condições de contorno, no início e fim de todos os condutos e canais. Em alguns casos podem ser expressas como relações biunívocas entre variáveis, como por exemplo, a curva-chave cota-vazão. Na configuração padrão o modelo fornece automaticamente todas as condições de contorno para condutos e canais, fundado na geometria e topologia do sistema. Entretanto, conforme a disponibilidade de tais dados, é possível ainda inseri-las.

Com relação ao balanço do volume no sistema, o modelo distingue dois tipos de condições de contorno: condições de contorno externas e condições de contorno internas. As condições de contorno externas descrevem a interação do sistema modelado com o meio, como adição ou retirada de vazão constante ou variável no tempo, hidrograma calculado, vertedor e bombas descarregando fora do sistema, nível constante ou variável na saída da rede ou relação cota-vazão na saída do sistema.

As condições de contorno internas descrevem relações entre certas partes do modelo como vertedores ou bombas descarregando em poços de visita ou outras estruturas.

Intervalo de tempo de simulação: O modelo inclui dois tipos de otimização do intervalo de tempo da simulação para diminuição do esforço computacional: intervalo de tempo especificado pelo usuário e intervalo de tempo auto-adaptável, controlado pelas condições hidráulicas do modelo na simulação numérica.

No caso da utilização do intervalo de tempo auto-adaptável, utilizado como padrão, o modelo calcula um valor preliminar anterior a computação do intervalo de tempo atual, realizando uma simulação preliminar do sistema. Os intervalos de tempo avaliados partem de um valor mínimo a um máximo especificado pelo usuário, através de um incremento (aceleração do intervalo de tempo) também especificado. O intervalo de tempo máximo para a simulação é limitado por 6 critérios de controle: resolução dos dados de entrada, variação na operação de bombas no sistema, variação do nível da água em pontos da malha, variação nos parâmetros da seção transversal, variação no número de Courant e oscilações nos vertedores. Se algum dos critérios for excedido, o modelo retorna ao último intervalo de tempo válido determinado.

Baseado na solução preliminar, o modelo então faz um julgamento da solução recalculando ou validando os intervalos de tempo para prosseguir a simulação. A solução revisada e validada pelo modelo é então interpolada linearmente no intervalo de tempo máximo.

Critério de Estabilidade: O critério para uma solução estável do esquema de diferenças finitas no modelo é dado pela condição de Courant, dado pela equação 46.

$$C_r = \frac{\Delta t(v + \sqrt{gy})}{\Delta x} \quad (46)$$

onde v =velocidade média (m/s), y =profundidade (m), Δt =intervalo de tempo (s) e Δx =distância entre dois pontos no conduto (m).

Teoricamente o esquema numérico implementado é incondicionalmente estável para qualquer número de Courant, entretanto, na prática esse valor é limitado devido ao critério de precisão do algoritmo de tempo auto-adaptável, que impõe algumas limitações adicionais.

Nas condições dinâmicas, o número de Courant varia continuamente entre intervalos de tempo consecutivos. De modo a evitar problemas de estabilidade e precisão, o número é limitado por um número máximo especificado pelo usuário, conforme a equação:

$$C < \text{MaxCourant}, \text{onde } C = \frac{V \cdot \Delta t}{\Delta x} \quad (47)$$

onde V é a velocidade de escoamento e Δx a distância entre dois pontos computacionais na malha.

4.3. Concepção do sistema de drenagem da bacia Alto da Colina

A representação de um sistema de drenagem real através do aplicativo parte sempre de três elementos fundamentais: os nós, os vínculos existentes entre eles e as funções matemáticas, usadas na representação de algumas estruturas singulares. Os nós representam poços de visita, bacias de retenção, caixas de ligação ou pontos de saída da rede, enquanto que um vínculo pode ser um conduto ou canal aberto. As funções descrevem certos componentes físicos da rede, como vertedores, orifício, bombas ou válvulas de controle. As informações essenciais para montagem do sistema são as características sobre a rede de condutos subterrâneos e áreas de contribuição ao sistema.

Os primeiros elementos a serem inseridos foram os nós. No caso da pesquisa os nós representaram 3 estruturas: poços de visita, bacias de retenção e pontos de saída da rede. As informações necessárias para o estabelecimento de um nó dependem da estrutura a ser representada,

porém as informações sobre a posição (coordenadas x e y) e cotas do terreno e de fundo são dados comuns a todos tipos de nós.

No caso dos poços de visita adicionalmente foram informados o diâmetro, com área equivalente a área da seção transversal das estruturas originalmente quadradas, e o coeficiente K_m , relacionado com o cálculo da perda de carga no escoamento. Para a bacia de detenção os dados inseridos são relacionadas com as características geométricas para o cálculo do volume de armazenamento.

Os vínculos são elementos inseridos sequencialmente aos nós. Um vínculo é sempre definido no mínimo por dois nós. No caso do Parque residencial 3 tipos de vínculos foram utilizados: condutos circulares da rede de microdrenagem, trechos de canais abertos e um trecho de canal com seções transversais variáveis, com 9 seções transversais.

Para definição dos condutos ou canais, as informações necessárias são os nós de montante e jusante, o coeficiente de Manning, o diâmetro ou dimensões do canal, o comprimento e as cotas de montante e jusante. No caso do canal com múltiplas seções, o primeiro procedimento deve ser a introdução individual de cada seção, através de pares ordenados x e y.

A seção múltipla construída foi utilizada para representação de um trecho da Rua 8, mostrada na figura 5 pelo ponto B. A grande variação do relevo da área, um trecho de aproximadamente 154 m, não tornou possível a adoção de uma seção média. Dessa forma, foram utilizadas 9 seções transversais, interpoladas pelo aplicativo a cada 5 metros.

Inicialmente o modelo do sistema de drenagem na área urbana da bacia foi concebido somente com informações sobre a rede de microdrenagem. No entanto na simulação dos maiores eventos observados essa constituição não apresentou bons resultados, especialmente pelas simplificações adotadas pelo modelo na representação das inundações. A técnica padrão utilizada pelo modelo é o armazenamento do volume de inundação em um reservatório fictício sobre o nó, esvaziado gradualmente conforme a rede tenha novamente

capacidade de condução. Esse fato motivou uma investigação e um melhor entendimento dos processos e da dinâmica das inundações na região, resultando na concepção de dois sistemas independentes de propagação do escoamento: um para a rede de condutos subterrâneos e um para a rede de ruas do Parque residencial.

As ruas foram representadas, no aplicativo, por vínculos na forma de canais abertos, com seções transversais médias. Para conexão entre os trechos de ruas, especialmente na interseção de trechos (esquinas) ou nos pontos onde há integração com rede de condutos subterrâneos, utilizaram-se nós do tipo bacia de retenção com volume equivalente a área da seção transversal da rua com comprimento de 1 metro. Nesse caso foram desprezadas as perdas de carga na passagem do escoamento pelo nó, caracterizando a bacia como somente um ponto de conexão entre os trechos de ruas.

Dentre as funções matemáticas disponíveis no aplicativo a única que se tornou necessária na modelagem do sistema de drenagem foi a para representação de vertedores. Esses elementos possuem fundamental importância na aplicação do conceito de drenagem integrada na simulação da rede, uma vez que possibilitam a integração entre o escoamento nas duas camadas de propagação, numa conexão bi-direcional.

Os dados necessários para a introdução da função no aplicativo são a largura da soleira, a cota da crista, os nós interligados e o coeficiente de descarga. A largura da soleira foi considerada igual a das aberturas de captação das bocas-de-lobo (0,75 m), com cota da crista no nível da rua. No caso de captação em ambos lados da rua foi adotado um único para a largura igual a soma das aberturas das bocas-de-lobo contribuintes. A equação que representa a função no aplicativo é dada pela equação 48.

$$Q = C_D \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot (y)^{3/2} \quad (48)$$

onde Q =descarga ($m^3.s^{-1}$), L =largura da soleira (m), y =profundidade (m), g =aceleração da gravidade ($m.s^{-2}$) e C_D =coeficiente de descarga.

Utilizando $C_D=0,38$ e $g=9,8m.s^{-2}$ a equação 48 se reduz a equação 49, usualmente utilizada no dimensionamento da capacidade de engolimento de bocas-de-lobo em projetos de drenagem urbana, utilizada nesta pesquisa.

$$Q_e = 1,7.L.y^{\frac{3}{2}} \quad (49)$$

Por fim, as áreas de contribuição são inseridas como sub-bacias interligadas aos nós. No caso da área urbana, foi utilizado o modelo hidrológico A (tempo-área), que melhor se ajustou na simulação do escoamento na área urbana em simulações preliminares. As informações necessárias são o nó de localização, a área de contribuição, porcentagem de áreas impermeáveis, tempo de concentração, perdas iniciais, fator de redução e o histograma tempo-área sintético ou calculado com base nas características geométricas da bacia. Neste trabalho foi utilizado o histograma tempo-área sintético do tipo 1, apresentado na figura 29 correspondente a áreas de escoamento retangulares, semelhantes as áreas de contribuição na área urbana da bacia. Dois campos não utilizados na pesquisa permitem ainda a inclusão da vazão de esgoto, através da adição de vazão constante ou determinação estimada com base no número de habitantes.

A figura 39 apresenta o esquema geral de funcionamento do sistema de drenagem simulado e as interações entre os diversos elementos representados.

Ao todo, a rede possui 278 elementos entre nós, condutos, canais e vertedores. Um resumo discretizado dos elementos utilizados é apresentado na tabela 10.

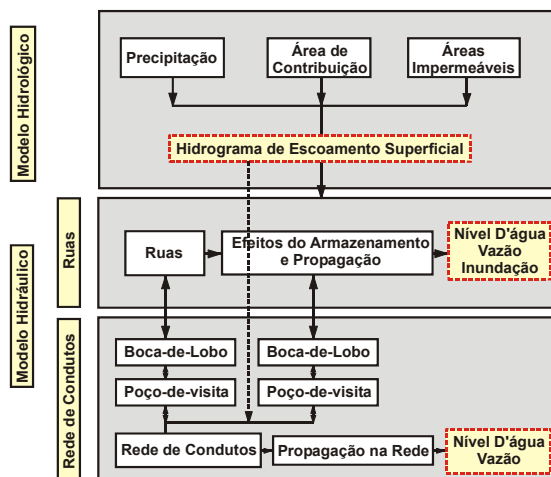


FIGURA 39. Estruturas representadas na modelagem e suas interações, modificado de Mark et al (2001)

TABELA 10. Resumo das estruturas utilizadas na criação do modelo do sistema de drenagem

Sub-bacias de contribuição	47
Pontos de saída da rede	2
Nós da rede de microdrenagem	51
Nós da rede de ruas	38
Vertedores	45
Condutos circulares	53
Canais abertos	42

Para modelagem do escoamento superficial produzido na área rural da bacia optou-se por uma simulação concentrada, isolada da simulação da área urbana da bacia. A simulação dessa contribuição foi essencial para calibração e avaliação dos resultados das simulações na área urbana, uma vez que os hidrogramas observados na estação ACI são consequência da interação entre os escoamentos nas duas regiões.

O modelo que melhor se adaptou às condições da área rural foi o modelo C2 (reservatório linear em cascata), concebido para simulação de áreas rurais com porcentagem de áreas impermeáveis inferiores a 20%. As informações necessárias para as simulações foram a área da bacia, o parâmetro I_b da equação de Horton, as perdas iniciais e o parâmetro T_{lag} . Como o aplicativo não permite simultaneamente simulação da

transformação chuva-vazão por modelos hidrológicos distintos, as simulações foram realizadas individualmente e o hidrograma resultante da contribuição rural foi adicionado ao nó onde inicia a canalização do córrego. A figura 40 apresenta um esquema geral da metodologia adotada na representação do sistema de drenagem.

Algumas simplificações ainda foram adotadas para representação de contribuições menos significativas ao sistema, especialmente de um trecho de rua do Parque Residencial Amaral. O escoamento captado pela rede de microdrenagem proveniente desse trecho, a montante da bacia, se divide ao encontrar o PV em frente a Associação Comunitária dos Parques Residenciais. Uma parcela é conduzida para o Parque Residencial Alto da Colina e outra é desviada para o sistema de drenagem do Parque Residencial Amaral, não considerado por não contribuir diretamente à estação ACI.

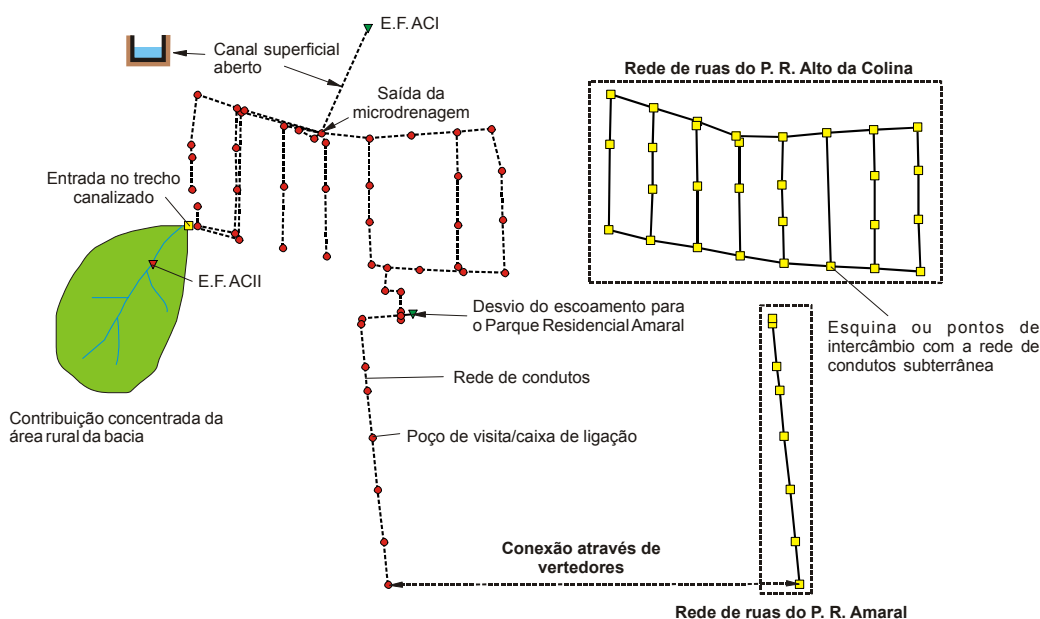


FIGURA 40. Layout final do sistema de drenagem em estudo

No caso de inundação dos PV's o excesso que escoar através do trecho de rua do Parque Residencial Amaral encontra em seu final um canal em solo, tipo vala, de dimensões de 80x80cm. Este canal afluí

diretamente ao córrego, imediatamente antes do encontro com o trecho canalizado. Para consideração dessa parcela do escoamento, o excesso foi adicionado ao nó no ponto de entrada da rede.

Depois de introduzidas todas as características do sistema, para proceder às simulações é necessário informar os parâmetros relacionados ao intervalo de tempo computacional. Os parâmetros são intervalo de tempo máximo e mínimo, aceleração do intervalo de tempo e número máximo de Courant. Esses parâmetros estão relacionados a utilização do algoritmo de tempo auto-adaptável, implementado no modelo para otimizar a simulação, diminuindo o tempo e o esforço computacional. Os intervalos de tempo máximo e mínimo adotado nas simulações foram 60 e 1s, aceleração igual a 1,30 e máximo número de Courant igual a 20, que são os valores padrões adotados pelo modelo.

4.4. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade avaliou a influência da modificação dos parâmetros mais importantes nas variáveis de saída dos modelos utilizados. As variáveis dependentes utilizadas na análise foram a vazão de pico, o volume escoado e o tempo de pico da onda de cheia. Adicionalmente para o módulo de propagação do escoamento, MOUSE HD, avaliou-se a influência da modificação dos parâmetros no nível nos poços de visita e da rede de condutos.

Para análise de sensibilidade dos modelos utilizados na simulação da área urbana (tempo-área e MOUSE HD), selecionou-se o evento do dia 13/11/2001, com precipitação acumulada de 31,14 mm. Desconsiderou-se a contribuição proveniente da parte rural da bacia, para avaliação isolada da modificação dos parâmetros nas variáveis de saída do conjunto de sub-bacias.

Os parâmetros analisados referentes ao modelo A foram perdas iniciais (I_L), porcentagem de áreas impermeáveis (IMP), tempo de

concentração (T_c) e fator de redução (FR). Para o modelo hidrodinâmico MOUSE HD foram avaliados o coeficiente de rugosidade de Manning (n) nos condutos e o coeficiente de perda de carga nos poços de visitas da rede (K_m).

Para o modelo C2, foi utilizado o evento do dia 19/07/2001, com precipitação acumulada de 58,76 mm. Os parâmetros submetidos a análise foram perdas iniciais (I_L), time lag (T_{lag}), fator de redução (FR) e a capacidade mínima de infiltração (I_b).

Por fim ainda realizou-se uma análise de sensibilidade individual dos parâmetros coeficiente de rugosidade de Manning e do coeficiente de perda de carga nos poços de visitas do modelo MOUSE HD, tendo como variáveis, respectivamente, os níveis na rede de condutos e nos poços de visita.

A análise se procedeu sobre um trecho de rede hipotético formado por 3 condutos, 3 poços de visita e 1 ponto de saída da rede. A figura 41 mostra um esquema com as informações sobre o trecho construído. Os elementos em vermelho foram os utilizados na análise, sendo que para o conduto a variável analisada foi determinada no ponto médio de sua extensão.

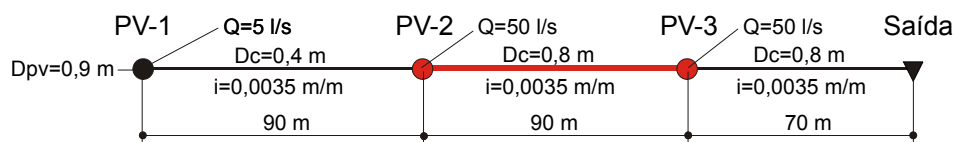


FIGURA 41. Trecho de rede construído para análise

4.5. Calibração dos parâmetros do aplicativo

O processo de calibração objetivou a determinação de um conjunto único de parâmetros para os eventos selecionados, observando o ajuste entre os dados calculados e observados provenientes das estações de monitoramento. Entretanto, a execução do processo tornou-se uma tarefa

complexa e exaustiva, resultando muitas vezes em séries de conjuntos ótimos para cada simulação específica.

Não há uma regra estabelecendo um número mínimo de eventos para constituir um processo de calibração satisfatório. DID (2000) comenta a utilização entre 3 e 6 eventos, sendo estes os mais representativos do prognóstico.

Antes da calibração, avaliou-se ainda, a existência de influências significativas, na modificação da porcentagem de áreas permeáveis na zona urbana, na simulação de eventos em períodos distintos. Entretanto, nas visitas em campo não se observou aumento significativo de áreas permeáveis, em áreas contribuintes ao sistema de drenagem, entre os anos de 2001 e 2003, utilizados na calibração. Assim as simulações nos diferentes períodos se procederam sem modificação dos parâmetros relacionados a cobertura do solo.

A qualidade do ajuste na calibração foi avaliada pelo coeficiente de correlação C, definido como:

$$C = \frac{Cov(Q_0, Q_s)}{\sigma_{Q_0} \cdot \sigma_{Q_s}} \quad (50)$$

onde $Cov(Q_0, Q_s)$ =covariância entre as vazões observadas e calculadas, σ_{Q_0} =desvio padrão das vazões observadas e σ_{Q_s} =desvio padrão das vazões calculadas. Em alguns casos optou-se por ajustes com coeficientes de correlação menores porém com utilização de parâmetros com valores que representassem todo o conjunto.

Não foram realizadas verificações dos conjuntos aplicados a novos eventos. A verificação do conjunto ótimo foi realizada através da simulação com os mesmos eventos utilizados na calibração. No procedimento foram utilizados dados com discretização temporal de 1 minuto.

4.5.1. Calibração do modelo hidrológico C2

A calibração do modelo C2, na área rural da bacia, contou com o ajuste de 3 parâmetros: T_{lag} , I_L e I_b em 21 eventos observados no período de 2001 a 2003. Duas metodologias distintas foram necessárias no procedimento de calibração: uma para eventos de menor intensidade e outra para ajuste dos maiores eventos, apoiada na metodologia de calibração qualitativa citado por Cunge (1980) apud Villanueva & Tucci (2001). A técnica consiste em comparar os resultados das simulações com a localização e grandeza aparente dos alagamentos que ocorrem na bacia, assim como outros fenômenos tais como condições de escoamento em canais abertos, água saindo de poços de visita ou bocas de lobo, etc... A avaliação através de uma segunda metodologia tornou-se necessária devido ao pequeno período de monitoramento (aproximadamente 1 ano) da estação ACII, havendo registro de apenas 2 eventos extremos.

A metodologia de calibração para os eventos de menor intensidade baseou-se no ajuste dos parâmetros através de um processo manual por tentativa e erro, sem a utilização de algoritmos de otimização. Em especial o parâmetro I_b teve, sempre que possível, seu valor mantido fixo, igual ao resultado obtido nos ensaios de infiltração realizados na área rural da bacia.

Os ajustes iniciais dos parâmetros do modelo foram executados individualmente, de modo que os parâmetros T_{lag} e I_L pudessem variar aleatoriamente na busca da melhor relação entre os hidrogramas observados e calculados, avaliada através do coeficiente de correlação.

Para os 5 eventos extremos, utilizados na simulação das cheias, não existem dados observados na estação Alto da Colina II, a montante da área urbana da bacia. Assim tentou-se utilizar, da melhor forma possível, as informações hidrológicas disponíveis. A metodologia utilizou como critério de calibração o resultado obtido pela modificação dos

parâmetros T_{lag} e I_L de modo a fornecer os melhores resultados na comparação entre os hidrogramas observados e calculados na estação ACI, em um processo de calibração conjunto com os modelos A e MOUSE HD. No intuito de considerar ainda um trecho entre a estação ACII e a entrada do córrego no trecho canalizado adicionou-se 18 ha aos 144 ha da área rural da bacia, mostrado na figura 42. O parâmetro I_b foi mantido fixo, conforme os resultados da calibração. Além dos dados de monitoramento fluviométrico e de precipitação foram utilizadas como informações de apoio para calibração dos eventos extremos, registros dos níveis de inundação nas ruas do Parque Residencial Alto da Colina em 2 dos 5 eventos calibrados.



FIGURA 42. Esquema utilizado na simulação dos eventos extremos

Como resultados da calibração dos 21 eventos selecionados, 3 conjuntos de parâmetros foram determinados como mais representativos da série de dados simulada. Os conjuntos de parâmetros foram então utilizados para simulação de todos eventos observados na estação ACII, observando-se o coeficiente de correlação médio resultante, utilizado como fator de avaliação. Os conjuntos foram estabelecidos da seguinte

maneira:

- Conjunto 1: média do parâmetro I_L , T_{lag} igual ao menor valor obtido na calibração dos eventos e I_b correspondente ao resultado dos ensaios em campo;
- Conjunto 2: Média dos parâmetros I_L e T_{lag} e I_b correspondente ao resultado dos ensaios em campo;
- Conjunto 3: Média de todos os parâmetros resultantes da calibração.

4.5.2. Calibração do modelo hidrológico A

Os parâmetros calibrados para o modelo foram I_L , fator de redução e T_c . Foram utilizados 13 eventos, em dois cenários: com e sem a presença de um reservatório de detenção, operado entre os anos de 1999 e 2001.

Inicialmente propôs-se a utilização individual de conjuntos de parâmetros com características discretas para as 47 áreas de contribuição. A metodologia, no entanto, tornou a calibração dependente da avaliação da modificação de muitos conjuntos de parâmetros, e não apresentou bom resultado, principalmente por não se dispor de dados distribuídos de monitoramento para avaliação individual da calibração. Optou-se então, pela utilização de um conjunto geral de parâmetros para todas as áreas. A estimativa de um conjunto geral de parâmetros para todas as áreas se justifica, uma vez que a área urbana apresenta distribuição de tipologias de uso e ocupação do solo aproximadamente homogêneas.

O primeiro cenário, com a presença da bacia de detenção, contou com a simulação de apenas dois dos treze eventos, onde também foi utilizado como parâmetro de calibração o nível do reservatório no início da simulação. Como estimativa inicial dos parâmetros foram utilizados os valores propostos por Meller et al (2003), obtidos na calibração de 5 eventos de pequena magnitude na mesma bacia. Para avaliação dos

hidrogramas produzidos na área rural, utilizaram-se os resultados de simulações com valores dos parâmetros individuais, obtidos no processo de calibração, com modificação da área para consideração da contribuição do trecho incremental. Os ajustes foram executados seguindo a metodologia utilizada no item 4.5.1.

4.5.3. Calibração do modelo MOUSE HD (hidrodinâmico)

Dois parâmetros foram calibrados para o modelo de propagação do escoamento, o coeficiente de rugosidade de Manning da rede de condutos e o coeficiente K_m , relacionado com a perda de carga nos poços de visita. Entretanto, não há informações disponíveis sobre os níveis d'água nos poços de visita e condutos, o que seria desejável para uma avaliação rigorosa do escoamento. Para apoiar o processo de calibração foram utilizadas informações sobre locais onde há ocorrência de pequenas inundações, resultante exclusivamente da ineficiência da rede em pontos isolados do sistema.

A estimativa inicial dos parâmetros baseou-se nos valores adotados na literatura para dimensionamento de redes, com pequenas modificações, na tentativa de melhorar o ajuste entre os hidrogramas observados e calculados no exutório na bacia. A calibração dos parâmetros para os trechos de ruas e canais abertos também seguiu a metodologia anterior, porém tiveram seu ajuste limitado a 5 eventos de maior magnitude, onde houve a ocorrência de inundações.

4.6. Avaliação do sistema de drenagem e mapeamento de áreas de risco

Para avaliação da situação atual do sistema de drenagem, verificação dos pontos críticos da microdrenagem (especialmente para $TR=2$ anos) e níveis de inundação nas ruas, foram simuladas sete cheias

de projeto, com tempos de retorno iguais a 2, 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos. Os hietogramas de projeto utilizados foram construídos através do Método de Chicago, descrito anteriormente, com tempo de duração igual ao maior tempo de concentração da área urbana da bacia, igual a 30 minutos. Os parâmetros utilizados na simulação foram os obtidos através do processo de calibração.

Como resultado das simulações obtiveram-se mapas de inundação para os períodos de retorno simulados. Os mapas foram construídos através dos resultados fornecidos pelo software MIKE VIEW, para visualização dos resultados, e um software de edição gráfica. O intervalo computacional de tempo utilizado para o modelo C2 foi de 1 minuto e para o modelo hidrodinâmico intervalo variável entre 1 e 60 segundos conforme o algoritmo de tempo alto adaptável utilizado na otimização das simulações.

Para análise do risco relacionado à magnitude das enchentes em ruas, existem algumas metodologias baseadas em critérios para garantir a segurança de pedestres e motoristas. O método escolhido baseia-se na pesquisa de Abt et al (1999) apud Nanía et al (2002), que utiliza um índice para identificar quando um humano adulto não possa se manter estável ou se deslocar em uma cheia artificialmente simulada. O índice é calculado pelo produto da profundidade pela velocidade de escoamento nas ruas. Velocidades de escoamento de 0,36 a 3,05 m/s e profundidades de 0,49 a 1,2 m foram consideradas na pesquisa de Abt et al (1999).

Para as condições de escoamento citadas, o autor determinou o valor do índice para a condição de instabilidade entre 0,7 e 2,2 m²/s, dependendo das características físicas como o peso e altura das pessoas. Entretanto independente dessas características, utilizando o valor limite de 0,5 m²/s, o coeficiente de segurança para o pedestre estaria entre 1,4 e 4,2.

A metodologia aplicada na bacia em estudo, contou com a avaliação do índice nos locais predispostos a problemas de inundação,

obtidos das simulações com os hietogramas de projeto e de observações em campo. Foi considerado seguro, valores encontrados para o índice abaixo de $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$.

4.7. Avaliação de alternativas no controle das cheias

Na tentativa de mitigação dos problemas de enchentes no Parque residencial, algumas medidas estruturais foram sugeridas e simuladas. A avaliação de medidas não-estruturais no controle do escoamento é sempre desejada, no entanto a adoção dessas técnicas exigiria uma discretização menor das áreas contribuintes no ambiente urbano, o que estabeleceria um novo processo de calibração do sistema. Mesmo assim, as medidas estruturais foram concebidas de modo a provocar o menor impacto em termos quantitativos ao corpo receptor, não propagando os problemas de inundações para bacias a jusante. A alternativa proposta baseia-se em 3 principais medidas:

- Redimensionamento de trechos da rede de microdrenagem nos cenários atual e futuro;
- Dimensionamento de um reservatório de retenção seco na área rural da bacia;
- Redimensionamento do trecho que faz a ligação entre a área rural e o ponto de saída da rede de microdrenagem;

Para redimensionamento do sistema de microdrenagem estabeleceu-se uma simulação com hietograma de projeto com período de retorno com 2 anos e tempo de duração de 30 minutos, nos cenários atual e futuro. No cenário futuro foi considerada uma situação hipotética extrema com porcentagem de áreas impermeáveis na área urbana igual a 90%.

O tempo de retorno proposto para análise baseia-se na tipologia de ocupação das áreas urbanas da bacia, preponderantemente constituídas por áreas residenciais com pequena ocorrência de estabelecimentos

comerciais. Como critério de redimensionamento considerou-se que todo volume gerado nas áreas contribuintes às bocas-de-lobo deve ser conduzido pela rede de drenagem sem que haja inundação dos poços de visita.

O reservatório foi dimensionado para uma chuva de projeto com 100 anos de período de retorno e tempo de duração igual a 150 minutos (tempo de concentração da área rural). O talude de barramento do reservatório foi posicionado junto a estação fluviográfica ACII e as características geométricas para simulação foram extraídas do levantamento topográfico descrito no item 3.3. As figuras 43 e 44 mostram respectivamente, o reservatório de retenção proposto para o controle de cheias e sua curva cota-volume.

O critério de dimensionamento estabelecido para o trecho canalizado foi ter capacidade hidráulica para receber o escoamento proveniente da área incremental entre a barragem e a entrada da canalização (TR=100 anos), e as contribuições da rua do P.R. Amaral e do descarregador de fundo da barragem. No ANEXO C é apresentado um orçamento simplificado das medidas propostas para o cenário atual.

4.8. Comparação entre metodologias para simulação de inundações na rede de drenagem

A partir das informações resultantes das simulações com as cheias de projeto foram avaliadas e comparadas duas metodologias na propagação do escoamento no caso de inundações: utilizando a técnica padrão do modelo, de armazenamento em reservatórios fictícios sobre os poços de visita e, utilizando o escoamento integrado nas ruas. As simulações das metodologias se concentraram em duas situações em dois pontos específicos do sistema, julgados mais importantes: simulação com TR=2 anos para avaliação do impacto sobre a rede de microdrenagem e simulação com TR=100 anos para avaliação do efeito

sobre o hidrograma no exutório da bacia.

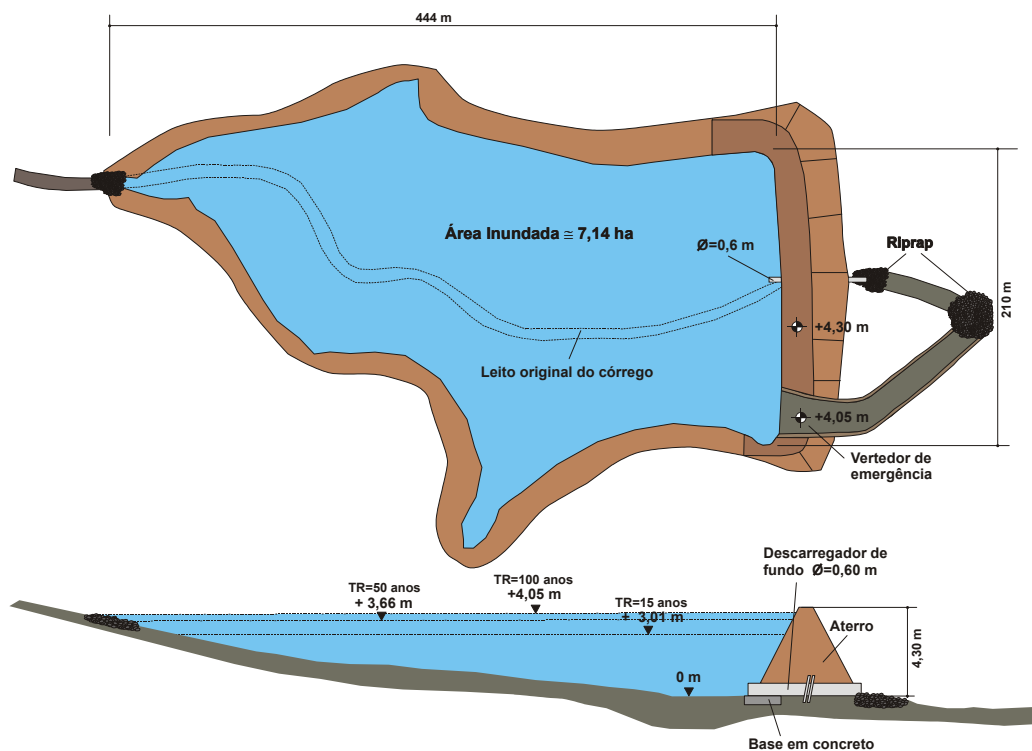


FIGURA 43. Esquema do reservatório de retenção proposto para controle do escoamento na área rural da bacia

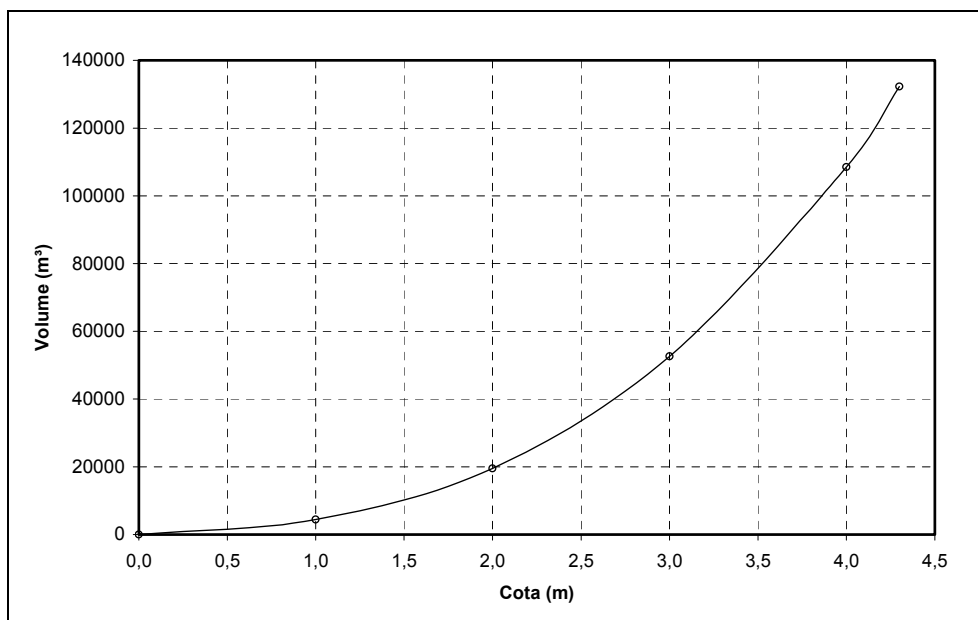


FIGURA 44. Curva cota-volume do reservatório dimensionado

O objetivo da comparação foi mostrar as diferenças nos resultados e os cuidados a serem tomados na utilização de modelos que usem a simplificação de armazenamento do excesso escoado no nó. Embora a diferença entre as metodologias possam ser entendidas analisando suas suposições e formulações teóricas, a quantificação dos resultados é importante, uma vez que permite uma sensibilidade maior, especialmente com relação a grandeza do amortecimento causado nas vazões de pico pelo armazenamento sobre os nós.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO DA APLICAÇÃO DO MODELO

5.1. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade apresentada neste capítulo buscou avaliar o controle dos principais parâmetros em algumas variáveis de saída dos modelos do aplicativo MOUSE. O procedimento contribuiu significativamente no processo de calibração dos parâmetros, além de fornecer subsídios para futuros usuários, uma vez que praticamente não existem informações a respeito na literatura relacionada a esses modelos.

5.1.1. Modelo C2 (reservatório linear em cascata)

Na análise da influência tendo como variável dependente o volume escoado, o parâmetro mais significativo é o que representa as perdas iniciais seguido da capacidade mínima de infiltração (I_b). O parâmetro T_{lag} não apresentou grande influência, pois não interfere no balanço do volume da simulação, apenas causa amortecimento e defasagem no tempo de pico. A figura 45 mostra o resultado da análise.

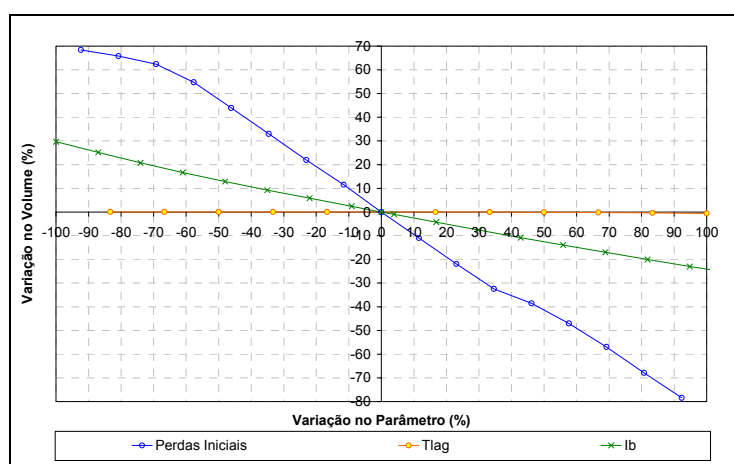


FIGURA 45. Influência da modificação dos parâmetros no volume escoado

Tendo a vazão de pico como variável dependente, os parâmetros que demonstraram maior controle nas simulações foram o T_{lag} , as perdas iniciais e o I_b . A figura 46, mostra a influência da modificação dos parâmetros sobre a vazão de pico.

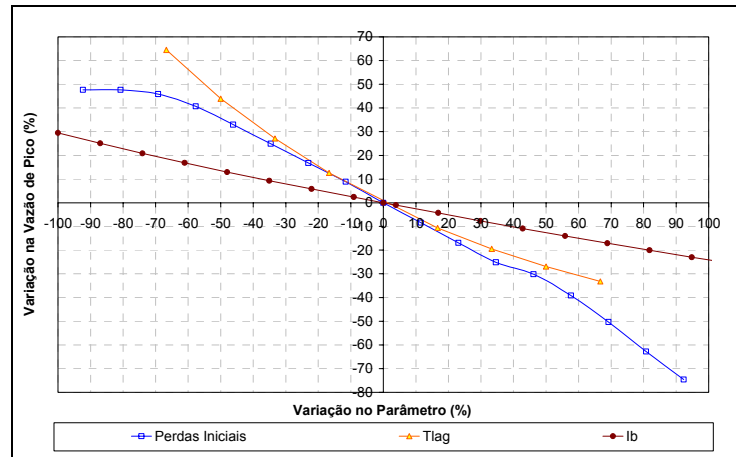


FIGURA 46. Influência da modificação dos parâmetros na vazão de pico

A defasagem entre o tempo de pico observado e considerado ótimo (figura 47) mostrou influência determinante do parâmetro T_{lag} , que representa a constante de tempo utilizada no modelo C2, baseado na teoria do modelo reservatório linear.

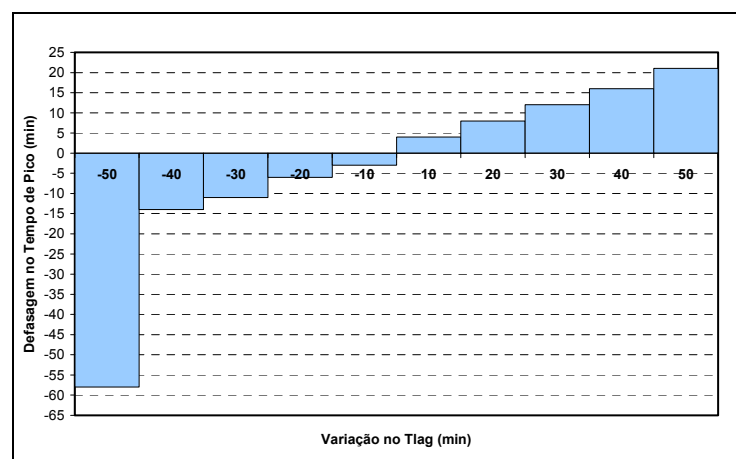


FIGURA 47. Influência da variação do T_{lag} no tempo de pico

5.1.2. Modelos A (tempo-área) e MOUSE HD (hidrodinâmico)

No modelo A, os parâmetros que tem maior controle sobre o volume escoado são na ordem o fator de redução, IMP e perdas iniciais, e de forma quase insignificante o T_c . Os parâmetros do modelo hidrodinâmico se mostraram com pequena influência sobre o volume escoado no exutório da bacia, como mostra a figura 48.

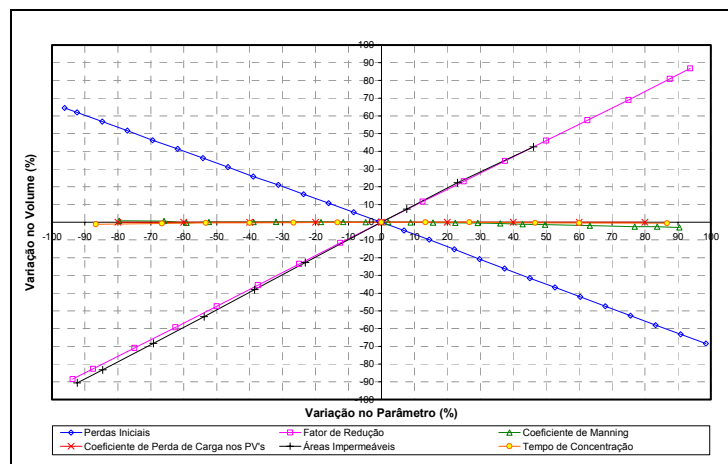


FIGURA 48. Influência da modificação dos parâmetros no volume escoado

Com relação à vazão de pico, os parâmetros fator de redução, IMP e perdas iniciais apresentaram controle similar, com considerável influência também do T_c . Dos parâmetros do modelo de propagação, o que apresentou maior influência foi o número de Manning. O aumento desse parâmetro se reflete diretamente no aumento nos níveis nos condutos da rede e conseqüentemente na ocupação dos poços de visitas. Dessa forma causa significativa atenuação no pico da onda de cheia pelo armazenamento do volume não suportado pela rede de condutos. O parâmetro K_m apresentou influência insignificante sobre a variável. O resultado da análise é mostrado na figura 49.

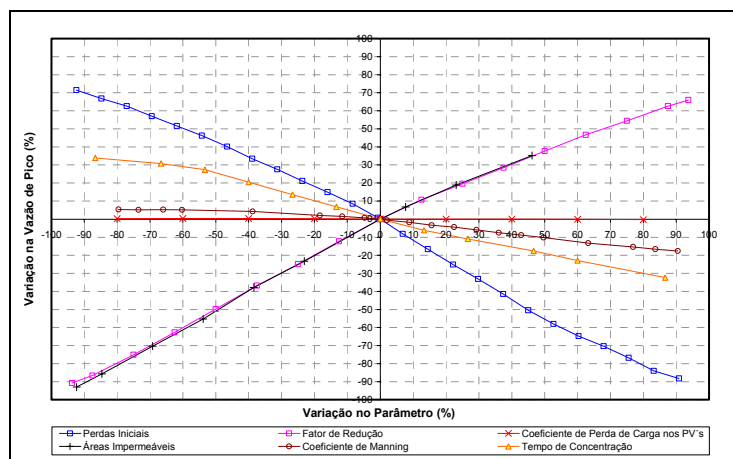


FIGURA 49. Influência da modificação dos parâmetros na vazão de pico

O parâmetro T_c , assim como o T_{lag} para o modelo C2, apresentou forte influência sobre a posição do pico do hidrograma calculado, mostrando uma relação quase linear entre o aumento dos valores e os resultados obtidos. A figura 50 mostra a relação entre o erro no tempo do pico, em relação ao pico observado e a variação do tempo de concentração.

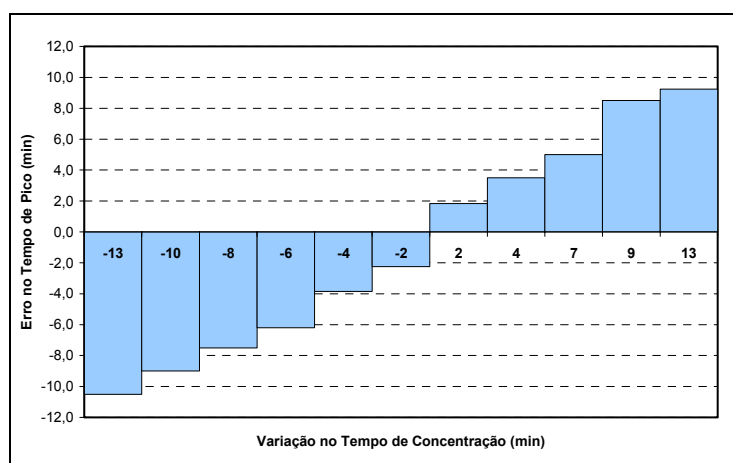


FIGURA 50. Influência da variação do T_c no tempo de pico

A análise individual do modelo hidrodinâmico mostrou a influência dos parâmetros n e K_m no nível do escoamento nos condutos e poços de visita, respectivamente. Os parâmetros mostraram pequena influência

sobre os níveis nas simulações, como mostram as figuras 51 e 52. Na figura 52 ainda, a região hachurada representa a variação no nível nos condutos dentro da faixa utilizada geralmente para projetos de redes de drenagem, com Manning entre 0,013 e 0,017. A variação mostrou que a diferença no nível dos condutos para estes valores é de no máximo 5% em relação ao valor de 0,0147 utilizado na simulação. Isso mostra que na hipótese de disponibilidade de dados para calibração, se os valores resultantes ocupassem a faixa mencionada os erros não causariam modificações extremas na dinâmica das simulações.

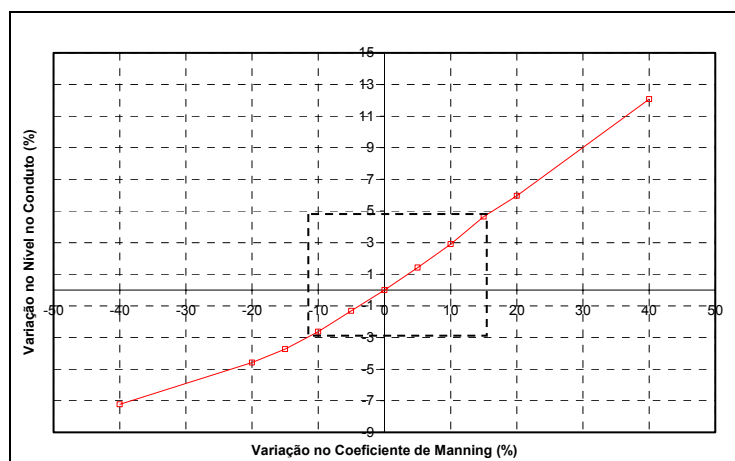


FIGURA 51. Variação no nível dos condutos com n

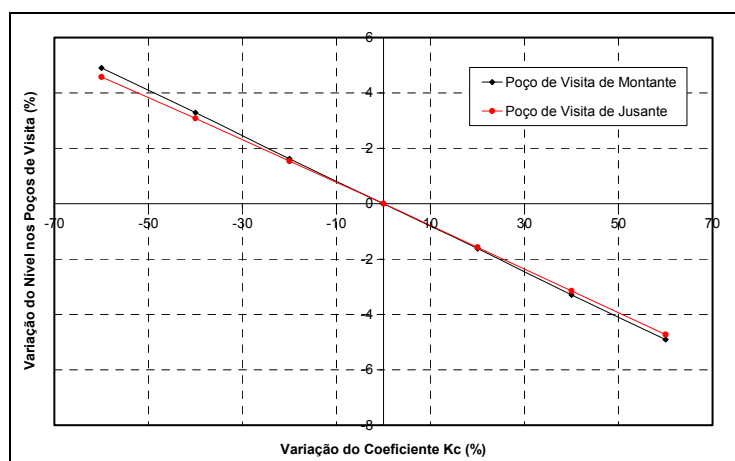


FIGURA 52. Variação no nível dos poços de visita com K_m

5.2. Calibração dos parâmetros

5.2.1. Calibração na área rural

De modo geral a calibração individual dos parâmetros do modelo C2 aos eventos observados apresentou bons resultados, com coeficiente de correlação médio de 0,946 e erros médios na vazão de pico e volume escoado de 4,503 e 15,828%, respectivamente. Os resultados para os 16 eventos em que existem dados disponíveis para a estação ACII são apresentados na tabela 11 e nas figuras 53 a 68.

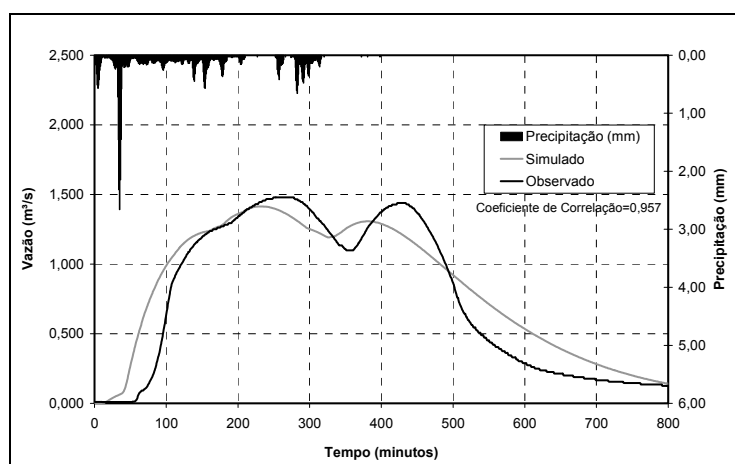


FIGURA 53. Calibração do modelo C2 – Data: 05/06/2001

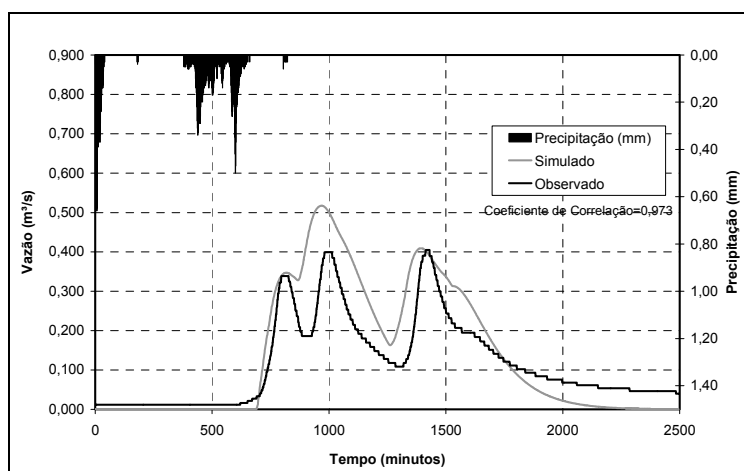


FIGURA 54. Calibração do modelo C2 – Data: 24/06/2001

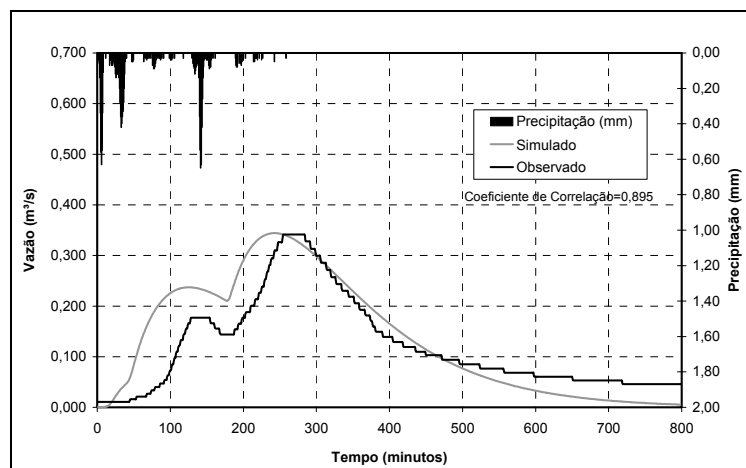


FIGURA 55. Calibração do modelo C2 – Data: 04/07/2001

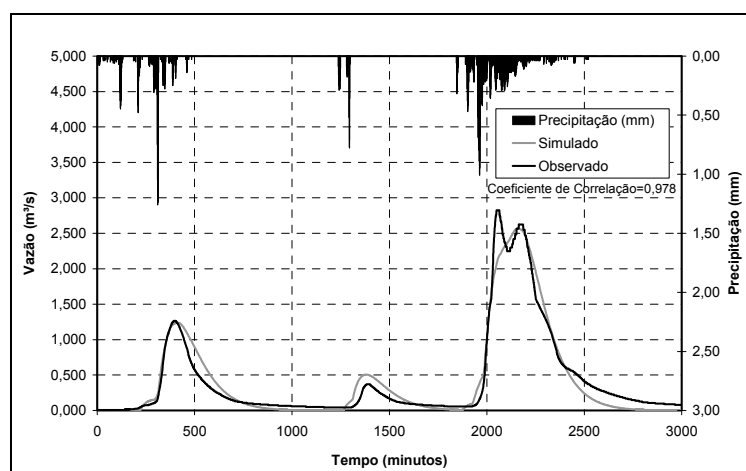


FIGURA 56. Calibração do modelo C2 – Data: 09/07/2001

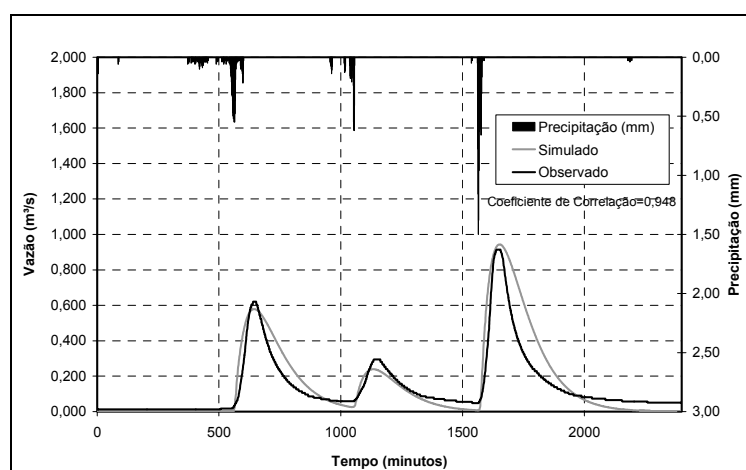


FIGURA 57. Calibração do modelo C2 – Data: 17/07/2001

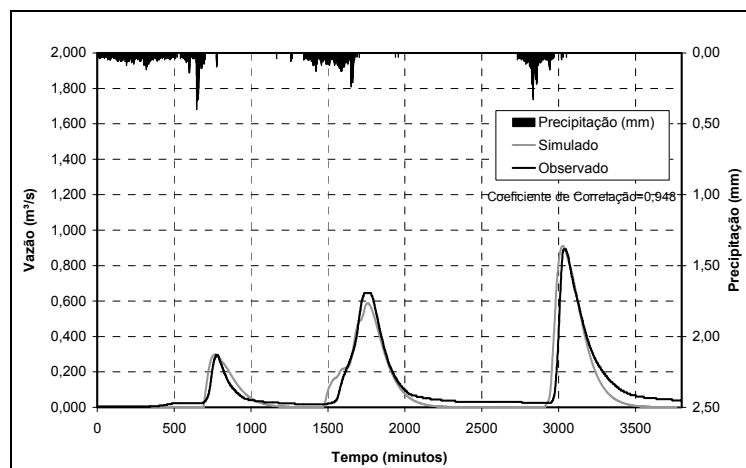


FIGURA 58. Calibração do modelo C2 – Data: 17/08/2001

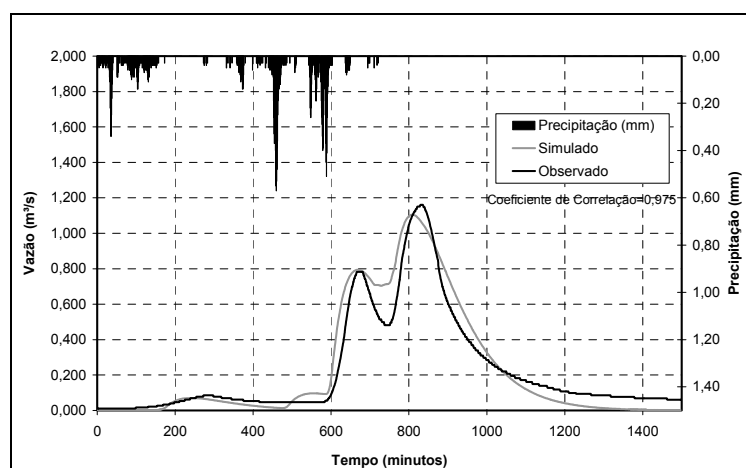


FIGURA 59. Calibração do modelo C2 – Data: 13/09/2001

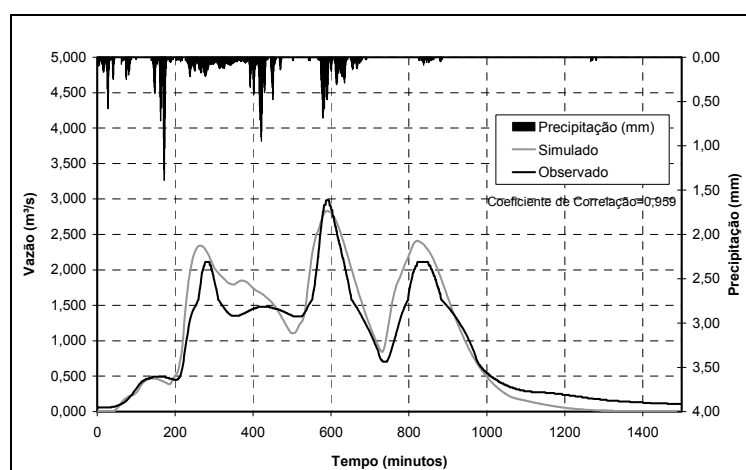


FIGURA 60. Calibração do modelo C2 – Data: 30/09/2001

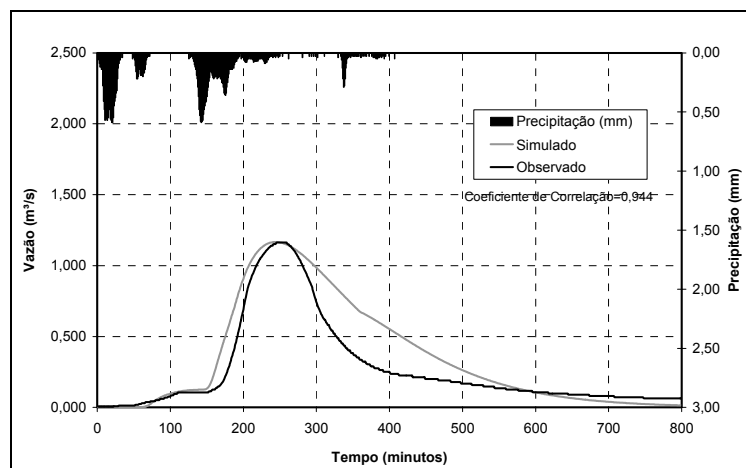


FIGURA 61. Calibração do modelo C2 – Data: 15/10/2001

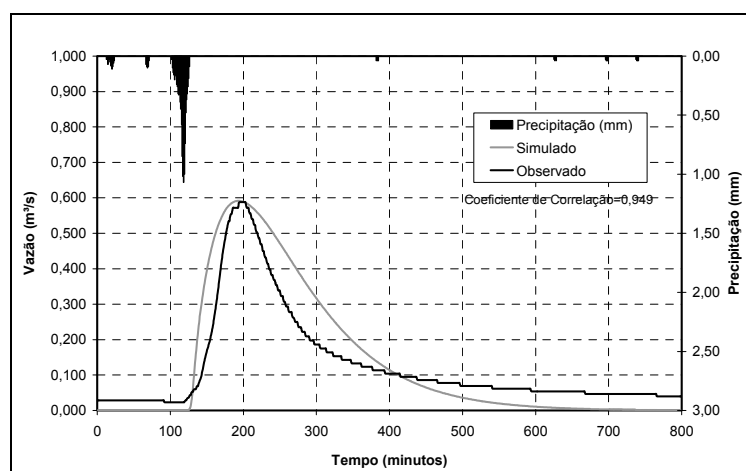


FIGURA 62. Calibração do modelo C2 – Data: 16/10/2001

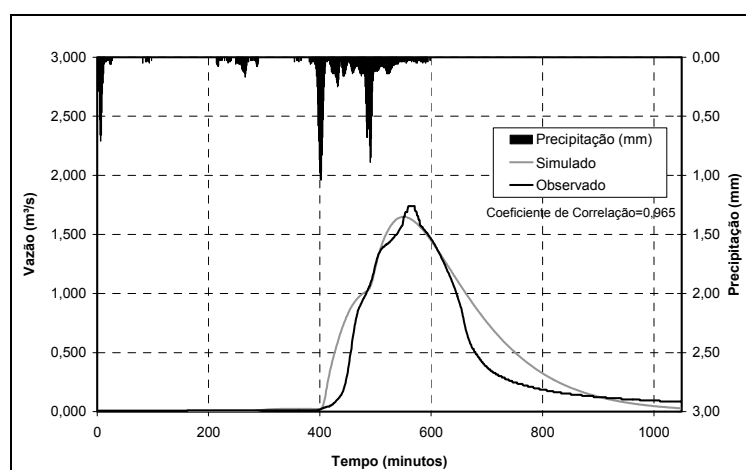


FIGURA 63. Calibração do modelo C2 – Data: 13/11/2001

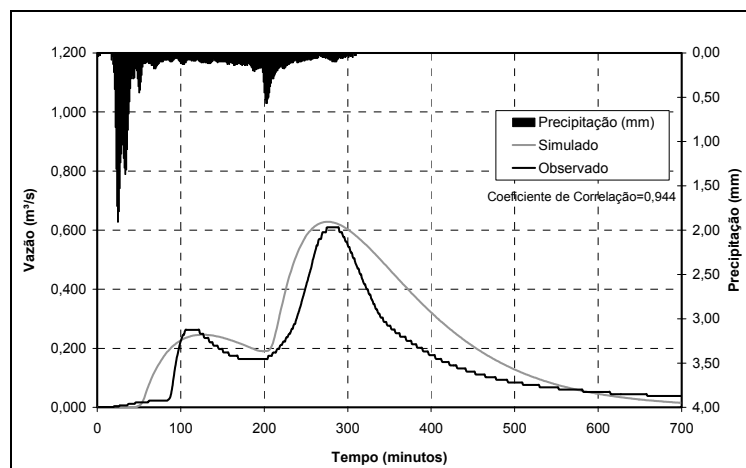


FIGURA 64. Calibração do modelo C2 – Data: 31/01/2002

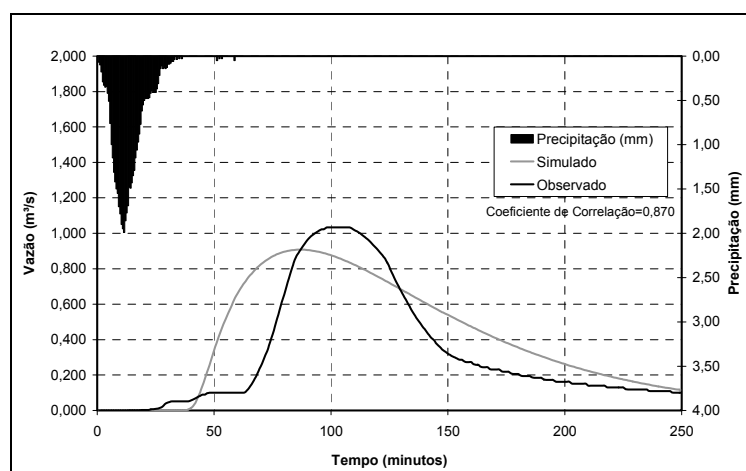


FIGURA 65. Calibração do modelo C2 – Data: 20/02/2002

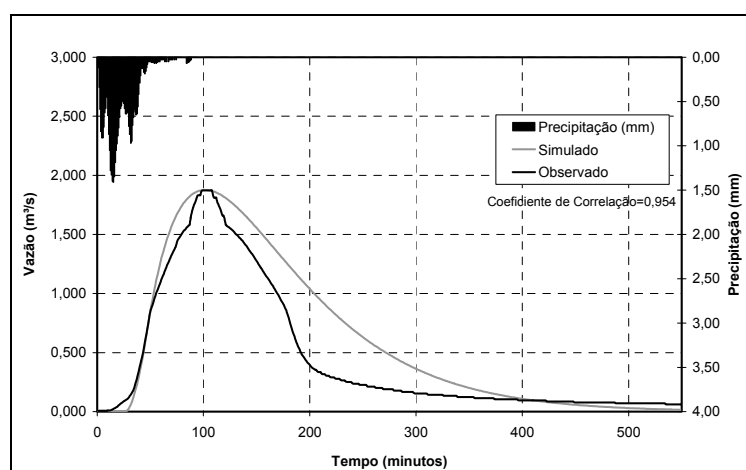


FIGURA 66. Calibração do modelo C2 – Data: 06/03/2002

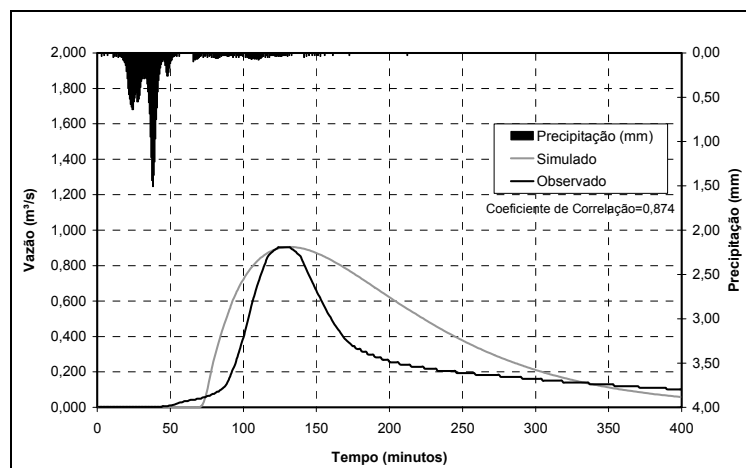


FIGURA 67. Calibração do modelo C2 – Data: 11/03/2002

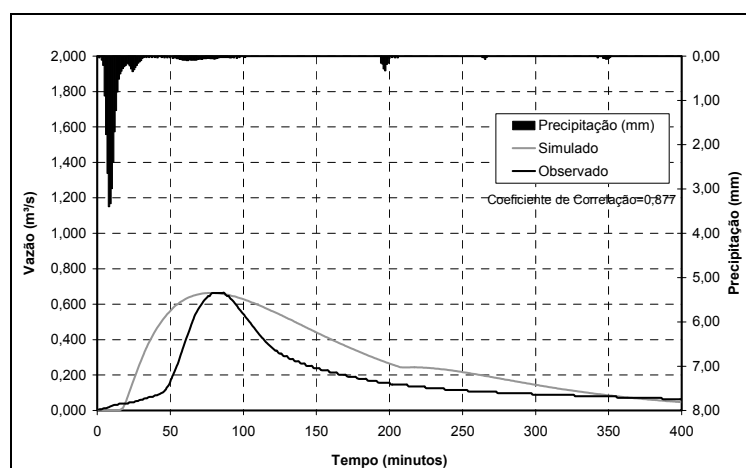


FIGURA 68. Calibração do modelo C2 – Data: 25/03/2002

Os parâmetros que apresentaram maiores variações foram o T_{lag} e as perdas iniciais. Uma possível explicação para as variações pode estar relacionada à dependência dos parâmetros às condições iniciais de umidade do solo na bacia no período que antecede o evento. As figuras 69 e 70 mostram a variação dos parâmetros em função do número de dias antecedentes sem chuva, utilizado como parâmetro indicativo da umidade do solo.

TABELA 11. Resultados do processo de calibração para a área rural da bacia

Evento	Tlag (min)	Perdas Iniciais (m)	I _b (mm/h)	Coefficiente de Correlação	Pico Observado (m³/s)	Pico Calculado (m³/s)	Erro Pico (%)	Volume Observado (m³)	Volume Calculado (m³)	Erro no Volume (%)
05/06/2001	220	0,0005	6,0	0,957	1,479	1,414	4,38	37010,21	40998,49	10,78
24/06/2001	215	0,0071	1,0	0,973	0,405	0,517	27,70	18688,76	21044,75	12,61
04/07/2001	180	0,0015	7,7	0,895	0,341	0,345	1,24	6263,52	6608,58	5,51
09/07/2001	160	0,0070	3,8	0,978	2,826	2,569	9,10	76129,32	75668,75	0,61
17/07/2001	160	0,0030	7,7	0,948	0,915	0,944	3,20	20254,67	22951,50	13,32
19/07/2001*	64	0,0200	7,7	0,982	7,808	7,849	0,52	65213,68	61265,76	6,05
17/08/2001	135	0,0215	2,6	0,948	0,853	0,913	7,06	27222,29	26335,26	3,26
13/09/2001	150	0,0060	2,5	0,975	1,161	1,105	4,80	21936,24	21247,74	3,14
30/09/2001	110	0,0045	2,2	0,959	2,982	2,830	5,09	84379,36	88106,03	4,42
15/10/2001	160	0,0110	6,0	0,944	1,163	1,167	0,32	13139,57	17005,32	29,42
16/10/2001	135	0,0053	7,7	0,949	0,588	0,591	0,58	6185,75	6523,53	5,46
13/11/2001	165	0,005	6,0	0,965	1,740	1,649	5,20	21166,58	25267,59	19,38
31/01/2002	150	0,0230	9,0	0,944	0,610	0,628	3,00	7096,08	9485,56	33,67
20/02/2002	90	0,0365	7,7	0,870	1,034	0,927	10,33	5661,81	6831,43	20,66
06/03/2002	130	0,0189	7,7	0,954	1,873	1,876	0,17	15395,88	20013,44	29,99
11/03/2002	120	0,0178	7,7	0,874	0,904	0,905	0,08	6932,78	8872,39	27,98
19/09/2002*	80	0,0050	7,7	0,987	5,986	5,238	5,99	86420,81	70615,45	18,29
25/03/2002	120	0,0188	7,7	0,877	0,664	0,664	0,06	4623,57	7075,45	53,03
23/02/2003*	100	0,0210	7,7	0,976	4,669	4,744	1,61	41940,62	48668,84	16,04
10/03/2003*	90	0,0180	7,7	0,979	6,543	6,714	2,60	54905,75	59927,98	9,15
16/06/2003*	125	0,0001	7,7	0,942	4,315	4,248	1,54	50903,21	55804,55	9,63
Média	136	0,0120	6,3	0,946	-	-	4,503	-	-	15,828

* Resultado da calibração com base nos eventos observado na estação ACI, na área urbana da bacia

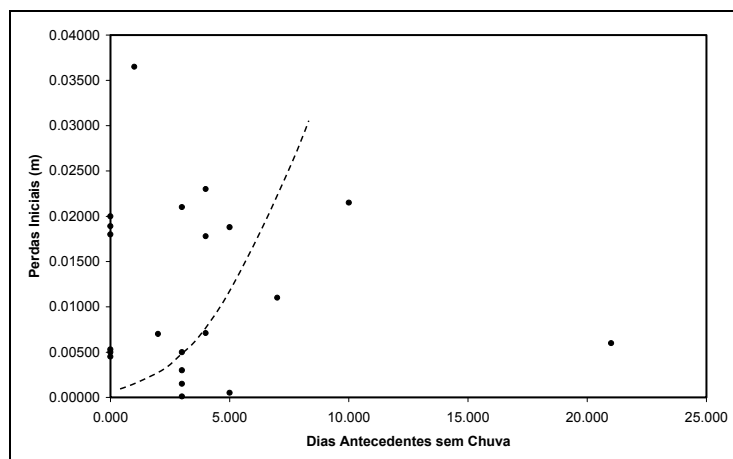


FIGURA 69. Perdas iniciais em função do Número de dias antecedentes sem chuva

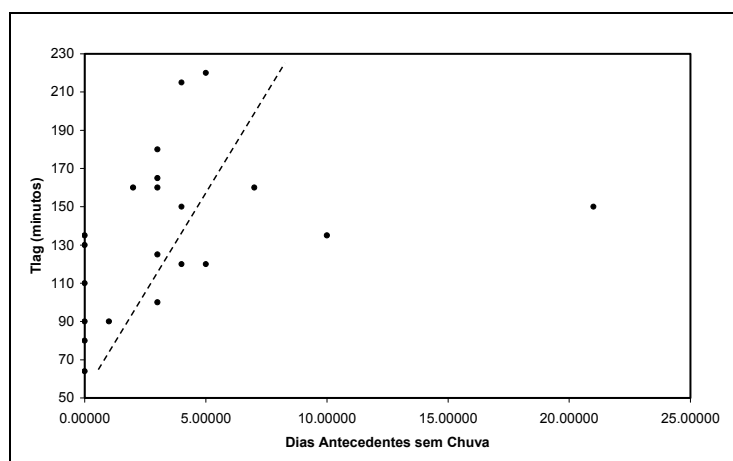


FIGURA 70. T_{lag} em função do número de dias antecedentes sem chuva

Embora as correlações não tenham apresentado uma tendência bem definida, pode-se observar em geral que os eventos com maiores períodos antecedentes de estiagem apresentaram valores mais elevados para as perdas iniciais e para o T_{lag} , relacionado supostamente ao preenchimento parcial de depressões e ao aumento do tempo de saturação do solo.

A vazão de pico também apresentou dependência com o parâmetro T_{lag} nas simulações, como mostra a figura 71.

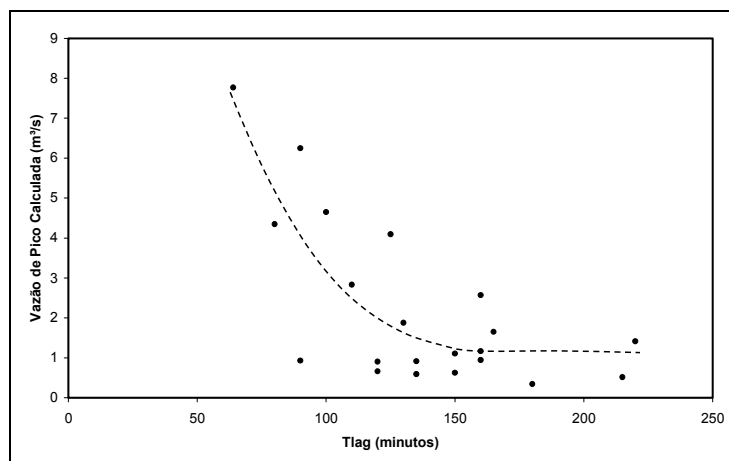


FIGURA 71. Vazão de pico em função do T_{lag}

O parâmetro I_b apresentou variações menores, mantendo valores na maioria das simulações próximos aos determinados nos ensaios em campo e apresentou dependência com a intensidade média da precipitação, como mostrado na figura 72. Alguns trabalhos fornecem subsídios na tentativa de entendimento do fenômeno.

De Roo & Riezebos (1992) observaram a dependência das capacidades máxima e mínima de infiltração e do volume total infiltrado com a intensidade média de precipitação para 3 tipos de solos através de um simulador de chuva. Os autores observaram que sob um acréscimo na intensidade da chuva simulada, a capacidade máxima de infiltração e o volume total infiltrado diminuíram ao contrário da capacidade mínima de infiltração, que aumentou de forma significativa. A diminuição da capacidade máxima e do volume total infiltrado, segundo aos autores, é devida a formação de uma crosta na superfície impedindo a infiltração no solo. Entretanto o aumento da intensidade da chuva causa uma desestruturação da crosta, propiciando um aumento na capacidade mínima, o que poderia explicar a dependência na calibração.

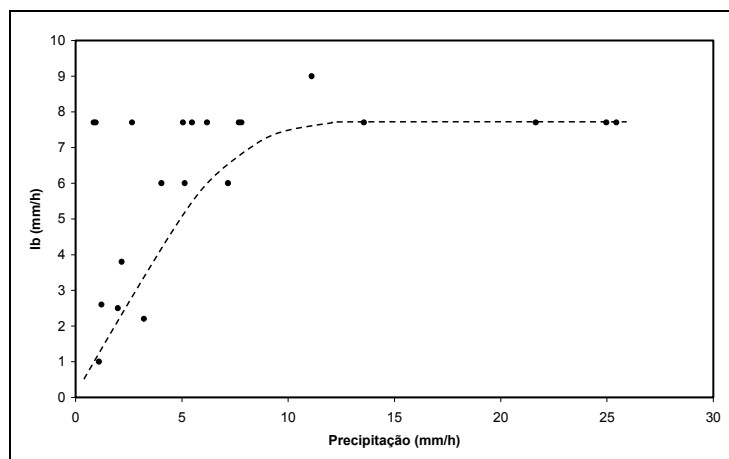


FIGURA 72. I_b em função da Intensidade média da precipitação

Da calibração final dos parâmetros foram estabelecidos 3 conjuntos de parâmetros como mais representativos dos ajustes, mostrados na tabela 12.

TABELA 12. Conjuntos de parâmetros determinados pela calibração

Conjunto de Parâmetros	I_b (mm/h)	Perdas Iniciais (m)	Tlag (min)
1	7,7 ¹	0,012 ²	60 ³
2	7,7 ¹	0,012 ²	136 ²
3	6,3 ²	0,012 ²	136 ²

¹ ensaios em campo ² média da calibração ³ menor valor da calibração

A tabela 13 apresenta os resultados da verificação dos conjuntos em função do coeficiente de correlação, utilizado para medir a qualidade do ajuste. O conjunto 3 apresentou melhor coeficiente de correlação médio, ligeiramente maior que o obtido na verificação do conjunto 2. Entretanto, adotou-se como parâmetros ótimos os do conjunto 2, especialmente pela utilização do valor do parâmetro I_b , obtido da média ponderada dos ensaios de infiltração. A tabela 14 mostra a verificação do conjunto de parâmetros selecionado a todos os eventos observados, considerando o parâmetro de perdas iniciais livre.

TABELA 13. Resultados da verificação dos conjuntos de parâmetros

Evento	Coeficiente de Correlação		
	Conjunto 1	Conjunto 2	Conjunto 3
05/06/2001	0,614	0,944	0,954
24/06/2001	0,302	0,542	0,599
04/07/2001	0,647	0,917	0,917
09/07/2001	0,713	0,961	0,972
17/07/2001	0,576	0,793	0,799
17/08/2001	0,386	0,665	0,717
13/09/2001	0,728	0,972	0,975
30/09/2001	0,764	0,940	0,947
15/10/2001	0,670	0,921	0,934
16/10/2001	0,027	0,027	0,027
13/11/2001	0,728	0,976	0,978
31/01/2002	0,178	0,608	0,669
20/02/2002	0,533	0,813	0,814
06/03/2002	0,798	0,951	0,951
11/03/2002	0,585	0,861	0,863
25/03/2002	0,520	0,856	0,856
Média	0,546	0,795	0,809

A verificação do conjunto escolhido, mostrou que os resultados são razoáveis com coeficiente de correlação médio de 0,878. O erro médio na verificação foi de 22,20 % para a vazão de pico e 36,24% para o volume escoado, diminuindo para 15% e 25% respectivamente, se forem considerados 75% dos eventos. A figura 73 apresenta o resultado da verificação em relação a vazão de pico e ao volume escoado.

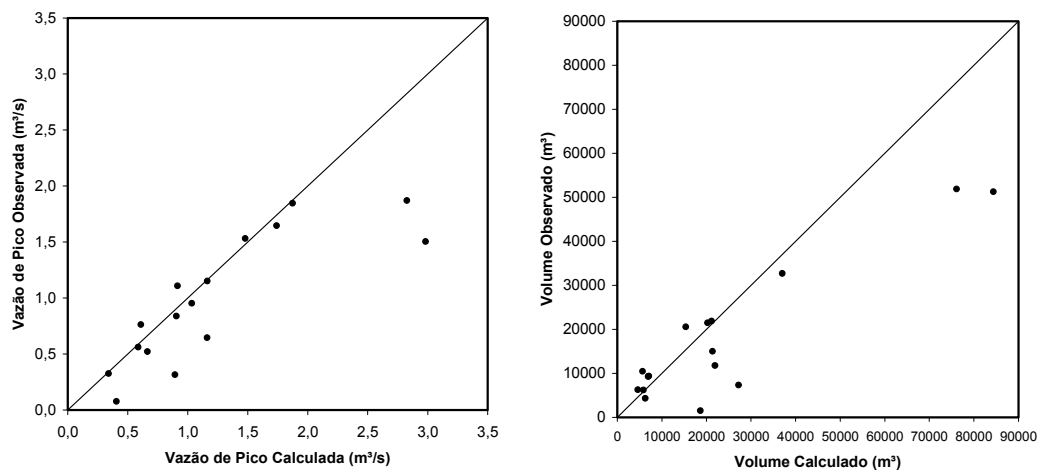


FIGURA 73. Resultado da simulação da vazão de pico e volume escoado com parâmetros médios em função dos valores observados

TABELA 14. Verificação do conjunto 2 de parâmetros para os eventos observados na estação ACII

Evento	Perdas Iniciais (m)	Coefficiente de Correlação	Maxima Diferença Positiva (m³/s)	Maxima Diferença Negativa (m³/s)	Vazão de Pico Observada (m³/s)	Vazão de Pico Calculada (m³/s)	Erro na Vazão de Pico (m³/s)	Volume Observado (m³)	Volume Calculado (m³)	Erro no Volume (%)
05/06/2001	0,0040	0,811	1,136	-0,586	1,479	1,532	3,60	37010,21	32713,02	11,61
24/06/2001	0,0085	0,609	0,011	-0,402	0,405	0,076	81,27	18688,77	1530,14	91,81
04/07/2001	0,0055	0,939	0,094	-0,074	0,341	0,324	4,99	6263,53	4351,44	30,53
09/07/2001	0,0000	0,939	0,274	-1,165	2,826	1,870	33,84	76129,32	51885,55	31,85
17/07/2001	0,0060	0,951	0,492	-0,089	0,915	1,108	21,11	20254,67	21489,17	6,10
17/08/2001	0,0185	0,680	0,169	-0,625	0,893	0,314	64,81	27222,30	7369,58	72,93
13/09/2001	0,0018	0,965	0,103	-0,560	1,161	0,646	44,38	21936,25	11797,20	46,22
30/09/2001	0,0010	0,938	0,118	-1,524	2,982	1,503	49,60	84379,37	51285,36	39,22
15/10/2001	0,0100	0,877	0,382	-0,586	1,163	1,151	1,03	21379,96	14985,63	29,91
16/10/2001	0,0055	0,947	0,215	-0,050	0,588	0,561	4,56	5881,94	6225,38	5,84
13/11/2001	0,0006	0,957	0,714	-0,229	1,740	1,646	5,39	21166,59	21876,17	3,35
31/01/2002	0,0260	0,922	0,309	-0,143	0,610	0,761	24,78	7096,08	9388,27	32,30
20/02/2002	0,0345	0,824	0,548	-0,088	1,034	0,953	7,82	5661,81	10449,14	84,56
6/03/2002	0,0185	0,943	0,695	-0,093	1,873	1,846	1,47	15395,88	20582,12	33,69
11/03/2002	0,0175	0,869	0,496	-0,065	0,904	0,838	7,25	6932,79	9308,27	34,26
25/03/2002	0,0193	0,871	0,268	-0,147	0,664	0,521	21,51	4623,58	6271,02	35,63
Média	-	0,878	-	-	-	-	22,20	-	-	36,24

5.2.2. Calibração na área urbana

A calibração do modelo para a área urbana da bacia contou com o ajuste simultâneo dos parâmetros dos modelos tempo-área e MOUSE HD. Em especial os parâmetros do modelo MOUSE HD tiveram seus valores fixados em todas as simulações depois de pequenos ajustes das estimativas iniciais obtidas junto à literatura sobre o assunto. Uma avaliação da calibração mais rigorosa só poderia ser feita com dados de monitoramento na rede de microdrenagem, não disponíveis. A tentativa de variação dos parâmetros n e K_m na busca de melhores ajustes em diferentes eventos poderia levar a resultados com um nível de incerteza ainda maior, já que os dados utilizados na calibração mascararam os efeitos desses parâmetros. Mesmo assim os valores utilizados parecem ser coerentes, uma vez que a calibração apresentou bom resultado na comparação com os níveis de inundação observados e simulados. As figuras 74 a 86 e a tabela 15 apresentam os resultados da calibração.

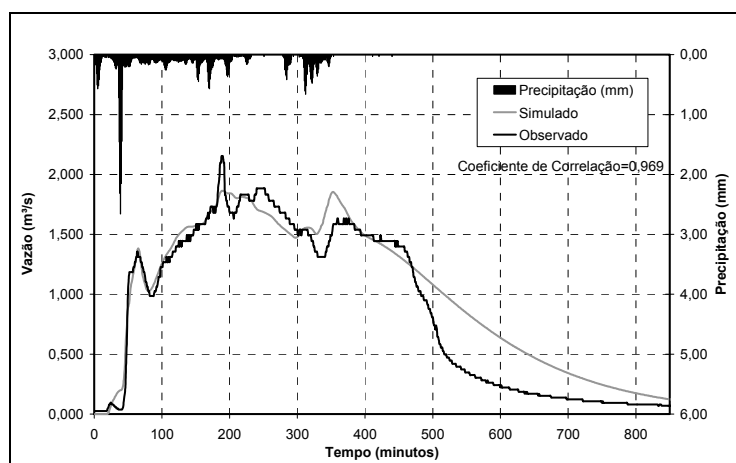


FIGURA 74. Calibração da área urbana da bacia – Data: 05/06/01

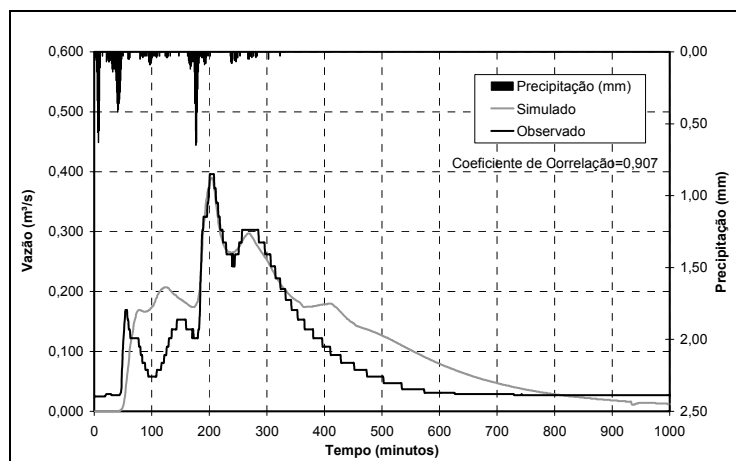


FIGURA 75. Calibração da área urbana da bacia – Data: 04/07/01

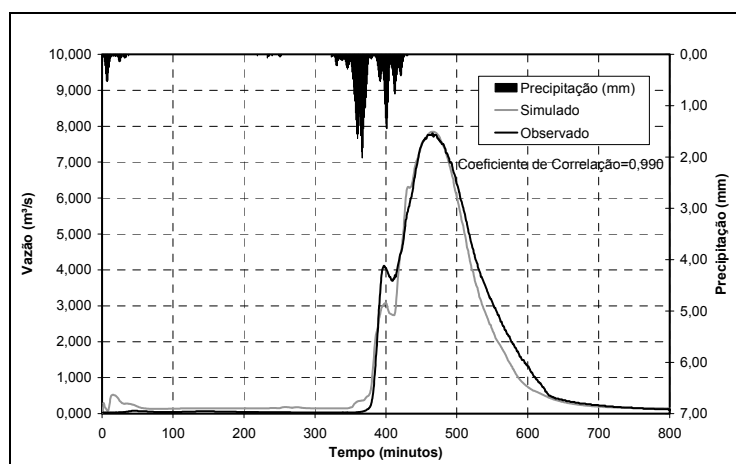


FIGURA 76. Calibração da área urbana da bacia – Data: 19/07/01

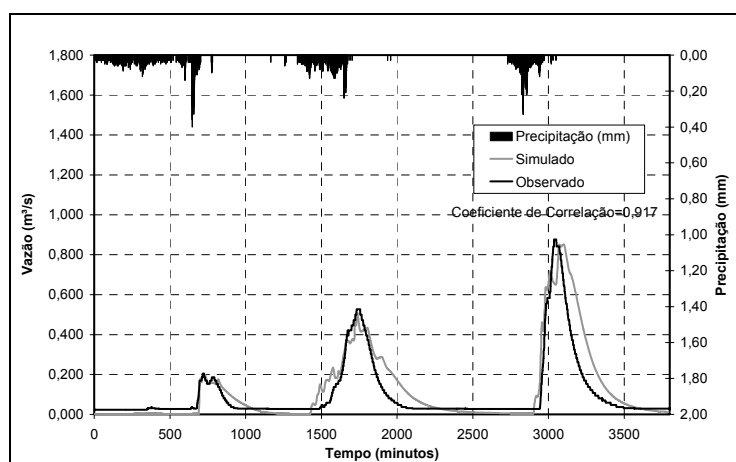


FIGURA 77. Calibração da área urbana da bacia – Data: 17/08/01

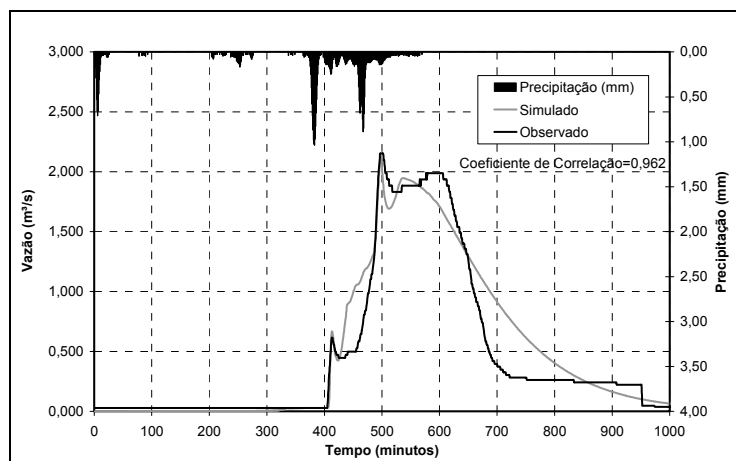


FIGURA 78. Calibração da área urbana da bacia – Data: 13/11/01

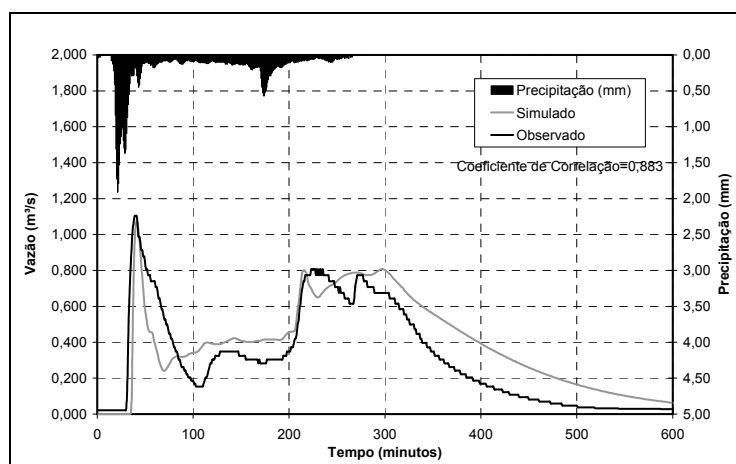


FIGURA 79. Calibração da área urbana da bacia – Data: 31/01/02

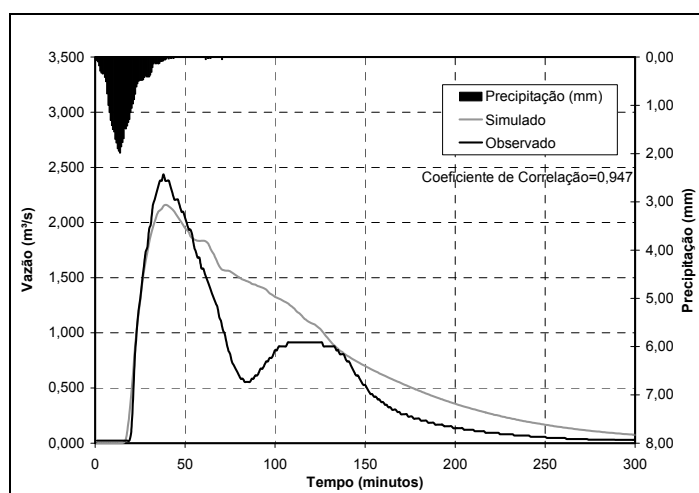


FIGURA 80. Calibração da área urbana da bacia – Data: 20/02/02

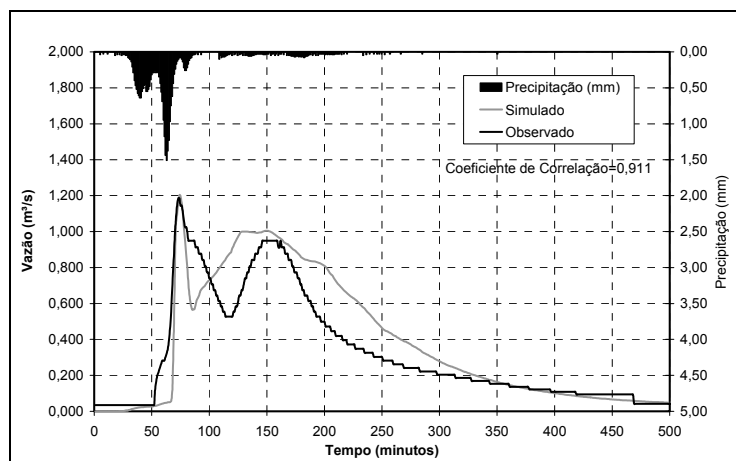


FIGURA 81. Calibração da área urbana da bacia – Data: 11/03/02

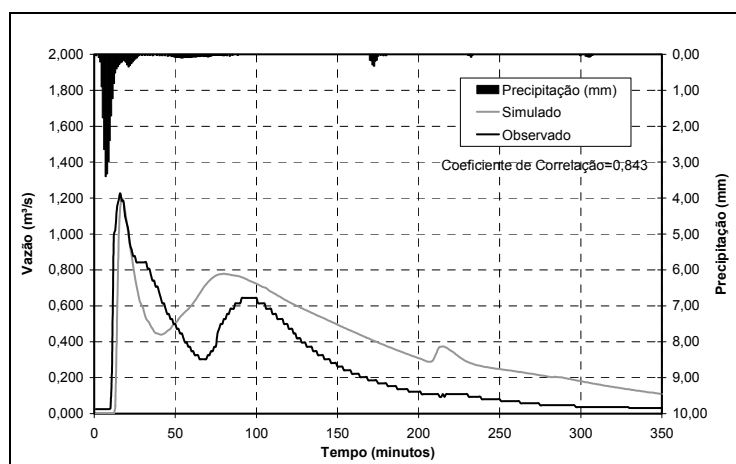


FIGURA 82. Calibração da área urbana da bacia – Data: 25/03/02

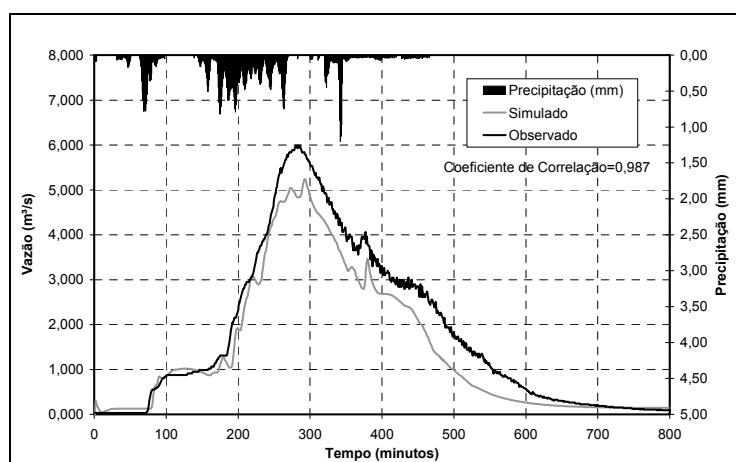


FIGURA 83. Calibração da área urbana da bacia – Data: 19/09/02

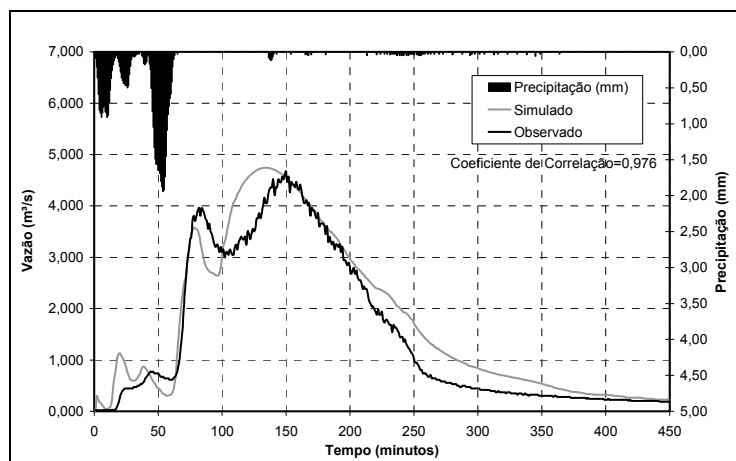


FIGURA 84. Calibração da área urbana da bacia – Data: 23/02/03

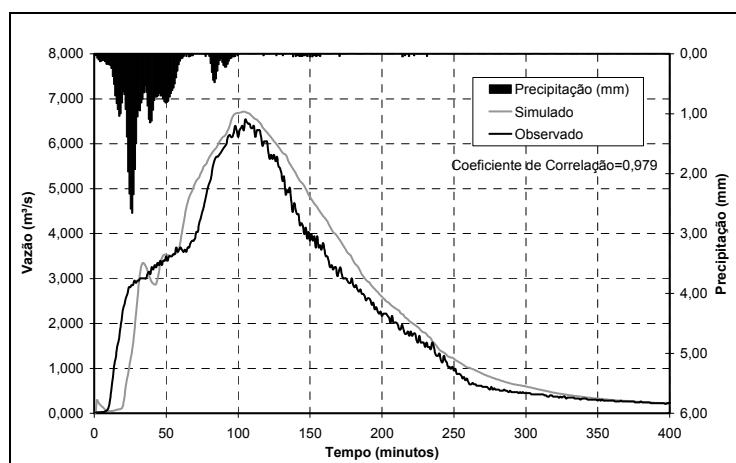


FIGURA 85. Calibração da área urbana da bacia – Data: 10/03/03

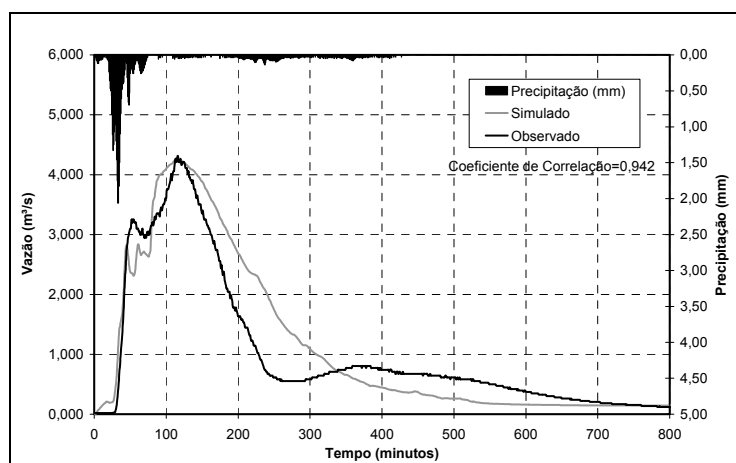


FIGURA 86. Calibração da área urbana da bacia – Data: 16/03/03

TABELA 15. Resultado da calibração na área urbana

Evento	Perdas Iniciais (m)	T _c (min)	Fator de Redução	Nível da bacia (m)	n (condutos)	n (ruas)	n (canais abertos)	K _m	Coefficiente de Correlação	Erro Pico (%)	Erro no Volume (%)
05/06/01	0,0010	25	0,70	114,16	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,969	13,36	14,47
04/07/01	0,0060	25	0,55	114,36	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,907	1,42	25,75
19/07/01*	0,0001	1	0,65	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,990	0,52	6,05
17/08/01	0,0220	1	0,65	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,917	2,91	20,56
13/11/01	0,0130	1	0,60	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,962	0,81	9,49
31/01/02	0,0130	1	0,58	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,883	2,39	24,28
20/02/02	0,0000	25	0,58	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,947	11,46	32,68
11/03/02	0,0150	1	0,70	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,911	1,24	14,64
25/03/02	0,0110	1	0,58	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,843	2,44	49,86
19/09/02*	0,0001	1	0,65	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,987	12,84	18,28
23/02/03*	0,0050	1	0,80	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,976	1,60	16,04
10/03/03*	0,0030	1	0,80	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,979	2,601	9,147
16/06/03*	0,0001	1	0,65	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,942	1,53	9,629
Média	0,0071	-	0,66	-	0,0147	0,017	0,020	0,50	0,94	4,24	19,28

* Eventos que provocaram inundações

Os mapas de inundação apresentados nas figuras 87 e 88 apresentam os níveis alcançados nas ruas para os eventos dos dias 19/09/02 e 10/03/02, com dados disponíveis somente para a Rua 8, indicada nas figuras.



FIGURA 87. Mapa de inundação para o evento do dia 19/09/02



FIGURA 88. Mapa de inundação para o evento do dia 10/03/03

Os resultados da calibração se mostraram satisfatórios, com coeficiente de correlação médio de 0,94 e erros na vazão de pico e volume escoado de 4,24 e 19,28%, respectivamente. O parâmetro que representa as perdas iniciais apresentou as maiores variações, também apresentando uma dependência com as condições iniciais em

concordância com o resultados das calibrações para a área rural da bacia (figura 89).

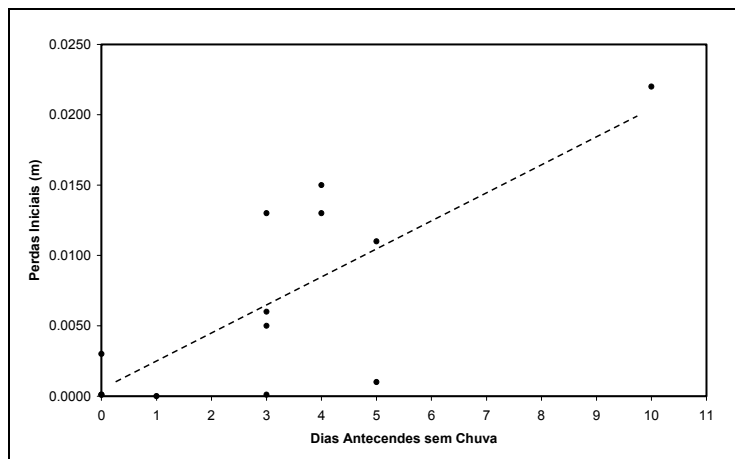


FIGURA 89. Perdas iniciais em função do número de dias antecedentes sem chuva

O parâmetro T_c apresentou variação apenas em 3 eventos, nos demais manteve valor constante igual a 1 minuto com bons resultados. O parâmetro fator de redução, que representa as perdas contínuas durante a simulação, apresentou variações menores, entre 0,55 e 0,80, com média de 0,66 e desvio padrão de 0,08.

Na comparação entre os valores dos níveis máximos observados e simulados nos eventos dos dias 19/02/02 e 10/03/03, apresentados na tabela 16, obtiveram-se erros de 24,88% e 9,19% nos níveis alcançados.

TABELA 16. Comparação nos níveis observados e simulados na Rua 8

Evento	Observado (m)	Simulado (m)	Erro (%)
10/03/03	0,88	0,80	9,19
19/09/02	0,85	0,64	24,88

Os erros nos níveis de inundação podem estar associados a vários fatores, entre eles, erros no ajuste dos hidrogramas da área rural ou cometidos na representação da topografia do terreno e ruas.

Especialmente no evento do dia 19/09/2002 pode-se observar um erro na vazão de pico de 12,84% e de 18,28% no volume escoado, o que poderia explicar o erro maior no nível de inundação simulado.

O conjunto ótimo de parâmetros foi estipulado como sendo a média dos parâmetros obtidos na calibração, com exceção do parâmetro T_c , para o qual foi utilizado o valor igual a 1 minuto que apresentou melhor ajuste em 10 dos 13 eventos calibrados.

5.3. Avaliação do sistema de drenagem

A simulação das chuvas de projeto, com diferentes períodos de retorno, forneceu informações importantes sobre a dinâmica das inundações na região e sobre a capacidade hidráulica da rede. Para o período de retorno de 2 anos, utilizado como base para o redimensionamento da rede, a simulação mostrou inundações significativas, resultantes preponderantemente da ação da onda de cheia da área rural sobre as ruas do parque residencial.

A figura 90 apresenta os hidrogramas resultantes das simulações na área urbana da bacia. Pode-se observar a semelhança no comportamento das simulações com os eventos observados na estação ACI. Em um primeiro momento há contribuição do escoamento produzido pela área urbana, que apresenta vazões de pico menores e que em eventos extremos causam apenas algumas inundações de menor magnitude em pontos bem específicos do sistema. A chegada da onda da cheia da área rural da bacia representa a maior parte do volume escoado na estação ACI e é responsável pelas maiores inundações, com níveis simulados próximos a 1 metro na Rua 8 para os maiores períodos de retorno.

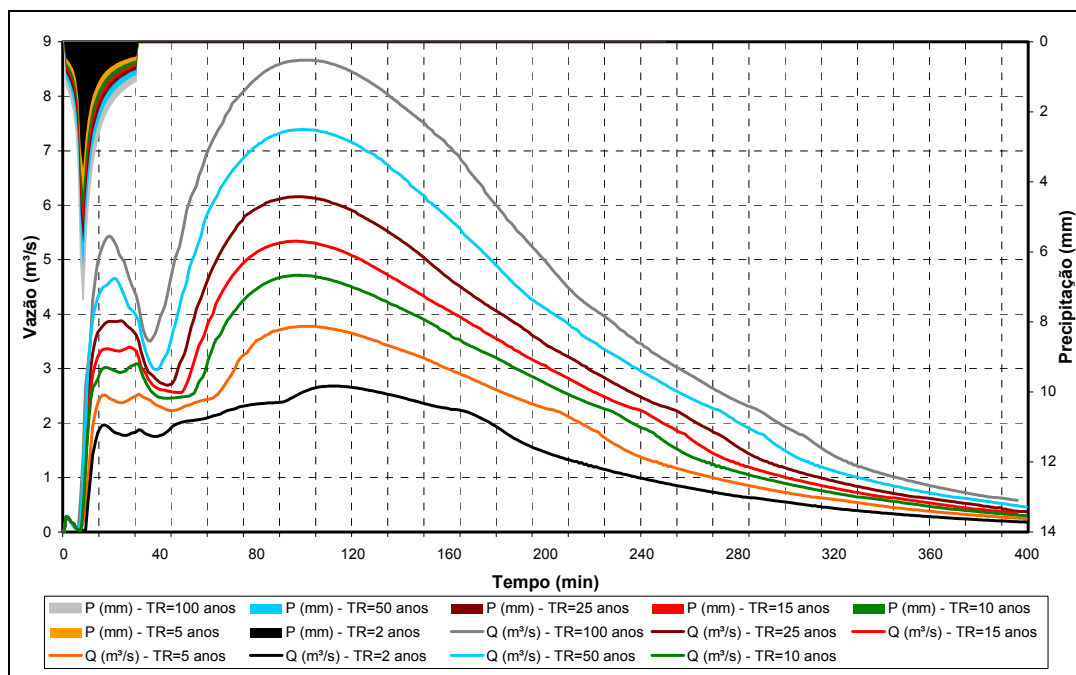


FIGURA 90. Hidrogramas de cheias simulados na área urbana

Na sequência são apresentados os mapas de inundação com os níveis máximos para os períodos de retorno de 2, 15, 50 e 100 anos. As inundações são resultado da interação entre os escoamentos gerados na área rural e nas áreas urbanas da bacia.



FIGURA 91. Mapa de inundação nas ruas para TR= 2 anos



FIGURA 92. Mapa de inundação nas ruas para TR= 15 anos



FIGURA 93. Mapa de inundação nas ruas para TR= 50 anos



FIGURA 94. Mapa de inundação nas ruas para TR= 100 anos

Mapa de detalhe da área urbana de São José do Rio Preto, apresentando a rede de drenagem urbana e o sistema de microdrenagem. O mapa mostra ruas numeradas de 1 a 9, com setas indicando a direção do escoamento. Um ponto de saída da microdrenagem é marcado com uma seta amarela, e o escoamento da área rural é indicado por uma seta verde. A rota de escoamento nas ruas é mostrada por setas vermelhas. A escala gráfica indica 50 metros.

Também se pode observar nas visitas em campo que as inundações com magnitude de até 10 cm não causam maiores problemas, e ocupam basicamente as sarjetas do sistema de microdrenagem. A figura 96 mostra fotos das inundações nos pontos críticos da figura 95.



FIGURA 96. Fotos das ruas sujeitas a alagamentos durante eventos de cheia

A figura 97 mostra o efeito da chuva de projeto com período de retorno de 2 anos sobre a rede de microdrenagem, sem consideração do escoamento através das ruas. É importante salientar que nessa simulação os níveis de inundação nos poços de visita servem somente como parâmetro indicativo de inundações em cada estrutura, uma vez que representam os níveis dos reservatórios fictícios sobre os poços de visita, na metodologia tradicional do modelo.

Pode-se observar que nessa simulação (figura 97) já acontecem inundações significativas nos poços de visita, sendo o trecho definido como crítico o local com maiores problemas de inundação causados exclusivamente pela ineficiência da rede. O problema se deve a combinação de diâmetros inadequados, de 20cm no começo do trecho (PV-1), e da característica do trecho de rua que propicia um armazenamento do excesso escoado. A figura 98 apresenta o perfil longitudinal do trecho crítico, mostrando as inundações nos poços de visita.

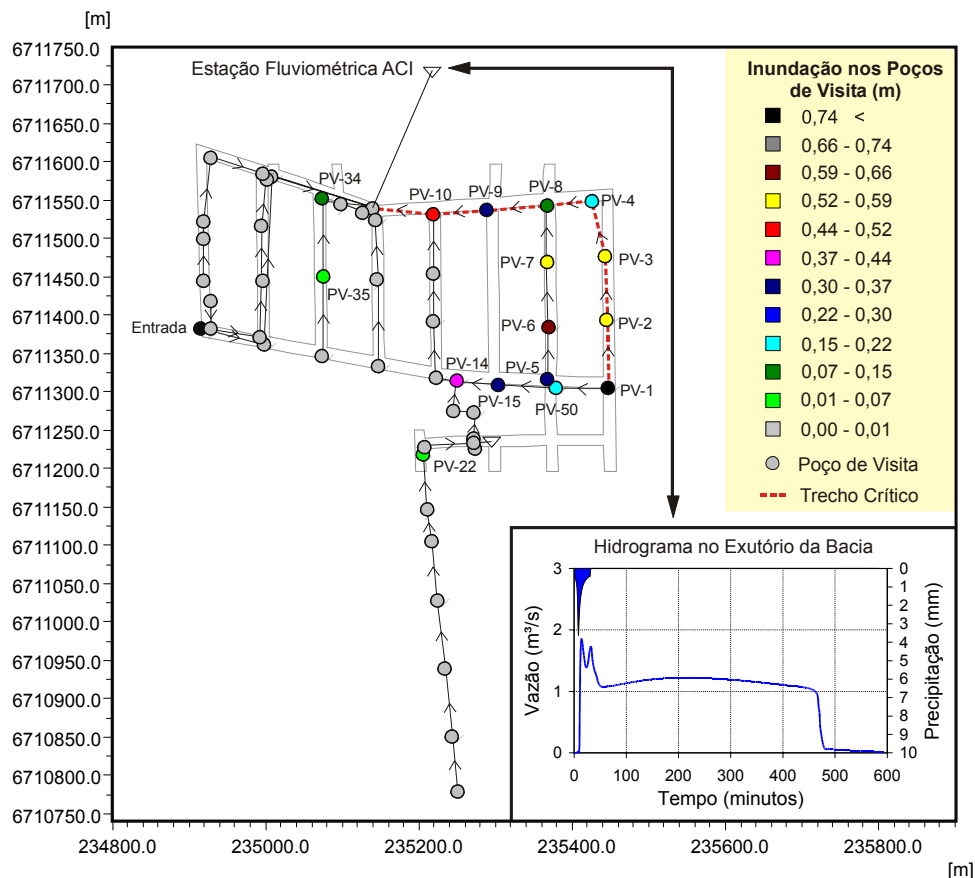


FIGURA 97. Inundação dos poços de visita para TR=2 anos

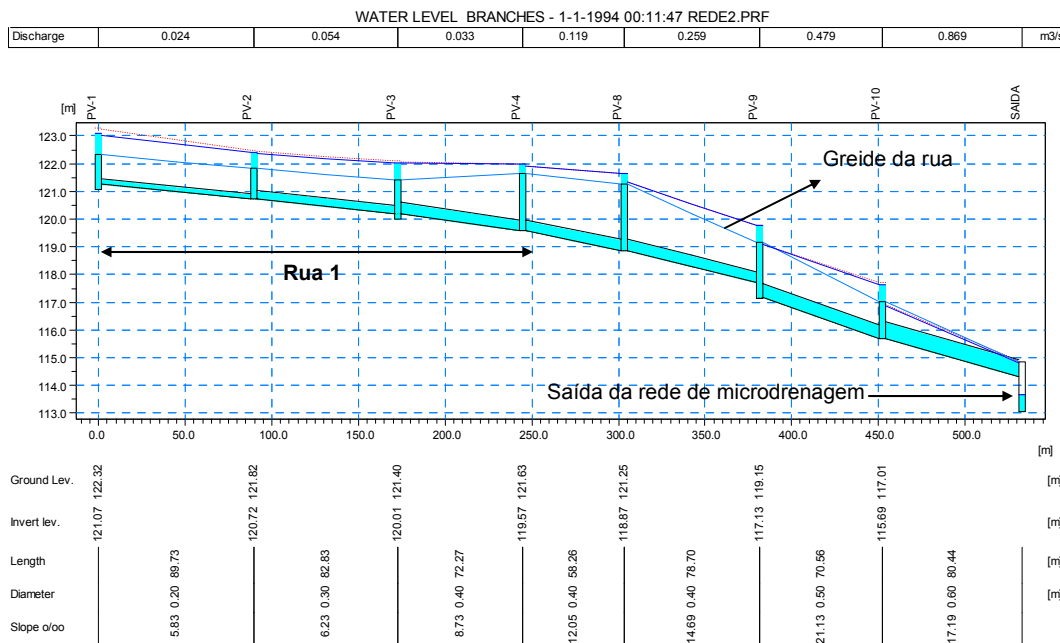


FIGURA 98. Perfil longitudinal do trecho crítico (Rua 01)

Para períodos de retorno maiores que 25 anos as inundações nos poços de visita são generalizadas. A figura 99 mostra o comportamento da microdrenagem para TR=50 anos, onde se observa inundação em 74% dos 50 poços de visita.

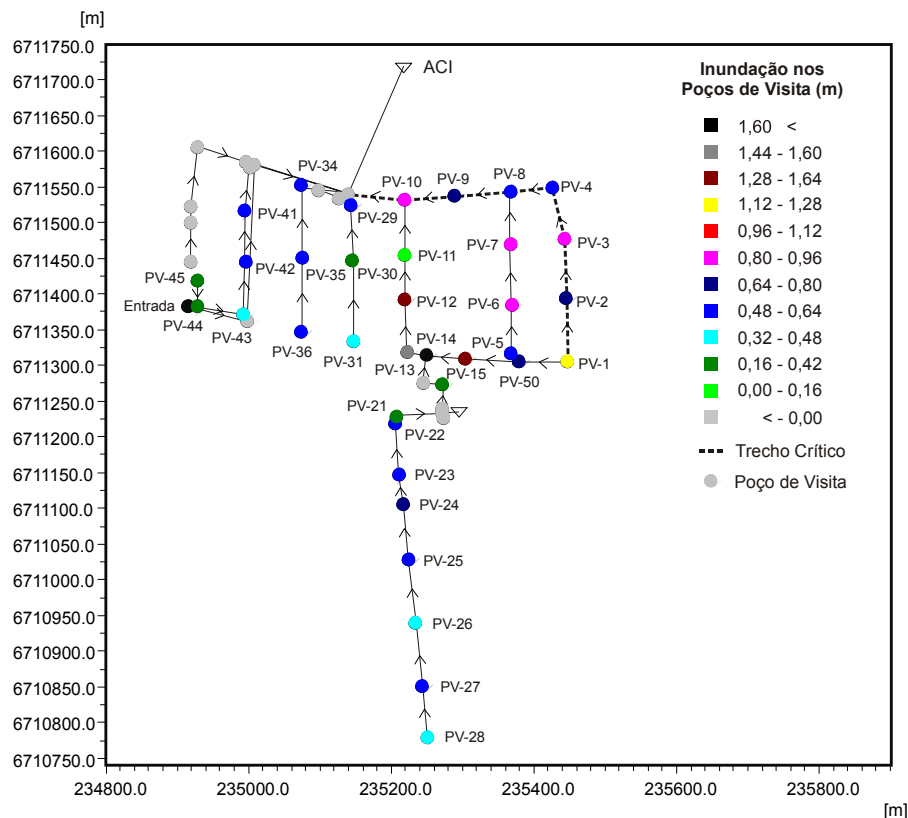


FIGURA 99. Inundação dos poços de visita para TR=50 anos

A metodologia de Abt et al (1999) apud Nanía (2002) mostrou que para simulações com período de retorno de até 15 anos não há perigo potencial aos pedestres. Dos pontos em que há ocorrência de inundações, os que causam maiores inconveniências são na ordem 3,4,2,1,5 e 6.

O ponto 1 (figura 95), localizado na Rua 8, apresentou nas simulações o maior nível de alagamento, entretanto não representa o ponto mais perigoso conforme a metodologia, especialmente por apresentar baixas velocidades de escoamento. As visitas em campo, em

concordância com as simulações, mostram que este local apresenta características preponderantes de armazenamento, e não uma rota preferencial de escoamento durante as cheias. A figura 100 apresenta o resultado da aplicação da metodologia.

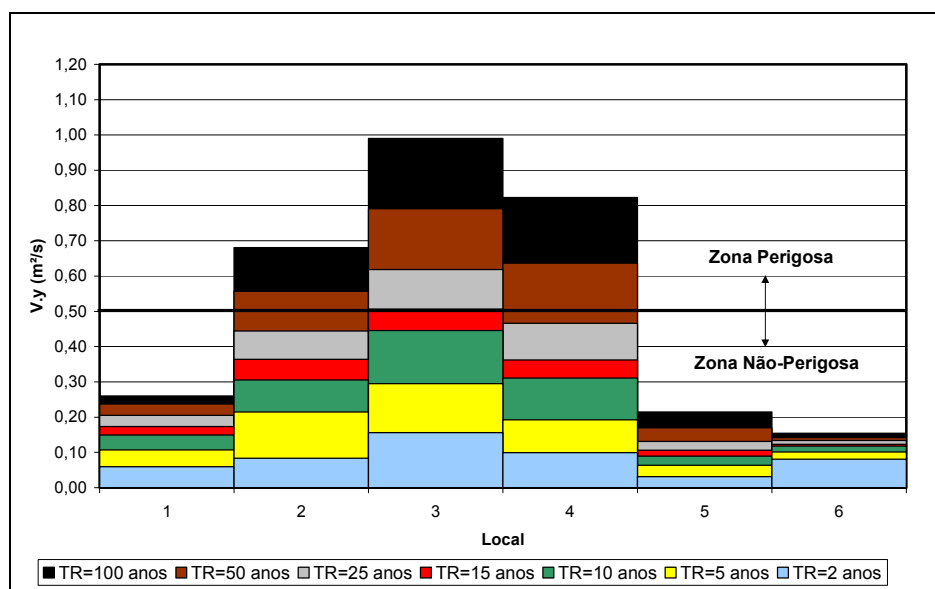


FIGURA 100. Resultado da avaliação do risco potencial aos pedestres nos locais sujeitos a inundações

5.4. Simulação de alternativas no controle das cheias

O resultado da aplicação das alternativas incluiu o redimensionamento da rede de microdrenagem para período de retorno de 2 anos nos cenários atual e futuro, introdução de um reservatório de detenção seco na área rural da bacia e de uma galeria de 2,5x1,8m para condução do escoamento proveniente do reservatório mais as áreas incrementais de contribuição. A figura 101 mostra os hidrogramas na estação ACI para os cenários atual sem controle e com a introdução das medidas de controle das inundações nos cenários atual e futuro.

Num primeiro momento pode-se observar um aumento na vazão proveniente da área urbana na bacia nos cenários atual e futuro com

controle, especialmente pelo aumento da capacidade hidráulica da rede. Entretanto esse aumento, de aproximadamente $2\text{m}^3/\text{s}$ para o cenário futuro, não causa problemas ao córrego receptor, com capacidade estimada de escoamento superior a $8\text{m}^3/\text{s}$, nem para as bacias a jusante, uma vez que o aumento da vazão para a área urbana é compensado pela grande redução da vazão de pico na área rural da bacia.

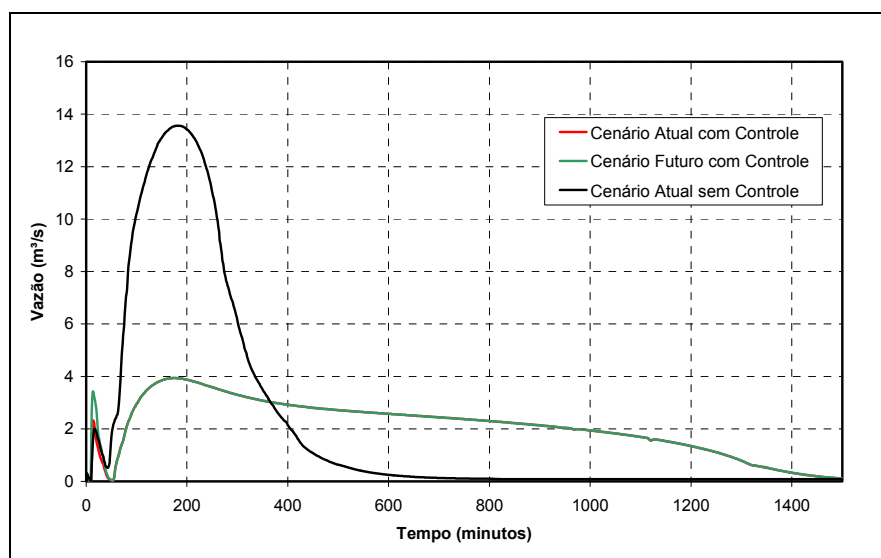


FIGURA 101. Hidrogramas simulados na estação ACI nos cenários atual, atual com controle e futuro com controle

A figura 102 apresenta o esquema do funcionamento do reservatório de retenção dimensionado para a cheia de 100 anos e tempo de duração de 150 minutos. O reservatório acumula um volume de aproximadamente 112500m^3 , diminuindo a vazão de pico do hidrograma gerado no local correspondente ao ponto de saída do reservatório de 13,13 para $2,73\text{m}^3/\text{s}$, nas situações sem controle e com controle respectivamente. O ANEXO D apresenta tabelas com o redimensionamento dos condutos da microdrenagem para os cenários atual e futuro.

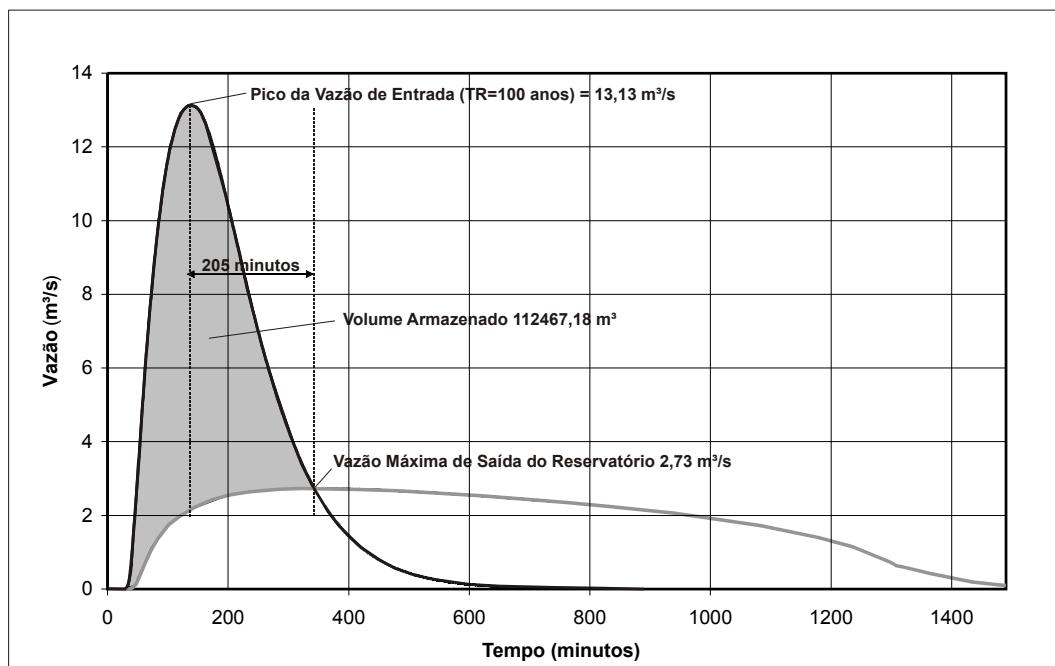


FIGURA 102. Simulação da operação da bacia de detenção

Nas simulações do hidrograma afluente ao reservatório, na área rural da bacia, não foi considerado o impacto do crescimento da urbanização devido a incerteza de como evoluirá o processo, especialmente pela grande área disponível para criação de novos loteamentos. Reside aí, aos órgãos públicos, especial atenção no estabelecimento de políticas de ocupação e de imposições aos empresários responsáveis, no sentido de não propagar o grande aumento que será propiciado nos volumes e vazões máximas no caso de urbanização das áreas de lavouras na região rural da bacia. A figura 103 apresenta um perfil longitudinal do trecho crítico da microdrenagem, após redimensionamento para TR= 2 anos no cenário atual.

Na simulação dos 5 eventos observados que provocaram enchentes, em especial o maior evento simulado correspondente ao dia 19/07/01, o sistema de drenagem não apresentou inundações com a utilização das alternativas propostas.

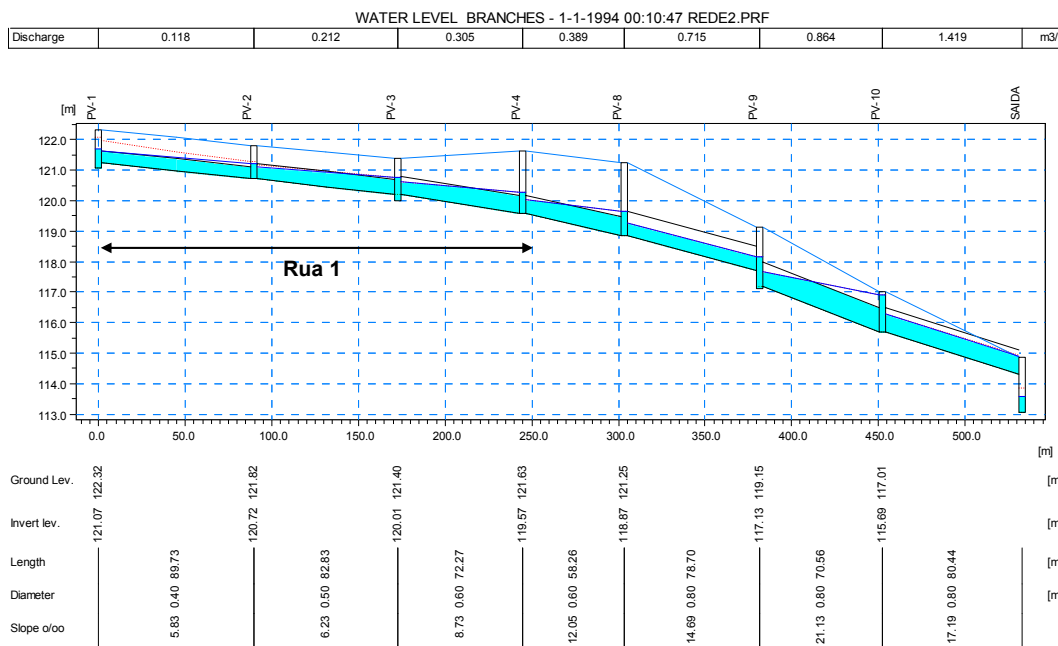


FIGURA 103. Perfil longitudinal do trecho crítico após o redimensionamento para TR=2 anos no cenário atual com controle

5.5. Comparação entre metodologias para simulação de inundações na rede de drenagem

Neste capítulo duas comparações sobre o efeito da utilização das diferentes metodologias foram avaliadas: sobre as estruturas da microdrenagem e sobre o hidrograma que representa o conjunto de sub-bacias.

As simulações mostraram grandes diferenças nos resultados, notadamente quando se determina o hidrograma do conjunto de sub-bacias, utilizado para avaliar o impacto da contribuição sobre o corpo receptor. Na comparação entre os hidrogramas resultantes para TR=100 anos (figura 104), do volume total que deveria escoar através da rede de drenagem e ruas dentro do período dos 300 minutos iniciais, cerca de 61 % fica armazenado nos reservatórios fictícios e poços de visita na técnica padrão, produzindo uma simulação não-realística do sistema de drenagem.

Em valores, as diferentes abordagens conduzem a uma diferença entre as vazões de pico simuladas de $5,68\text{m}^3/\text{s}$, sendo a maior de $8,66\text{m}^3/\text{s}$ e a menor $3,09\text{m}^3/\text{s}$, correspondentes respectivamente a metodologia de integração do escoamento com as ruas e utilizando a técnica padrão. Numa situação hipotética de dimensionamento do canal coletor (macrodrenagem) a diferença entre os valores para a vazão de pico no exutório seria suficiente para conduzir a um cenário de alagamentos generalizados no caso de não consideração do escoamento sob as ruas.

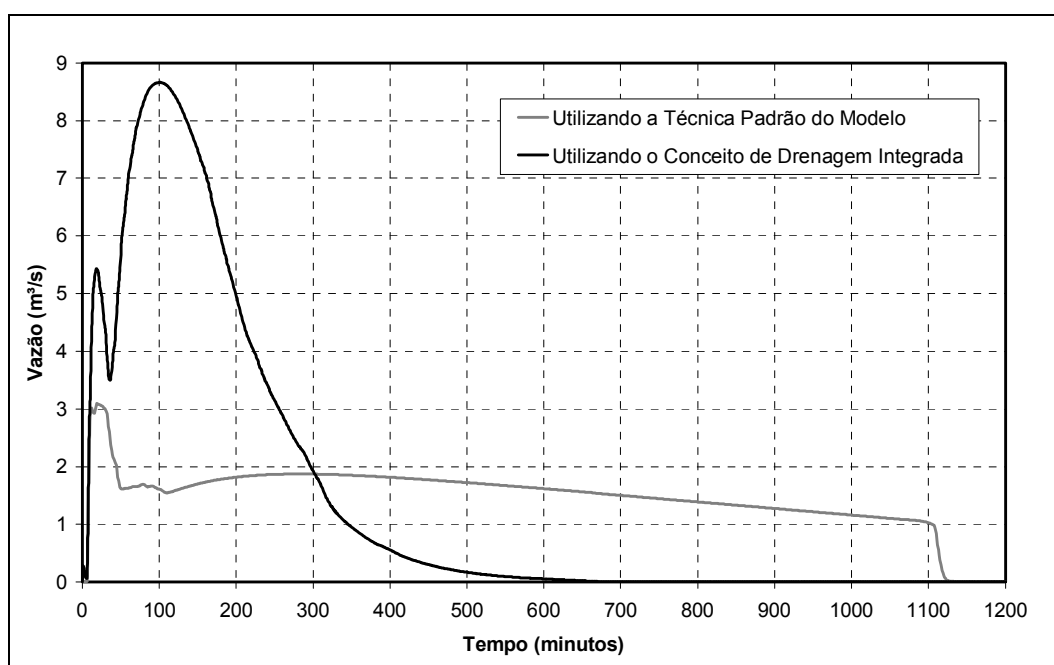


FIGURA 104. Comparação entre as metodologias tradicional usada no aplicativo MOUSE e utilizando o conceito de drenagem integrada (TR=100 anos)

O efeito sobre a microdrenagem pode ser observado em uma avaliação conjunta das figuras 91 e 97 (simulação para TR=2 anos). Tendo como exemplo o trecho na Rua 1 e utilizando a técnica padrão mostrada na figura 97, o PV-1 se apresenta com maior sobrecarga, devido a sua maior área de captação e conseqüentemente vazão

contribuinte no caso específico. Entretanto, na realidade, como mostra o mapa de inundação nas ruas (figura 91), o PV-3 é o mais sobrecarregado no trecho, uma vez que se localiza no ponto mais baixo da rua recebendo o escoamento excedente dos PV's 1,2 e 4. Isso ocorre por que a não consideração do escoamento através das ruas despreza a interação entre o excesso do escoamento em poços de visitas sequenciais na direção de escoamento sobre as ruas, podendo algumas estruturas de captação estar na realidade mais ou menos sobrecarregadas.

A utilização da metodologia padrão se mostra mais adequada quando o sistema é representado através de uma forma topológica simplificada, onde somente são inseridos os trechos principais da rede e com a certificação da não interação da inundação entre poços de visita. Entretanto, as informações sobre os níveis máximos de inundação devem ser vislumbradas com cautela, já que não tem nenhuma relação com as características das áreas de inundação. Uma maneira de melhorar a precisão e aumentar a aplicabilidade do método é a determinação das características da área superficial de inundação, e a construção de reservatórios artificiais com características volumétricas semelhantes.

Ao contrário, a metodologia que utiliza a integração do escoamento com as ruas tem grande aplicabilidade, e fornece em geral bons resultados, especialmente em sistemas que não possuem características de armazenamento das inundações. Entretanto a utilização fica limitada a sistemas em que não ocorram inundações em áreas adjacentes as ruas, pela superação da cota do meio-fio. Nesse caso, a metodologia poderá superestimar os níveis, sendo mais adequadas metodologias integradas com o SIG, que permitam a consideração do escoamento nessas áreas.

As constatações obtidas fornecem subsídios importantes na utilização das metodologias para simulação de inundação de redes de drenagem, onde muitas vezes o usuário dos modelos pode estar produzindo resultados incoerentes na avaliação do funcionamento do sistema.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esta pesquisa teve como propósito a avaliação do sistema de drenagem urbana da bacia hidrográfica Alto da Colina, em Santa Maria-RS, utilizando o aplicativo MOUSE v.2003. Para tanto foram utilizados dados de monitoramento hidrológico e sobre as características do sistema de drenagem, provenientes da operação de estações de monitoramento e campanhas de campo.

O monitoramento permitiu a obtenção de informações fundamentais para o entendimento dos processos e simulação do sistema de drenagem. Como conclusões mais importantes, citam-se:

- O resultado do estudo de tipologias de uso e ocupação na bacia mostrou mudanças significativas no uso do solo, principalmente pela mudança de áreas anteriormente ocupadas por pastagens e campos nativos que deram lugar a áreas de agricultura, especialmente o cultivo de soja. Atualmente a área experimenta um processo moderado de expansão urbana, em áreas bem definidas da bacia com avanço médio anual de 0,58%. A porcentagem de áreas impermeáveis na área urbana foi estimada em 60%;
- O registro de dados em intervalos de tempo pequenos (1 minuto) foi determinante no processo de calibração, especialmente na área urbana da bacia que possui tempo de concentração entre 15 e 30 minutos. Os resultados ainda mostraram que os eventos de cheia na bacia são bastante concentrados, com período de duração na escala de horas;
- Os métodos de extrapolação superior da curva-chave mostraram divergências significantes na estimativa da vazão máxima observada. O método Stevens forneceu melhor resultado na pesquisa;
- Ao todo 15 ensaios de infiltração foram realizados na área rural da bacia. Foram escolhidos os locais mais representativos, incluindo áreas de lavoura, pastagens, pomares e áreas de reflorestamento. Para

avaliação de valor médio do parâmetro I_b para toda bacia, foram utilizados a média dos 15 ensaios ponderada com o valor do parâmetro em áreas impermeáveis e permanentemente saturadas (áreas de banhado), que cobrem aproximadamente 7% da área permeável total da região. A metodologia apresentou bons ajustes em 57% dos eventos calibrados;

- Os ensaios de granulometria para avaliação das características texturais do solo no horizonte superficial (horizonte A) mostraram que a fração predominante é o silte com 52%, seguidos da fração areia (29%) e argila (18%), caracterizando o solo como franco siltoso;
- As informações sobre as características geométricas e topológicas sobre a rede de drenagem se mostraram fundamentais para a simulação hidrodinâmica do sistema de drenagem. Simulações preliminares na pesquisa mostraram que informações duvidosas remetem a resultados incoerentes na simulação da rede.

A aplicação dos modelos forneceu bons resultados, permitindo avaliar adicionalmente informações que auxiliarão futuramente no planejamento da drenagem urbana local. Com base nos resultados das simulações com o aplicativo MOUSE pode-se concluir:

- Com relação aos modelos hidrológicos chuva-vazão utilizados, a análise de sensibilidade mostrou que tendo variável o volume escoado os parâmetros relacionados às perdas por infiltração e pelo armazenamento em depressões são os mais importantes e afetam significativamente o resultado da simulação. Esses parâmetros também mostraram forte influência sobre a vazão de pico, com considerável dependência também dos parâmetros que determinam a posição do pico do hidrograma, que são o T_{lag} e T_c , respectivamente para os modelos C2 (reservatório linear em cascata) e A (tempo-Área). Os parâmetros do módulo de propagação do escoamento na rede mostraram pequeno controle sobre as variáveis resultantes na simulação do conjunto de sub-bacias, entretanto

apresentaram sensibilidade moderada em relação aos níveis simulados nos poços de visita e na rede de condutos, observado na análise de sensibilidade individual.

- O processo de calibração dos modelos apresentou, de forma geral, bons resultados. O modelo C2, utilizado na área rural da bacia, apresentou coeficiente de correlação médio de 0,946 e erros médios na vazão de pico e volume escoado de 4,503 e 15,828%, respectivamente. Na verificação do conjunto único de parâmetros obteve-se coeficiente de correlação médio de 0,878 e erros médios para a vazão de pico e volume escoado de 15% e 25% respectivamente, considerando 75% dos eventos de cheia simulados. Os parâmetros perdas iniciais e T_{lag} apresentaram dependência das condições iniciais enquanto que o parâmetro I_b apresentou dependência da intensidade de precipitação;

- Para a área urbana da bacia, foi realizada uma calibração em conjunto entre os modelos A e MOUSE HD, que apresentou resultados satisfatórios, com coeficiente de correlação médio de 0,94 e erros na vazão de pico e volume escoado de 4,24 e 19,28%, respectivamente. Para o modelo de propagação do escoamento não foi possível uma análise aprofundada sobre a eficiência na representação do escoamento, pela indisponibilidade de dados de monitoramento na rede de microdrenagem. Entretanto, a comparação entre os níveis de inundação observados e simulados produziu resultados satisfatórios, com erros de 24,88% e 9,19% nos eventos dos dias 19/02/02 e 10/03/03;

- As simulações com cheias de projeto permitiram avaliar os pontos críticos do sistema de microdrenagem, além do mapeamento dos trechos de ruas com maiores problemas de inundações fornecendo subsídios para concepção de alternativas de controle. No cenário atual, as simulações mostraram que as inundações no sistema de drenagem começam com chuvas de projeto com 2 anos de período de retorno e que durante os eventos de cheia o escoamento nas ruas é significativo se comparado com o da rede de condutos. A simulação da chuva de projeto

de 100 anos mostrou que aproximadamente 43% do volume escoado é conduzido através das ruas;

- A simulação da rede utilizando a técnica padrão do modelo, que considera o armazenamento em reservatórios fictícios sobre os poços de visita, deve ser utilizada com muito cuidado, sendo mais adequada para sistemas de drenagem em que não ocorram interações da inundação entre os poços de visita. A simulação da chuva de projeto com TR=100 anos para o sistema de drenagem simulado mostrou que 61 % do volume escoado fica armazenado nos poços de visita e reservatórios fictícios nos 300 minutos iniciais, produzindo uma simulação não-realística do sistema de drenagem;

- As alternativas de controle propostas, que incluíram redimensionamento da rede para o cenário atual e futuro e introdução de um reservatório de detenção, se mostraram eficientes na eliminação dos problemas de inundação no local. O reservatório de detenção diminui a vazão de pico produzida pela área contribuinte na estação ACII em até 80%.

Acredita-se, com base nos resultados da pesquisa, que os modelos hidrodinâmicos de redes de drenagem pluviais constituem uma ferramenta eficiente e indispensável no gerenciamento e planejamento da drenagem urbana. No entanto devem ser utilizados com cautela observando suas limitações e sempre que possível avaliando sua eficiência na representação dos processos através de dados de monitoramento. Pode-se observar ainda que as maiores incertezas introduzidas na simulação se devem aos componentes hidrológicos no aplicativo, já que os componentes de propagação são pouco sensíveis.

A experiência mostrou que embora as características da rede de microdrenagem obtidas a partir do projeto sejam suficientes para uma avaliação preliminar, somente um levantamento detalhado pode produzir análises bem estruturadas e um melhor entendimento da dinâmica do

escoamento. É importante salientar ainda que a metodologia utilizada nesta pesquisa pode ser utilizada em locais que experimentam problemas semelhantes e não se restringe ao aplicativo em específico.

Para a continuidade do trabalho, sugere-se ainda:

- Instalação de rede de monitoramento no sistema de microdrenagem para avaliação do aplicativo e calibração dos parâmetros n e K_m do modelo MOUSE HD;
- Discretização da bacia em áreas menores para simulação de medidas de controle tal como reservatório no lote;
- Avaliação de cenários futuros de uso e ocupação para a área rural na bacia;
- Avaliação de medidas não-estruturais de controle do escoamento;
- Avaliação da influência da mudança do uso do solo na área rural da bacia sobre os parâmetros do modelo C2;
- Continuação do monitoramento na bacia Alto da Colina com reativação da estação ACII e medição de vazões para avaliação dos valores nas cotas máximas na estação ACI;

Como sugestões para o aplicativo:

- Permitir ao usuário a introdução de diferentes funções objetivas, para avaliação da qualidade do ajuste.

7. BIBLIOGRAFIA

ABBOT, M.B.; HAVNO, K.; HOFF-CLAUSSEN, N.E.; KEJ. A. **A modeling system for the design and operation of storm sewer networks.** Engineering Applications of computational hydraulics. Editors: ABBOTT, M.B.; CUNGE, J.A. Pitman. v.1, ch.2, p.11-39. London, 1982.

ABBOTT, M.B. **Computacional Hydraulics and Modelling: Some Social Aspects.** Topics in Hydraulic Modelling. Editores: J. A. Cunge & P. Ackers. Proceedings of Technical Session B. XXII Congress of IAHR. p.36-40. Lausanne, 1987.

AEP (ALBERTA ENVIRONMENTAL PROTECTION). **Stormwater Management Guidelines for the Province of Alberta.** 196p. Alberta, 1999.

APIRUMANEKUL, C.; MARK, O. **Modelling of urban flooding in Dhaka City.** 4rd DHI User Conference. Denmark, 2001.

AZOLIN, M. A. D; MUTTI, L. S. M. **Solos da Bacia do Vacacaí-Mirim.** Relatório Técnico (não publicado). 20p. Porto Alegre, 1988.

BÉRON, P.; RICHARD, D. **Simplified Routing in Combined or Storm Interceptors.** Urban Drainage Systems: Proceedings of the First International Seminar. Pitman Advanced Publishing. p.67-76., Southampton, 1982.

CANHOLI, A.P. **O Plano Diretor de Macro drenagem da Bacia do Alto Tietê.** Disponível em <www.geocities.com/CapitolHill/Senate/6505/drenagem.htm>. Acessado em 2002.

CAO, C.; YEN, B.C.; BENEDINI, M. **Urban Stormwater Drainage Proceedings, U.S.-Italy Bilateral Seminar**. Chapter: PREFACE. Water Resources Publication. 323p. Michigan, 1988.

CARVALHO, K.S. **Monitoramento e caracterização hidrossedimentométrica de uma pequena bacia hidrográfica periurbana**. UFSM – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 165p. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, 2003.

CHEVEREAU, G.; HOLLY, F. ;PREISSMANN, A. **Can Detailed Hydraulic Modelling be Worthwhile when Hydrologic Data is Incomplete**. In: Urban Storm Drainage: Proceedings of the International Conference held at the University of Southampton. London: Plymouth. p.317-326. London, 1978.

CIRILO, J.A. **Hidráulica Aplicada**. Coleção ABRH de Recursos Hídricos. Porto Alegre: ABRH. 2 ed., v.8, 621p. Porto Alegre, 2003.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F.M.; VERVEY, A. **Practical Aspects of Computacional River Hydraulics**. London: Pitman Advanced. 420 p. London, 1980.

DALE, E.B.; LABADIE, J.W.; MORROW, D.M. **Dynamic VS. Kinematic Routing in Modeling Urban Storm Drainage**. In: Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology: Procedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage. Water Resources Publications. p.154-183. Illinois, 1981.

DE ROO, A.P.J.; RIEZEBOS, H. TH. **Infiltration Experiments on Loess Soils and Their Implications for Modelling Surface Runoff and Soil Erosion**. CATENA Journal. vol. 19, p. 221-239. Cremlingen, 1992.

DID (DEPARTMENT OF IRRIGATION AND DRAINAGE). **Urban Stormwater Management Manual for Malaysia**. Disponível em <<http://agrolink.moa.my>>. Malaysia, 2000.

DJORDJEVIC, S.; PRODANOVIC, D; MAKSIMOVIC, C. **An approach to simulation of dual drainage**. Water Science and Technology. Volume 39, Issue 9, Pages 95-103. 1999

DHIa. **MOUSE PIPE FLOW: Reference Manual**. DHI Software 2002, 118p. Disponível em <<http://www.dhisoftware.com>>. Denmark, 2003.

DHIb. **MOUSE Runoff: Reference Manual**. DHI Software 2002, 53p. Disponível em <<http://www.dhisoftware.com>>. Denmark, 2003.

ELGY, J.; MAKSIMOVIC, C.; PRODANOVIC, D. **Matching Standard GIS Packages with Urban Storm Drainage Simulations Software**. Sixth International Conference on Urban Storm Drainage. Niagara Falls, 1993.

EMBRAPA. **Propostas de Revisão e Atualização do Sistema Brasileiro de Classificação de solos**. ISSN1517-2627. Disponível em <www.embrapa.gov.br>.Rio de Janeiro, 2003.

EPA. **Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices**. EPA-821-R-99-012. Office of Water (4303). Washington, 1999.

HENDERSON, F.M. **Open Channel Flow**. The MacMillan Company, 1966. 522p.

HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E. **Storm Water Management Model, version 4: user's manual**. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS). U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1992.

Jl, Z. **General Hydrodynamic Model for sewer/channel networks systems.** *Journal of Hydraulic Engineering.* Reston. vol.124, n°3, p.307-315, 1998.

JOLIFFE, I.B. **Numerical Modelling of Urban Drainage Networks.** In: Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology: Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage. Water Resources Publications. p.147-153. Illinois, 1981.

MAKSIMOVIC, C. **General overview of urban drainage principles and practice.** In: Urban drainage in Specific climates. Volume 1: urban drainage in humid tropics. 227p. Unesco: Paris, 2001.

MARK, O.; APIRUMANEKUL, C.; KAMAL, M.; PRAYDAL, P. **Modelling of Urban Flooding in Dhaka City.** UDM, Orlando, 2001.

MARK, O.; MARSH, H. (2003). **Urban Drainage Modeling - A collection of experiences from the past decade.** Disponível em < <http://www.dhisoftware.com/book/index.htm>>. Denmark, 2003.

MARTIN, C.; KING, D. **Analysis of Storm Sewers Under Surcharge.** In: Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology: Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage. Water Resources Publications. p.127-136. Illinois, 1981.

MELLER, A.; PARANHOS, R. M.; PAIVA, E. M. C. D.; PAIVA, J. B. D. **Parâmetros de Calibração do Modelo IPH II na Bacia Hidrográfica do Vacacaí Mirim** In: Reunião Final da REHIDRO. Rede Cooperativa em Recursos Hídricos. v.1. Vitória, 2002.

MELLER, A.; PAIVA, E.M.C.D. **Modelagem de Sistema de Microdrenagem Utilizando o Software MOUSE**. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Anais. p. 281. Curitiba, 2003.

NAÇÕES UNIDAS (2003). **I. World urbanization prospects: the 2001 Revision**. Department of Economic and Social Affairs. Population Division. Disponível em <<http://www.un.org/esa/population/publications/wup2001/WUP2001report.htm>>. New York. Acessado em 2003.

NANÍA, L.; GÓMEZ, M; DOLZ, J. **Analysis of Risk Associated to the Urban Runoff. Case Study: City of Mendoza, ARGENTINA**. In.: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Storm Drainage. Global Solutions for urban Storm Drainage. CD-ROM. Portland, 2002.

NEVES, M.G.F.P. **Modelo Hidrodinâmico de redes de drenagem de águas pluviais: aplicabilidade**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Dissertação (Mestrado Engenharia). 2000.

PAIVA, E.M.C.D. **Rede de Monitoramento Hidrológico**. In: Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas. Editora ABRH. p.493-506. Porto Alegre, 2001.

PAIVA, J.B.D. **Padrão das precipitações em Santa Maria-RS**. In: XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. V.2. p.221-229. Vitória, 1997.

PANSIC, N.; YEN, B.C. **Kinematic-Wave Modeling of Storm Sewers with Surge**. In: Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology: Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage. Water Resources Publications. p.193-202. Illinois, 1981.

PINKAYAN, S. **Routing Storm Water through a Drainage System**. Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE). Vol.98, p.123-135. . 1972.

RAMPELOTTO, G.; PAIVA, E. M. C. D.; MELLER, A. **Monitoramento da bacia hidrográfica Alto da Colina**. In: I Seminário de Drenagem Urbana do MERCOSUL, V Seminário Nacional de Drenagem Urbana, 2001. Soluções para a Drenagem Urbana em Países da América Latina. v.1. p.161 – 166. Porto Alegre: ABRH, 2001.

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

ROESNER, A.R.; ALDRICH, J.A.; DICKINSON, R.E. **Storm Water Management Model, version 4: EXTRAN ADDENDUM**. EPA/600/3-88/001b (NTIS PB88-236658/AS). U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1988.

SCHMITT, T.G. **An Efficient Method for Dynamic Flow Routing in Storm Sewers**. Urban Drainage Modelling: Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data. Pergamon Press. p.159-169. Dubrovnik, 1986.

SIVALOGANATHAN, K. **Flow Computations for Storm Sewers**. Urban Drainage Systems: Proceedings of the First International Seminar. Pitman Advanced Publishing. p.77-91., Southampton, 1982.

SJÖBERG, A. **Sewer network models DAGVL-A and DAGVL-DIFF**. In: Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology: Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage. Water Resources Publications. p.127-136. Illinois, 1981.

SEVUK, S., YEN, B.C. **Sewer Network Routing by Dynamic Wave Characteristics**. Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE). Vol.108, p.379-398 . 1982.

SONG, C.C.S.; CARDLE, J.A.; LEUNG, K.S. **Transient Mixed-Flow Models for Storm Sewers**. Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE). Vol.109, p.1487-1503 . 1983.

TOMICIC B.; MARK O.; KORNBORG P. **Urban Flooding Modelling Study at Playa de Gandia**. 3rd DHI User Conference. Denmark, 1999.

TOYOKUNI, E.; WATANABE, M. **Stormwater Runoff Simulations for Research Basin in Matsuyama City**. Urban Drainage Modelling: Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data. Pergamon Press. p.125-136. Dubrovnik, 1986.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. da Universidade. UFRGS. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. p. 248-276. 668 p. Porto Alegre, 1998.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia Ciência e Aplicação**. Porto Alegre : Ed. da Universidade/UFRGS: ABRH. 2 ed., 943p. Porto Alegre, 2001.

TUCCI, C.E.M. 1999. **Urban Drainage in Brazil**. In: Hydrology of Humid Tropics, IAHS publication n. 362 , p 10-18. Acessado em Janeiro, 2004. Disponível em <<http://www.iph.ufrgs.br/corpodocente/tucci/publicacoes>>.

USGS. **Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey**. Chapter A6. GENERAL PROCEDURE FOR GAGING STREAMS. Book 3. APPLICATIONS OF HYDRAULICS. Denver, 1968.

VIEIRA DA SILVA, R.C.; MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G. **Hidráulica Fluvial**. COPPE/UFRJ. 304p. Rio de Janeiro, 2003.

VILLANUEVA, A.O.N. **Modelo para escoamento não-permanente em uma rede de condutos**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 83 p. Dissertação (Mestrado Engenharia). Porto Alegre, 1990.

VILLANUEVA, A.O.N. ; TUCCI, C.E.M. 2001. **Simulação de alternativas de controle em plano diretor de drenagem urbana**. Disponível em <<http://www.iph.ufrgs.br/corpodocente/tucci/publicacoes/modealt.PDF>>.

WALESH, S.G. **Urban Surface Water Management**. Ed. Wiley-Interscience. 518p. Valparaíso, 1989.

WALLINFORD SOFTWARE LTD. **HydroWorks PM help files**. Wallinford, 1994.

WISNER, P.E.; KASSEM, A.M. **Analysis of Dual Drainage Systems by OTTSWMM**. In: Urban Drainage Systems: Proceedings of the First International Seminar. Pitman Advanced Publishing. p.93-108. Southampton, 1982.

WROBEL, L.C. **Métodos numéricos em recursos hídricos**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH. v.1, 380p. Rio de Janeiro, 1989.

WL | DELFT HYDRAULICS. **SOBEK help files**. Netherlands, 2004.

YEN, B.C. **Hydraulic Instabilities of Storm Sewer Flows**. In: Urban Storm Drainage: Proceedings of the International Conference held at the University of Southampton. London: Plymouth. p.282-293. London, 1978.

ZAHED F°, K.; MARCELLINI, S.S. **Precipitações Máximas**. In: **Drenagem Urbana**. Organizadores TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.; BARROS, M.T. p.37-75. Ed. da Universidade /UFRGS. Porto Alegre, 1995.

ZOPPOU, C. **Review of urban storm water models**. Environmental Modelling & Software. Issue 16. p.195-231. Editora: Elsevier. 2001.

ANEXOS

ANEXO A – DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE INFILTRAÇÃO

1º Passo: O primeiro passo na instalação do dispositivo é a escolha de uma área representativa para realização do teste. A inserção dos anéis no solo deve ser feita através de uma marreta de modo a se obter uma penetração vertical de 15 cm com a menor desestruturação possível no solo. Alguns autores recomendam ainda, a utilização de uma chapa metálica de metal sobre o infiltrômetro, para que o impacto da marreta sobre o dispositivo seja uniforme;

2º Passo: Recobrimo internamente a estrutura do cilindro interno coloca-se uma lona plástica no intervalo anterior ao início do ensaio, introduzindo-se água até a formação de uma lâmina de aproximadamente 7,5 cm. A lona deve estar perfeitamente ajustada ao solo e ao corpo do anel, evitando a formação de bolsas de ar sob a lona;

3º Passo: Introduzir água no cilindro externo de até uma lâmina de 5 cm. Este procedimento garante a penetração vertical da água do cilindro interno no solo, sem que ocorra movimentação lateral do fluxo d'água;

4º Passo: Anota-se o valor do nível no reservatório e posteriormente retira-se a lona e aciona-se o cronômetro. São realizadas então, leituras da lâmina infiltrada em intervalos de 1 minuto nos primeiros 10 minutos de ensaio. O intervalo de observação pode ser aumentado para 5, 10 ou 15 e posteriormente 30 ou 60 minutos, dependendo da velocidade de infiltração. O ensaio termina quando a velocidade de infiltração torna-se constante. Na pesquisa tomou-se como padrão a observação do valor da velocidade constante por 4 intervalos de tempo.

5º Passo: A partir da planilha com os dados observados, calculam-se as lâminas infiltradas em cada intervalo de tempo, pela diferença dos valores seqüenciais das leituras. Determina-se então a taxa de infiltração média em cada intervalo de tempo pela divisão da lâmina infiltrada pelo intervalo de tempo respectivo, corrigida pela diferença entre os diâmetros do

reservatório e do cilindro interno do infiltrômetro. A partir daí podem ser plotados os gráficos da capacidade de infiltração e volume acumulado.

6° Passo: Os parâmetros da equação de Horton são determinados através do ajuste da curva de volume observada e calculada através da equação. Este procedimento pode ser realizado por tentativas ou através de um método matemático de otimização. Para ajuste dos parâmetros da equação utilizou-se o módulo Solver do software Microsoft Excel para criação de um procedimento de otimização, sendo a qualidade do ajuste somatório dos erros ao quadrado.

ANEXO B – CARACTERÍSTICAS DA REDE DE MICRODRENAGEM

TABELA 17. Características dos poços de visita e áreas de contribuição

Poço de Visita	X (m)	Y (m)	Diâmetro (m)	Cota do Fundo (m)	Cota do Terreno (m)	Área de Contribuição (ha)	IMP (%)
AMARAL	235292,33	6711235,42	1,0	123,80	125,38	-	-
PV-1	235445,89	6711305,85	0,9	121,07	122,32	1,790	60
PV-10	235217,52	6711532,51	0,9	115,69	117,01	0,752	60
PV-11	235217,67	6711454,07	0,9	117,13	119,81	0,464	60
PV-12	235217,70	6711392,46	0,9	118,23	121,01	0,359	60
PV-13	235220,99	6711319,62	0,9	118,85	122,31	0,230	60
PV-14	235247,58	6711314,17	1,9	119,13	122,37	-	-
PV-15	235301,60	6711310,19	0,9	119,31	122,55	-	-
PV-16	235243,52	6711275,15	0,9	122,62	124,71	0,280	60
PV-17	235270,08	6711273,35	0,9	123,10	124,30	0,112	60
PV-18	235270,66	6711240,74	0,9	123,81	124,81	0,127	60
PV-19	235270,90	6711233,66	0,9	123,95	125,37	0,127	60
PV-2	235442,77	6711395,53	0,9	120,72	121,82	0,643	60
PV-20	235271,22	6711226,37	0,9	124,29	125,44	0,173	60
PV-21	235205,23	6711228,76	0,9	124,27	126,09	0,116	60
PV-22	235203,64	6711219,05	0,9	124,59	126,23	0,576	60
PV-23	235210,64	6711147,27	0,9	125,56	128,21	0,340	60
PV-24	235214,92	6711106,66	0,9	126,78	129,24	0,628	60
PV-25	235223,10	6711028,29	0,9	131,79	134,22	0,721	60
PV-26	235232,53	6710939,93	0,9	135,83	138,10	0,675	60
PV-27	235242,12	6710851,11	0,9	139,26	141,06	0,563	60
PV-28	235249,44	6710779,72	0,9	140,93	142,04	0,329	60
PV-29	235142,87	6711525,59	0,9	114,13	115,67	0,638	60
PV-3	235442,05	6711478,41	0,9	120,01	121,40	0,624	60
Continua ,,,							

TABELA 17. Características dos poços de visita e áreas de contribuição (continuação ...)

Poço de Visita	X (m)	Y (m)	Diâmetro (m)	Cota do Fundo (m)	Cota do Terreno (m)	Área de Contribuição (ha)	IMP (%)
PV-30	235143,55	6711447,47	0,9	117,21	118,68	0,664	60
PV-31	235145,87	6711333,55	0,9	119,38	121,28	0,497	60
PV-32	235124,39	6711533,56	0,9	114,11	115,55	0,059	60
PV-33	235097,19	6711546,19	0,9	115,05	115,72	0,084	60
PV-34	235072,56	6711553,67	0,9	113,60	115,50	0,809	60
PV-35	235073,26	6711450,95	0,9	114,95	116,54	0,590	60
PV-36	235071,81	6711347,31	0,9	116,79	118,49	0,602	60
PV-37	235001,00	6711576,68	1,9	114,04	115,81	0,662	60
PV-38	234996,92	6711362,24	1,9	114,73	116,86	0,535	60
PV-39	235005,75	6711581,04	0,9	113,47	116,05	1,383	60
PV-4	235424,43	6711548,50	0,9	119,57	121,63	0,616	60
PV-41	234992,23	6711517,16	0,9	114,80	116,11	0,886	60
PV-42	234994,02	6711446,01	0,9	114,94	116,30	0,395	60
PV-43	234990,21	6711371,76	0,9	115,08	116,58	0,232	60
PV-44	234927,97	6711384,25	0,9	116,15	116,77	0,204	60
PV-45	234927,81	6711418,76	0,9	116,22	116,77	0,200	5
PV-46	234926,75	6711605,77	0,9	113,71	118,27	-	-
PV-47	234917,20	6711522,45	0,9	114,39	116,34	3,444	5
PV-48	234918,08	6711500,23	0,9	115,36	117,06	0,894	5
PV-49	234918,15	6711446,19	0,9	115,75	116,45	0,332	5
PV-5	235367,26	6711316,54	0,9	120,72	121,96	0,535	60
PV-50	235376,77	6711306,58	0,9	120,66	122,83	0,532	60
PV-6	235367,33	6711386,04	0,9	120,32	121,48	0,513	60
PV-7	235366,93	6711470,09	0,9	119,66	121,22	0,601	60
PV-8	235366,34	6711544,04	0,9	118,87	121,25	0,691	60
PV-9	235287,86	6711538,13	0,9	117,13	119,15	1,800	60
SAÍDA	235137,50	6711540,60	3,0	114,86	113,06	2,177	25

TABELA 18. Características da rede de condutos

PV de montante	PV de Jusante	Diâmetro (m)	Nível de Montante (m)	Nível de Jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)
PV-1	PV-2	0,20	121,24	120,72	89,73	0,0058
PV-2	PV-3	0,30	120,72	120,20	82,83	0,0062
PV-3	PV-4	0,40	120,20	119,57	72,27	0,0087
PV-1	PV-50	0,30	121,07	120,81	69,12	0,0038
PV-4	PV-8	0,40	119,57	118,87	58,26	0,0120
PV-5	PV-6	0,30	120,87	120,32	69,50	0,0079
PV-6	PV-7	0,30	120,32	119,66	84,05	0,0079
PV-7	PV-8	0,30	119,66	119,08	73,95	0,0078
PV-50	PV-15	0,30	120,81	119,39	75,26	0,0188
PV-15	PV-14	0,30	119,31	119,13	54,17	0,0034
PV-16	PV-14	0,80	122,62	119,13	39,23	0,0890
PV-17	PV-16	0,50	123,10	122,62	26,62	0,0180
PV-23	PV-22	0,50	125,81	124,84	72,12	0,0134
PV-25	PV-24	0,40	132,04	127,03	78,80	0,0635
PV-18	PV-17	0,50	123,81	123,10	32,62	0,0218
PV-22	PV-21	0,60	124,84	124,52	9,84	0,0325
PV-24	PV-23	0,50	127,03	125,81	40,39	0,0302
PV-26	PV-25	0,40	136,08	132,04	88,86	0,0455
PV-27	PV-26	0,30	139,51	136,08	89,34	0,0384
PV-28	PV-27	0,30	141,18	139,51	71,76	0,0233
PV-8	PV-9	0,40	118,87	117,71	78,70	0,0147
Entrada do Córrego	PV-38	1,20	115,15	114,73	86,22	0,0049
PV-45	PV-44	0,30	116,22	116,15	34,51	0,0020
PV-44	PV-43	0,40	116,15	115,08	63,48	0,0169
PV-49	PV-48	0,40	115,75	115,36	54,04	0,0072
PV-48	PV-47	0,50	115,36	114,39	22,24	0,0436
PV-47	PV-46	0,60	114,39	113,71	83,87	0,0081
PV-38	PV-37	1,20	114,73	114,04	214,48	0,0032
PV-43	PV-42	0,40	115,08	114,94	74,35	0,0019
PV-42	PV-41	0,40	114,94	114,80	71,17	0,0020
PV-36	PV-35	0,30	116,79	114,95	103,65	0,0178
PV-35	PV-34	0,40	114,95	113,60	102,72	0,0131
PV-34	SAIDA	0,40	113,60	113,35	66,22	0,0038
PV-33	PV-32	0,40	115,05	114,19	29,99	0,0287
PV-32	SAIDA	0,40	114,11	113,99	14,89	0,0078
PV-9	PV-10	0,50	117,18	115,69	70,56	0,0211
PV-10	SAIDA	0,60	115,69	114,31	80,44	0,0172
PV-31	PV-30	0,30	119,38	117,21	113,94	0,0190
PV-30	PV-29	0,40	117,21	114,83	78,12	0,0305
PV-21	PV-19	0,60	124,52	124,20	65,86	0,0049
PV-20	PV-19	0,40	124,54	124,40	7,30	0,0192
PV-19	PV-18	0,40	124,24	123,81	7,08	0,0607
PV-19	PV Amaral	0,60	124,20	123,80	21,50	0,0186

Continua ...

TABELA 18. Características da rede de condutos (Continuação ...)

PV de montante	PV de Jusante	Diâmetro (m)	Nível de Montante (m)	Nível de Jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)
PV-13	PV-12	0,40	118,85	118,23	72,91	0,0085
PV-12	PV-11	0,40	118,23	117,20	61,61	0,0167
PV-11	PV-10	0,50	117,20	115,69	78,44	0,0193
PV-14	PV-13	0,40	119,13	118,85	27,14	0,0103
PV-29	Saída para o córrego	0,40	114,33	113,92	15,98	0,0252
PV-41	PV-40	0,40	114,80	114,67	67,22	0,0019
PV-46	PV-40	0,60	113,71	113,50	71,02	0,0029
PV-40	PV-39	0,60	113,50	113,47	11,72	0,0026
PV-39	Saída para o córrego	0,80	113,47	113,07	137,80	0,0029
PV-37	Saída para o córrego	1,20	114,04	113,06	141,17	0,0069

ANEXO C – ORÇAMENTO SIMPLIFICADO DAS MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES NO CENÁRIO ATUAL

TABELA 19. Orçamento simplificado* das medidas de controle do escoamento adotadas

Discriminação	Preço Unitário (R\$)	Descrição	Quantidade	Preço Total (R\$)
Galeria (m³)	502,00	fck 15 Mpa+formas	868	435.736,00
Aterro (m³)	210,00	talude do reservatório	210	44.100,00
Tubo 0,4m/metro linear	35,00	-	389	13.615,00
Tubo 0,5m/metro linear	44,00	-	440	19.360,00
Tubo 0,6m/metro linear	58,00	-	209	12.122,00
Tubo 0,8m/metro linear	82,00	-	317	25.994,00
Escavação (m³)	6,00	rede de drenagem	1994	11.964,00
Enrocamento (m³)	30,00	córrego+reservatório	20	600,00
Vertedor (m³)	502,00	-	10	5.020,00
			Total	568.511,00

* não considera o custo de desapropriação da área para construção do reservatório de detenção.

ANEXO D – TABELAS DE REDIMENSIONAMENTO DA MICRODRENAGEM

TABELA 20. Resultado do redimensionamento para cenário atual (60% de áreas impermeáveis)

Status	Conduto	Montante	Jusante	Tipo	Diâmetro (m)	Largura (m)	Altura (m)	Cota Montante. (m)	Cota Jusante. (m)	Comprimento (m)
Original	PV1I1	PV-1	PV-2	Circular	0,2			121,24	120,72	89,734
Mudança	PV1I1				0,4					
Original	PV3I1	PV-2	PV-3	Circular	0,3			120,72	120,2	82,833
Mudança	PV3I1				0,5					
Original	PV4I1	PV-3	PV-4	Circular	0,4			120,2	119,57	72,271
Mudança	PV4I1				0,6					
Original	PV1I2	PV-1	PV-50	Circular	0,3			121,07	120,81	69,124
Mudança	PV1I2				0,4					
Original	PV5I1	PV-4	PV-8	Circular	0,4			119,57	118,87	58,261
Mudança	PV5I1				0,6					
Original	PV7I1	PV-5	PV-6	Circular	0,3			120,87	120,32	69,5
Mudança	PV7I1				0,4					
Original	PVX2I1	PV-6	PV-7	Circular	0,3			120,32	119,66	84,051
Mudança	PVX2I1				0,4					
Original	PVX1I1	PV-7	PV-8	Circular	0,3			119,66	119,08	73,952
Mudança	PVX1I1				0,5					
Original	PV8I1	PV-50	PV-15	Circular	0,3			120,81	119,39	75,257
Mudança	PV8I1				0,4					
Original	PV9I1	PV-15	PV-14	Circular	0,3			119,31	119,13	54,166
Mudança	PV9I1				0,5					
Original	PV6I1	PV-8	PV-9	Circular	0,4			118,87	117,71	78,702
Mudança	PV6I1				0,8					
Continua ...										

TABELA 20. Resultado do redimensionamento para cenário atual (Continuação ...)

Status	Conduto	Montante	Jusante	Tipo	Diâmetro (m)	Largura (m)	Altura (m)	Cota Montante. (m)	Cota Jusante. (m)	Comprimento (m)
Original	58l1	ENTRADA	PV-38	Circular	1,2			115,15	114,73	86,217
Mudança	58l1			Retangular		2,5	1,8			
Original	61l1	PV-38	PV-37	Circular	1,2			114,73	114,04	214,479
Mudança	61l1			Retangular	2	2,5	1,8			
Original	76l1	PV-34	SAIDA	Circular	0,4			113,6	113,35	66,225
Mudança	76l1				0,5					
Original	PV17l1	PV-9	PV-10	Circular	0,5			117,18	115,69	70,564
Mudança	PV17l1				0,8					
Original	53l1	PV-10	SAIDA	Circular	0,6			115,69	114,31	80,442
Mudança	53l1				0,8					
Original	29l2	PV-21	PV-19	Circular	0,6			124,52	124,2	65,855
Mudança	29l2				0,8					
Original	f1l2	PV-19	AMARAL	Circular	0,6			124,2	123,8	21,499
Mudança	f1l2				0,8					
Original	38l1	PV-13	PV-12	Circular	0,4			118,85	118,23	72,914
Mudança	38l1				0,5					
Original	51l1	PV-12	PV-11	Circular	0,4			118,23	117,2	61,61
Mudança	51l1				0,5					
Original	52l1	PV-11	PV-10	Circular	0,5			117,2	115,69	78,44
Mudança	52l1				0,6					
Original	PV10l2	PV-14	PV-13	Circular	0,4			119,13	118,85	27,143
Mudança	PV10l2				0,5					
Original	65l1	PV-37	SAIDA	Circular	1,2			114,04	113,06	141,168
Mudança	65l1			Retangular		2,5	1,8			

TABELA 21. Resultado do redimensionamento para cenário futuro (90% de áreas impermeáveis)

Status	Conduto	Montante	Jusante	Tipo	Diâmetro (m)	Largura (m)	Altura (m)	Cota Montante (m)	Cota Jusante (m)	Comprimento (m)
Original	PV1I1	PV-1	PV-2	Circular	0,2			121,24	120,72	89,734
Mudança	PV1I1				0,6					
Original	PV3I1	PV-2	PV-3	Circular	0,3			120,72	120,2	82,833
Mudança	PV3I1				0,8					
Original	PV4I1	PV-3	PV-4	Circular	0,4			120,2	119,57	72,271
Mudança	PV4I1				0,8					
Original	PV1I2	PV-1	PV-50	Circular	0,3			121,07	120,81	69,124
Mudança	PV1I2				0,4					
Original	PV5I1	PV-4	PV-8	Circular	0,4			119,57	118,87	58,261
Mudança	PV5I1				0,8					
Original	PV7I1	PV-5	PV-6	Circular	0,3			120,87	120,32	69,5
Mudança	PV7I1				0,4					
Original	PVX2I1	PV-6	PV-7	Circular	0,3			120,32	119,66	84,051
Mudança	PVX2I1				0,5					
Original	PVX1I1	PV-7	PV-8	Circular	0,3			119,66	119,08	73,952
Mudança	PVX1I1				0,5					
Original	PV8I1	PV-50	PV-15	Circular	0,3			120,81	119,39	75,257
Mudança	PV8I1				0,4					
Original	PV9I1	PV-15	PV-14	Circular	0,3			119,31	119,13	54,166
Mudança	PV9I1				0,5					
Original	30I1	PV-23	PV-22	Circular	0,5			125,81	124,84	72,121
Mudança	30I1				0,6					
Original	33I1	PV-25	PV-24	Circular	0,4			132,04	127,03	78,796
Mudança	33I1				0,6					
Original	32I1	PV-24	PV-23	Circular	0,5			127,03	125,81	40,385

Continua ...

TABELA 21. Resultado do redimensionamento para cenário futuro (Continuação ...)

Status	Conduto	Montante	Jusante	Tipo	Diâmetro (m)	Largura (m)	Altura (m)	Cota Montante (m)	Cota Jusante (m)	Comprimento (m)
Mudança	32I1				0,6					
Original	37I1	PV-26	PV-25	Circular	0,4			136,08	132,04	88,862
Mudança	37I1				0,5					
Original	PV6I1	PV-8	PV-9	Circular	0,4			118,87	117,71	78,702
Mudança	PV6I1				0,8					
Original	58I1	ENTRADA	PV-38	Circular	1,2			115,15	114,73	86,217
Mudança	58I1			Retangular		2,5	1,8			
Original	61I1	PV-38	PV-37	Circular	1,2			114,73	114,04	214,479
Mudança	61I1			Retangular		2,5	1,8			
Original	62I1	PV-43	PV-42	Circular	0,4			115,08	114,94	74,348
Mudança	62I1				0,5					
Original	63I1	PV-42	PV-41	Circular	0,4			114,94	114,8	71,173
Mudança	63I1				0,5					
Original	55I1	PV-36	PV-35	Circular	0,3			116,79	114,95	103,65
Mudança	55I1				0,5					
Original	74I1	PV-35	PV-34	Circular	0,4			114,95	113,6	102,722
Mudança	74I1				0,5					
Original	76I1	PV-34	SAIDA	Circular	0,4			113,6	113,35	66,225
Mudança	76I1				0,6					
Original	PV17I1	PV-9	PV-10	Circular	0,5			117,18	115,69	70,564
Mudança	PV17I1				0,8					
Original	53I1	PV-10	SAIDA	Circular	0,6			115,69	114,31	80,442
Mudança	53I1				0,8					
Original	29I2	PV-21	PV-19	Circular	0,6			124,52	124,2	65,855
Mudança	29I2				0,8					
Continua ...										

TABELA 21. Resultado do redimensionamento para cenário futuro (Continuação ...)

Status	Conduto	Montante	Jusante	Tipo	Diâmetro (m)	Largura (m)	Altura (m)	Cota Montante (m)	Cota Jusante (m)	Comprimento (m)
Original	f1l2	PV-19	AMARAL	Circular	0,6			124,2	123,8	21,499
Mudança	f1l2				0,8					
Original	38l1	PV-13	PV-12	Circular	0,4			118,85	118,23	72,914
Mudança	38l1				0,5					
Original	51l1	PV-12	PV-11	Circular	0,4			118,23	117,2	61,61
Mudança	51l1				0,5					
Original	52l1	PV-11	PV-10	Circular	0,5			117,2	115,69	78,44
Mudança	52l1				0,6					
Original	PV10l2	PV-14	PV-13	Circular	0,4			119,13	118,85	27,143
Mudança	PV10l2				0,5					
Original	PV18l1	PV-29	SAIDA	Circular	0,4			114,33	113,92	15,983
Mudança	PV18l1				0,6					
Original	64l1	PV-41	PV-40	Circular	0,4			114,8	114,67	67,217
Mudança	64l1				0,8					
Original	65l1	PV-37	SAIDA	Circular	1,2			114,04	113,06	141,168
Mudança	65l1			Retangular		2,5	1,8			