

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

PROPOSIÇÃO DE METODOLOGIA PARA
CONSTRUÇÃO DE GRÁFICO DE RISCO DE
INUNDAÇÕES EM BACIAS URBANAS:
ESTUDO DE CASO
BACIA DO CÓRREGO CACHOEIRINHA

Rejane Cristina Siqueira

Belo Horizonte

2017

**PROPOSIÇÃO DE METODOLOGIA PARA
CONSTRUÇÃO DE GRÁFICO DE RISCO DE
INUNDAÇÕES EM BACIAS URBANAS:
ESTUDO DE CASO
BACIA DO CÓRREGO CACHOEIRINHA**

Rejane Cristina Siqueira

Rejane Cristina Siqueira

**PROPOSIÇÃO DE METODOLOGIA PARA
CONSTRUÇÃO DE GRÁFICO DE RISCO DE
INUNDAÇÕES EM BACIAS URBANAS:
ESTUDO DE CASO
BACIA DO CÓRREGO CACHOEIRINHA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Hidrologia Urbana e Drenagem

Orientadora: Priscilla Macedo Moura

Coorientadora: Talita Fernanda das Graças Silva

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2017

S618p

Siqueira, Rejane Cristina.

Proposição de metodologia para construção de gráfico de risco de inundações em bacias urbanas [manuscrito]: estudo de caso Bacia do Córrego Cachoeirinha / Rejane Cristina Siqueira. – 2017.
xi, 133 f., enc.: il.

Orientadora: Priscilla Macedo Moura.

Coorientadora: Talita Fernanda das Graças Silva.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 108-133.

Bibliografia: f. 99-107.

1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Inundações - Teses. 4. Córrego Cachoeirinha (MG) - Teses. I. Moura, Priscilla Macedo. II. Silva, Talita Fernanda das Graças. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 628(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

“Proposição de Metodologia para Construção de Gráficos de Risco de Inundação em Bacias Urbanas: Estudo de Caso Bacia do Córrego Cachoeirinha”

REJANE CRISTINA SIQUEIRA

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Profª PRISCILLA MACEDO MOURA - Orientador

Profª TALITA FERNANDA DAS GRAÇAS SILVA - Coorientadora

Prof. NILO DE OLIVEIRA NASCIMENTO

Prof. FERNANDO MAINARD FAN

Prof. FREDERICO CARLOS MARTINS DE MENEZES FILHO

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento
Coordenador

Versão Final aprovada por

Profª. Priscilla Macedo Moura
Orientadora

Belo Horizonte, 14 de julho de 2017.

AGRADECIMENTOS

Ao autor da vida, Deus! Que até aqui tem me ajudado. Sem o qual eu não teria forças para prosseguir em meio a tantos desafios. Que me capacitou, me deu sabedoria e inspiração para concluir essa obra.

Agradeço aos meus pais, José e Teresinha Maria Siqueira, pelo apoio, pelas palavras de incentivo e compreensão nos momentos de ausência.

A minha orientadora Priscilla e coorientadora Talita pela orientação, apoio, paciência, disponibilidade e pelos conselhos, que me conduziram a um novo olhar acerca da importância deste estudo.

Aos professores do mestrado pelo conhecimento compartilhado.

Aos amigos pelas palavras de incentivo, de ânimo para prosseguir.

Aos colegas Edilaine, Fernando e Deyvid.

Ao Flávio Conde e André Sosnoski da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica.

A Ilda Maria Carvalho Aguiar que sempre me incentivou e me apoiou em todas as fases.

À SUDECAP, em especial aos companheiros e amigos do Departamento de Planejamento de Drenagem Urbana.

A todos, que de certa forma, contribuíram para o desenvolvimento deste estudo.

RESUMO

Os eventos de inundação são reconhecidos como umas das principais causas de prejuízos econômicos e perda de vidas humanas em todo o mundo. Infelizmente, a sua ocorrência tem se tornado cada vez mais frequente e de maior magnitude. Uma análise desenvolvida pelo Centro de Pesquisa em Epidemiologia de Desastres (CRED) demonstrou que, no ano de 2016, dentre os tipos de desastres naturais, as inundações correspondiam a 50% das ocorrências no mundo. Dentre 164 países, nos quais se observou o maior número de pessoas afetadas, o Brasil ocupava a 11ª posição em 2015, segundo o World Resources Institute. As cidades brasileiras, como outras cidades no mundo, em resposta aos eventos de inundação, têm buscado extinguir ou mitigar os riscos a que a população está exposta. Para minimizar os riscos aos quais a população está exposta, torna-se necessário investir na incorporação de ferramentas que auxiliem no processo de tomada de decisão relativo à gestão da drenagem urbana. Neste contexto, o presente trabalho propõe uma metodologia para construção de gráfico de risco de inundações em bacias urbanas, como ferramenta de auxílio na elaboração de planos de ações e diretrizes para lidar com os eventos de inundação, seja na fase de prevenção ou mitigação dos impactos. Para tanto, foi aplicado o modelo hidrológico e hidráulico Storm Water Management Model (SWMM) 5.1 na bacia do córrego Cachoeirinha (Belo Horizonte, Minas Gerais), o qual foi calibrado e validado com dados de precipitação e nível d'água registrados em três estações de monitoramento implantadas na área de estudo. Foram selecionados nove eventos para a calibração e nove para a validação. A escolha dos eventos foi em função do tipo de alerta de risco que eles geraram no córrego Cachoeirinha, tendo como referência os níveis de alerta definidos para este, os quais são, amarelo, laranja e vermelho, que correspondem ao nível d'água ocupando 50%, 80% da altura útil do canal e condição de extravasamento, respectivamente. O desempenho do modelo alcançou resultado satisfatório segundo a função objetivo: a média do coeficiente de Nash-Sutcliffe foi de 0,72 para a calibração e 0,70 para a validação. Precipitações de projeto de tempo de retorno de 2 a 100 anos e diversas durações foram simuladas. Os níveis d'água máximos obtidos foram classificados de acordo com os níveis de alerta de risco definidos. A partir dessa classificação estabeleceu-se intervalos de precipitação de projeto, nos quais estava contido o valor limite das faixas de alerta de risco. Valores de precipitação contidos nestes intervalos, foram simulados até se constatar a mudança de faixa de alerta risco do gráfico. Afim de se avaliar o gráfico proposto, os eventos selecionados foram plotados e verificou-se um bom ajuste dos mesmos às faixas de risco.

ABSTRACT

Flood events are recognized as one of the leading causes of economic damages and loss of life worldwide. Unfortunately, it has been observed that its occurrence has become increasingly frequent and of greater magnitude. An analysis developed by the Center for Research in Disaster Epidemiology (CRED) showed that in 2016, among the types of natural disasters, floods corresponded to 50% of occurrences in the world. Among 164 countries, in which the largest number of people were affected, Brazil ranked 11th in 2015, according to the World Resources Institute. In response to flood events, Brazilian cities, like other cities in the world, have sought to extinguish or mitigate the risks to which people are exposed. To minimize the risks to which the population is exposed, it is necessary to invest in the incorporation of tools that aid in the decision-making process related to urban drainage management. With this aim, it is necessary to foster the incorporation of tools which may contribute in the decision-making process in urban drainage management. In this context, the present work proposes a methodology for the construction of a flood risk graph in urban basins, as a tool to help in the elaboration of action plans and guidelines to deal with flood events, whether in the prevention or mitigation phase of impacts. For that, the SWMM model was applied in the Cachoeirinha watershed (Belo Horizonte, Minas Gerais). The model was calibrated and validated with precipitation data and water levels recorded in monitoring stations recorded located in the study area. Nine events were selected for calibration and nine for validation. The choice of events was based on the type of risk alert that was generated in the Cachoeirinha stream. The risk alert levels are defined as: yellow, orange and red, corresponding respectively to the water level occupying 50%, 80% of the cross-section of the channel and overflow condition. The performance of the model reached a satisfactory result according to the objective function: the Nash-Sutcliffe coefficient was 0.72 for the calibration and 0.70 for the validation. Design precipitations with a return period varying from 2 to 100 years and several durations were simulated and the maximum water levels obtained were classified according to the defined risk alert levels. From this classification design precipitation intervals were established, in which the limit value between the risk alert ranges was contained. Precipitation values contained in these intervals were simulated until the change in the alert range of the graph was detected. In order to evaluate the proposed graph, the selected events were plotted and a good adjustment of the risk bands was verified.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS.....	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	IX
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 OBJETIVO GERAL	3
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
3 REVISÃO DA LITERATURA	4
3.1 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS.....	4
3.1.1 <i>Medidas Estruturais</i>	5
3.1.2 <i>Medidas Não Estruturais</i>	6
3.2 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM BELO HORIZONTE.....	7
3.2.1 <i>Plano Diretor de Drenagem - PDDBH</i>	7
3.2.2 <i>Carta de Inundações de Belo Horizonte</i>	9
3.2.3 <i>Sistema de Monitoramento Hidrológico</i>	12
3.3 GESTÃO DE RISCO - CONTEXTUALIZAÇÃO	15
3.3.1 <i>Processo de Tomada de Decisão</i>	15
3.3.2 <i>Riscos</i>	17
3.3.3 <i>Gestão de Risco de Inundação</i>	20
3.3.4 <i>Enchente, Alagamento e Inundação</i>	21
3.3.5 <i>Desastre, Dano e Prejuízo</i>	22
3.4 GESTÃO DE RISCO – FERRAMENTAS E CRITÉRIOS	23
3.4.1 <i>Critérios de Projeto</i>	23
3.4.2 <i>Informações de Eventos anteriores</i>	25
3.4.3 <i>Modelos de Previsão</i>	25
3.4.4 <i>Mapeamento de Riscos</i>	27
3.4.5 <i>Curvas de Danos de Inundações</i>	30
3.4.6 <i>Seguro para Inundações</i>	33
3.5 MODELAGEM	34
3.5.1 <i>CABC e CLive</i>	35
3.5.2 <i>Storm Water Management Model- SWMM</i>	36
3.5.3 <i>Calibração do Modelo</i>	41
3.5.4 <i>Análise de Sensibilidade</i>	42
3.5.5 <i>Critérios de Desempenho do Modelo</i>	44
3.5.6 <i>Definição do Início e Término dos Eventos do Modelo</i>	47
3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	49
4 MATERIAL E MÉTODOS	51
4.1 ÁREA DE ESTUDO	51
4.2 DADOS DE ENTRADA DO MODELO	55
4.2.1 <i>Hidrografia da Bacia</i>	55
4.2.2 <i>Seleção dos Dados de Precipitação e Nível d'água</i>	56
4.2.3 <i>Definição da Precipitação de Projeto</i>	60
4.2.4 <i>Parâmetro Curve Number (CN)</i>	61
4.3 MODELO	62
4.3.1 <i>Aplicação do Modelo</i>	62
4.3.2 <i>Análise de Sensibilidade</i>	65
4.3.3 <i>Calibração do Modelo</i>	66

4.3.4	<i>Validação do Modelo</i>	68
4.4	AVALIAÇÃO DO GRÁFICO DE RISCO.....	69
4.4.1	<i>Comparação dos Eventos observados com o Gráfico de Risco</i>	69
4.4.2	<i>Plotagem das Precipitações de Projeto</i>	69
4.4.3	<i>Proposição de Gráfico de Risco</i>	70
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	72
5.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	72
5.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO.....	72
5.2.1	<i>Largura da Sub-bacia (W)</i>	73
5.2.2	<i>Porcentagem de Área Impermeável</i>	74
5.2.3	<i>Parâmetros: n-impermeável, s-impermeável e n (Coeficiente de rugosidade de Manning)</i>	76
5.2.4	<i>CN- Curver Number</i>	77
5.2.5	<i>Resultado da Calibração</i>	80
5.3	VALIDAÇÃO DO MODELO.....	82
5.4	DESEMPENHO DO MODELO	85
5.5	AVALIAÇÃO DO GRÁFICO DE RISCO.....	87
5.5.1	<i>Plotagem dos Eventos Selecionados no Gráfico de Risco</i>	87
5.5.2	<i>Plotagem das Precipitações de Projeto no Gráfico de Risco</i>	89
5.6	PROPOSIÇÃO DO GRÁFICO DE RISCO	91
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	94
6.1	CONCLUSÕES	94
6.2	RECOMENDAÇÕES.....	97
	REFERÊNCIAS	99
	APÊNDICE 1 – TABELAS RESUMO – DADOS DE ENTRADA DO MODELO REFERENTES AO	
	CÓRREGO CACHOEINHA E AFLUENTES	108
	APÊNDICE 2 – RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO	115

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Curvas IDF de Belo Horizonte.....	10
Figura 3.2: Exemplo de Gráfico de Risco	11
Figura 3.3: Exemplo de definição das faixas de risco do gráfico de risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte.....	12
Figura 3.4: Seção do canal do córrego Cachoeirinha no trecho monitorado.....	13
Figura 3.5: Mapa de Localização das Estações	14
Figura 3.6: Triângulo do risco	18
Figura 3.7: Redução da componente ameaça, p. ex: medidas hidráulicas na bacia hidrográfica, controle na fonte	19
Figura 3.8: Redução da componente exposição, p.ex: leis de zoneamento, preservação das várzeas	19
Figura 3.9: Redução da componente vulnerabilidade, p.ex: sistemas de alerta antecipado, planos de evacuação e sistemas de proteção	19
Figura 3.10: Etapas da gestão de risco de inundações.....	21
Figura 3.11: Classificação dos danos em decorrência de inundações	23
Figura 3.12: Sensibilidade relativa média dos eventos.....	43
Figura 3.13: Métodos de separação gráfica	48
Figura 4.1: Diagrama da Metodologia.....	51
Figura 4.2: Imagem da bacia do córrego Cachoeirinha.....	53
Figura 4.3: Chuva do dia 28/03/2013	54
Figura 4.4: Chuva do dia 15/11/2012	54
Figura 4.5: Chuva do dia 15/11/2012	55
Figura 4.6: Ocorrências de inundação e alagamentos – Período de 1995 a 2016	55
Figura 4.7: Estação fluviométrica 13 (Córrego Cachoeirinha / Avenida Bernardo Vasconcelos) e pluviométrica 14.....	57
Figura 4.8: Eventos selecionados para calibração e validação do modelo e níveis de alerta correspondentes	58
Figura 4.9: Rede hidrográfica da bacia do córrego Cachoeirinha	63
Figura 4.10: Imagem da bacia do córrego Cachoeirinha construída no modelo SWMM	64
Figura 5.1: Largura da sub-bacia (W)	74
Figura 5.2: Variação do NA versus variação da porcentagem de área impermeável.....	75
Figura 5.3: Variação do CN – Evento 3	79

Figura 5.4: Variação do CN – Evento 9	79
Figura 5.5: Resultados da simulação do Evento 2 (05/12/2011) – COE = 0,93.....	80
Figura 5.6: Resultados da simulação do Evento 6 (07/01/2013) – COE = 0,32.....	81
Figura 5.7: Coeficientes de Nash e Sutcliffe – Eventos de Calibração	81
Figura 5.8: COE <i>versus</i> NA – Eventos de Calibração.....	82
Figura 5.9: Resultados da simulação do Evento 16 (12/02/2016) – COE = 0,89.....	83
Figura 5.10: Resultados da simulação do Evento 17 (28/02/2016) – COE = 0,42.....	83
Figura 5.11: Coeficientes de Nash e Sutcliffe, os eventos representados em vermelho correspondem a extravasamentos e os representados em amarelo a nível de alerta amarelo – Eventos de Validação	84
Figura 5.12: COE <i>versus</i> NA – Eventos de Validação.....	85
Figura 5.13: NA Máximo (Observado <i>versus</i> Simulado).....	85
Figura 5.14: Tempo de ascensão (Observado X Simulado)	86
Figura 5.15: Curvas IDF – Eventos de Calibração e Validação.....	88
Figura 5.16: Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte – Plotagem dos eventos.....	88
Figura 5.17: Gráfico de Risco e Precipitação de Projeto.....	90
Figura 5.18: Proposta para o gráfico de risco	91
Figura 5.19: Eventos plotados no gráfico proposto.....	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Caracterização da bacia do córrego Cachoeirinha.....	52
Tabela 4.2: Informações gerais das estações 12, 13 e 14	57
Tabela 4.3: Resumo das informações dos eventos de calibração	59
Tabela 4.4: Resumo das informações dos eventos de validação	59
Tabela 4.5: Quantil adimensional ($\mu T, d$) – Equação IDF – Região Metropolitana de Belo Horizonte	61
Tabela 4.6: Valores de CN adotados para a bacia do córrego Cachoeirinha.....	62
Tabela 4.7: Intervalo dos parâmetros do SWMM para coeficiente de rugosidade e armazenamento	65
Tabela 4.8: Precipitação de Projeto (mm)	70
Tabela 5.1: Análise de Sensibilidade.....	72
Tabela 5.2: Parâmetros Calibrados	73
Tabela 5.3: Definição da Largura das sub-bacias.....	73
Tabela 5.4: Tentativas de calibração da porcentagem de área impermeável.....	75
Tabela 5.5: Calibração do evento 1 – Parâmetros n-impermeável, s-impermeável, n (Manning)	76
Tabela 5.6: Combinação dos parâmetros n-impermeável, s-impermeável, n (Manning).....	77
Tabela 5.7: Valores de CN adotados inicialmente	78
Tabela 5.8: Calibração do CN	78
Tabela 5.9: Parâmetros adotados no modelo	80
Tabela 5.10: Dados dos Eventos plotados no Gráfico IDF	87
Tabela 5.11: Valores de nível d'água máximo	89
Tabela 5.12: Valores de precipitação de projeto e alertas de risco.....	90
Tabela 5.13: Comparação dos alertas com as faixas de risco.....	90

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

BDH	Banco de Dados Hidrológico
BMP	<i>Best Management Practices</i>
CABC	Análise de Bacias Complexas, Software
CEMAR	Centro de Monitoramento e Alerta de Risco
CLive	Condutos Livres, Software
CN	<i>Curver Number</i>
COE	Coefficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe
COHAB-MG	Companhia de Habitação do Estado de Minas Gerais
COMDEC	Coordenadoria de Defesa Civil de Belo Horizonte
CRED	<i>Center for Research on the Epidemiology of Disasters</i>
d	Declividade total da bacia
D	Duração da chuva
DOU	Diário Oficial da União
DNRM	<i>Department of Natural Resources and Mines</i>
DP	Desvio Ponderado ao quadrado
d_p	Perdas iniciais
DPS	Danos de inundação em função da profundidade de submersão
d_t	Lâmina d'água sobre a bacia
DRENURBS	Programa de Recuperação Ambiental de Belo Horizonte
EFAS	<i>European Flood Awareness System</i>
ERRO %	Erro Relativo Percentual
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
GPRS	<i>General Packet Radio Service</i>
H	Diferença de cota entre o ponto mais a montante e o exultório da bacia
HEC-RAS	<i>Hydrologic Engineering Center - River Analysis System</i>
i	Intensidade da chuva
I_a	Perdas Iniciais
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Intensidade, Duração e Frequência
INSAE	Instituto Nacional de Estatísticas e Análises Econômicas
IS	Índice de Sensibilidade
IRC	Índice de Risco de Cheia

L	Comprimento total do talvegue
L_1	Comprimento do curso d'água principal
n	Coefficiente de rugosidade da bacia
N	Número de eventos
NA	Nível d'Água
NRCS	<i>Natural Resources Conservation Service</i>
\bar{O}	Média dos dados do evento no período de simulação
O_i	Evento observado
PBH	Prefeitura Municipal de Belo Horizonte
PDDDBH	Plano Diretor de Drenagem de Belo Horizonte
P	Precipitação
PA	Precipitação Média Anual
Pbias	<i>Percent bias</i>
Pe	Precipitação efetiva
P_i	Evento Simulado
PEST	<i>Parameter Estimator</i>
PMS	Plano Municipal de Saneamento
PWRI	<i>Participative Water Resilience Index</i>
Q_s	Vazão no exutório da sub-bacia;
RMSE	<i>Root Mean Square Error</i> , Raiz quadrada do erro médio quadrático
RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
SCE-UA	<i>Shuffled Complex Evolution – University of Arizona</i>
SIG	Sistema de Informações Geográficas
S	Capacidade de armazenamento do solo
S_o	Declividade da bacia
SWAT	<i>Soil and Water Assessment Tool</i>
SINDUSCON-MG	Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Minas Gerais
SUDECAP	Superintendência de Desenvolvimento da Capital
SWMM	<i>Storm Water Management Model, Software</i>
TR	Tempo de Retorno
U.S. EPA	<i>United States Environment Protection Agency</i>
VGI	Informações Geográficas Voluntárias

$\mu_{T,d}$	Quantil adimensional regional associado ao tempo de retorno TR e à duração D (tabelado)
W	Largura de drenagem da bacia
\hat{y}_t	Nível d'água máximo simulado
y_t	Nível d'água máximo observado

1 INTRODUÇÃO

Os eventos de inundação são reconhecidos como umas das principais causas de prejuízos econômicos e perda de vidas humanas em todo o mundo. Dentre todos os desastres naturais, (avalanches, desabamentos, seca/escassez, abalos sísmicos, epidemias, atividade vulcânica, tempestades de vento) o desastre de inundação é o mais frequente e o número de eventos vem aumentando consideravelmente nos últimos anos (DOTTORI *et al.*, 2015).

Uma análise desenvolvida pelo Centro de Pesquisa em Epidemiologia e Desastres (CRED), demonstrou que dentre os tipos de desastres naturais registrados em 2016 em todo o mundo, 50% das ocorrências se referem a eventos de inundação (CRED, 2016).

O World Resources Institute (2015) classificou 164 países de acordo com o número de pessoas afetadas por inundações. Dentre esses, quinze concentram 80% da população exposta em todo o mundo a cada ano. Países esses considerados menos desenvolvidos ou em desenvolvimento. Neste ranking, o Brasil ocupa a 11ª posição.

A colocação do Brasil, como um dos países mais afetados por eventos de inundação, corrobora a informação de Tucci (2003) de que a ocorrência de inundações em áreas urbanas e ribeirinhas tem se intensificado e tornado cada vez mais frequente entre os municípios brasileiros nas últimas décadas. Esse cenário deve-se, principalmente, à ineficiência da política de desenvolvimento urbano das cidades e ausência de planejamento da ocupação do solo. A inexistência de planejamento da ocupação urbana resulta em ocupação de áreas ribeirinhas; impermeabilização crescente e excessiva do solo, além da canalização de rios e córregos sem necessidade (Canholi, 2006 *apud* MELLER & PAIVA, 2007).

Em virtude do aumento da frequência das inundações urbanas, a incorporação de ferramentas que auxiliem no processo de tomada de decisão no gerenciamento da drenagem urbana tem se tornado cada vez mais importante (MELLER & PAIVA, 2007).

Neste sentido, o presente trabalho propõe uma metodologia para desenvolvimento de gráficos de riscos de inundações, como ferramenta de auxílio na elaboração de planos de ações e diretrizes visando prevenir e/ou minimizar o impacto desses eventos sobre a população residente em áreas de riscos quando sua remoção para áreas seguras não seja possível.

O gráfico de risco de inundações pode proporcionar aos gestores públicos mais confiabilidade e acerto nas decisões a serem deliberadas no que se refere ao parcelamento do solo, restringindo a ocupação das áreas sujeitas à inundação e a implantação de Sistema de Previsão e Alerta de Chuva.

Como estudo de caso, para desenvolvimento desta metodologia, foi escolhida a bacia do córrego Cachoeirinha localizada no município de Belo Horizonte, MG, devido ao histórico de inundações e por apresentar o uso do solo e ocupação praticamente consolidado, constituído por edificações comerciais, residenciais e industriais e poucas áreas verdes. Além disso, nesta bacia estão implantadas duas estações de monitoramento hidrológico, integrantes do Programa de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte.

A dissertação foi estruturada em seis capítulos, incluindo esta introdução. O segundo capítulo apresenta o objetivo geral e os objetivos específicos propostos no estudo em questão. O terceiro capítulo apresenta uma revisão bibliográfica acerca de temas relacionados com a gestão do risco de inundações urbanas, modelagem hidrológica e hidráulica. O quarto capítulo se atém à caracterização da área de estudo e às etapas metodológicas utilizadas. O quinto capítulo busca apresentar e discutir os resultados obtidos. E por fim, o sexto capítulo conclui a pesquisa e apresenta algumas recomendações.

2 OBJETIVOS

2.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral desta pesquisa é a proposição e avaliação de uma metodologia para construção de gráfico de risco em bacias urbanas através de estudo de caso para a bacia do córrego Cachoeirinha.

2.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos são:

- Obter modelo hidrológico e hidráulico calibrado e validado com base nos eventos de chuva e respectivos níveis de água observados, registrados no Sistema de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte;
- Avaliar o gráfico de risco de inundação existente;
- Construir um novo gráfico de risco de inundação.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Esta revisão tem o objetivo de contextualizar o presente trabalho no âmbito da gestão do risco de inundações urbanas. No primeiro momento, será apresentada uma breve introdução sobre gestão de águas urbanas e a experiência do município de Belo Horizonte na gestão das águas urbanas, a qual possibilitou a criação do Plano Diretor de Drenagem, que por seguinte previu o desenvolvimento da Carta de Inundações de Belo Horizonte e à implantação do Sistema de Monitoramento Hidrológico.

Posteriormente são apresentados a terminologia e os conceitos de gestão de risco de inundação, critérios a serem adotados em projetos, visando à prevenção e proteção da população residente em áreas suscetíveis à inundação e ferramentas de gestão, desenvolvidas com a finalidade de subsidiar a tomada de decisão da administração pública.

Este capítulo contém, ainda, uma revisão sucinta sobre modelagem hidrológica, uma vez que para o desenvolvimento do objetivo proposto, a utilização de modelo hidrológico e hidráulico foi indispensável. Neste contexto da modelagem, além dos modelos, serão abordados temas inerentes à modelagem hidrológica, como análise de sensibilidade, calibração de modelos, análise de desempenho do modelo e definição de início e término dos eventos de precipitação.

3.1 Gestão de Águas Pluviais Urbanas

Com o surgimento e crescimento das cidades, a superfície natural do solo sofre modificações que por sua vez, alteram o escoamento das águas pluviais, interferindo diretamente no sistema de drenagem urbana.

Dentre as modificações decorrentes do processo de urbanização, pode se citar: a eliminação dos locais que antes acumulavam água, tais como as depressões nos terrenos e lagoas temporárias; a supressão da vegetação que antes retinha poluentes e que agora são carregados pelo escoamento superficial, degradando a qualidade das águas dos córregos e rios e; o aumento da impermeabilização do solo e redução da infiltração, contribuindo assim, para o aumento do volume escoado e conseqüentemente, maior frequência de inundação (LISBOA, *et al.*, 2008).

O crescimento acelerado das cidades e a densificação urbana fez com que os rios urbanos passassem a inundar com mais frequência. O aumento das áreas impermeáveis e a canalização, que acelera o escoamento através dos condutos, são as causas da ocorrência deste processo. O

volume de água que chega ao mesmo tempo ao sistema de drenagem aumenta, acarretando inundações mais frequentes do que as que existiam quando a superfície do solo era permeável e o escoamento se dava pelo ravinamento natural (TUCCI, 2004).

Diante deste cenário, têm que se buscar soluções/ou medidas para lidar com os efeitos da urbanização sobre o sistema de drenagem, protegendo dessa forma a população que se instalou às margens dos cursos d'água.

Segundo Tucci (2007), drenagem urbana é o conjunto de medidas que tem por objetivo minimizar os riscos aos quais as populações estão sujeitas, diminuir os prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável.

As medidas de controle que visam minimizar os danos das inundações podem ser do tipo estrutural e não estrutural. As medidas estruturais visam minimizar ou compensar o aumento do escoamento superficial decorrente da urbanização e da impermeabilização do solo através da construção de obras de engenharia. Já as medidas não estruturais propõem compensar ou mitigar os danos provocados pela impermeabilização do solo por meio do desenvolvimento de instrumentos legais que impeçam ou restrinjam a urbanização e a ocupação de áreas da cidade, sistema de prevenção e alertas de chuva, programas de educação ambiental, entre outros (CANHOLI, 2005).

3.1.1 Medidas Estruturais

Segundo Canholi (2005), as medidas estruturais correspondem a implantação de obras de engenharia visando à correção e/ou prevenção dos problemas decorrentes de enchentes. As medidas estruturais podem ser caracterizadas como medidas intensivas e extensivas. As medidas intensivas se constituem, entre outras ações, no armazenamento de água e no aumento da capacidade dos canais, sendo de quatro tipos:

- de aceleração do escoamento: canalização e obras correlatas;
- de retardamento do fluxo: reservatórios (bacias de detenção/retenção), restauração de calhas naturais;
- de desvio do escoamento: túneis de derivação e canais de desvio;

- e que englobem a introdução de ações individuais visando proteger as edificações contra enchentes.

As medidas extensivas correspondem aos pequenos armazenamentos disseminados na bacia, à recomposição da cobertura vegetal e ao controle de erosão do solo, ao longo da bacia de drenagem.

Dentre as medidas extensivas estão as técnicas compensatórias que são medidas de controle estrutural que consideram os impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos, buscando neutralizá-los e conferindo benefícios para a qualidade de vida e a preservação do meio ambiente (BAPTISTA *et al.*, 2005).

Por meio das técnicas compensatórias, a produção de excedentes de águas decorrentes da impermeabilização do solo é controlada, evitando-se a sua transferência rápida para jusante.

O controle das águas excedentes pode ser efetuado por meio de combinações de soluções tecnológicas que facilitam a infiltração das águas pluviais e o aumento do tempo de trânsito, com o seu armazenamento temporário. As soluções mais adotadas, dentre as várias técnicas compensatórias, são:

- bacias ou reservatórios de retenção (bacias de amortecimento);
- pavimentos porosos;
- trincheiras, poços, valas, valetas;
- telhados verdes.

3.1.2 Medidas Não Estruturais

As medidas não estruturais são aquelas que propõem a redução dos danos ou as consequências das inundações, não por meio de obras, mas através do estabelecimento de normas, regulamentos e programas. Elas visam orientar a ocupação territorial, o comportamento de consumo das pessoas e as atividades econômicas (CANHOLI, 2005).

As medidas não estruturais, considerando aquelas mais adotadas na atualidade, podem ser agrupadas em:

- ações de regulamentação do uso e ocupação do solo;

- educação ambiental voltada ao controle da poluição difusa, erosão, lixo e conscientização quanto à manutenção dos dispositivos de drenagem;
- seguro-enchente;
- implantação de sistemas de alerta e previsão de inundações.

3.2 Gestão de Águas Pluviais em Belo Horizonte

Na cidade de Belo Horizonte, município que conta com 2.513.451 habitantes (IBGE, 2017), os problemas com inundações são frequentes. O município se localiza na bacia do rio São Francisco, tendo como principais bacias a do ribeirão do Onça e a do ribeirão Arrudas, afluentes do rio das Velhas. O território municipal se localiza em área bastante montanhosa, caracterizada pela presença de dezenas de cursos de água de pequeno porte, típicos de áreas montanhosas.

O processo de urbanização acelerado de Belo Horizonte, notável a partir da década de 1950, proporcionou o aumento da população urbana vivendo em áreas desprovidas de infraestrutura adequada. Os efeitos desse processo em grandes aglomerados são sentidos sobre todos os sistemas urbanos, incluindo-se aqueles relacionados aos recursos hídricos: abastecimento de água, tratamento de esgotos e drenagem pluvial (PBH, 2000).

Em virtude dos efeitos sentidos na drenagem pluvial decorrentes do crescimento urbano acelerado, foi criado em 2000 o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte PDDBH (PBH, 2000).

3.2.1 Plano Diretor de Drenagem - PDDBH

O PDDBH é o principal instrumento de uma política de gestão do sistema de drenagem urbana voltada para a redução dos impactos negativos da urbanização no escoamento das águas pluviais. Pretende-se que suas proposições estabeleçam não só diretrizes para medidas estruturais mais adequadas ao funcionamento real do sistema e menos danosas ao meio ambiente, mas também, e principalmente, para a adoção de medidas não estruturais de caráter corretivo e preventivo a serem incorporadas ao planejamento urbano e à gestão dos diversos subsistemas afetos à drenagem (PBH, 2000).

O Plano Diretor de Drenagem foi concebido em duas etapas. A primeira, refere-se ao conhecimento real do sistema de drenagem, e a segunda, refere-se às propostas de intervenção,

controle e gestão do sistema de drenagem.

Os estudos correspondentes à primeira etapa foram compostos pelos seguintes itens (PBH, 2000):

- estudos preliminares: incluindo a síntese dos estudos precedentes sobre temas relacionados com a drenagem urbana e o levantamento de dados existentes de interesse para o diagnóstico da situação atual da drenagem na área de estudo;
- levantamento cadastral das redes de macro e microdrenagem, com identificação de todos os cursos de água e elementos de infraestrutura de drenagem superficial e subterrânea;
- implantação do Sistema de Informações Geográficas, contendo a definição da rede de drenagem e demais informações a serem utilizadas pelos modelos matemáticos de simulação hidrológica e hidráulica;
- caracterização das bacias elementares, contemplando a delimitação e a codificação das bacias elementares, o cálculo dos respectivos coeficientes de impermeabilização e a caracterização da rede de macrodrenagem;
- caracterização estrutural da rede de macrodrenagem, contendo o diagnóstico das deficiências e demais problemas identificados, assim como a proposta de ações para o controle estrutural do sistema de macrodrenagem.

A segunda etapa do Plano Diretor previu o desenvolvimento das seguintes atividades (PBH, 2000):

- atualização dos dados da primeira etapa do Plano Diretor, abrangendo a análise integrada dos temas estudados e incluindo informações atualizadas dos cadastros da macro e da micro drenagens;
- realização de monitoramento hidrológico, com a instalação de 42 estações pluviométricas, fluviométricas e climatológicas em locais previamente definidos nas bacias elementares e montagem do Banco de Dados Hidrológicos incorporado ao Sistema de Informações Geográficas (SIG) do Plano Diretor;

- inserção do módulo hidrológico no SIG e desenvolvimento da modelagem com utilização dos dados do cadastro, da caracterização de bacias elementares e do monitoramento hidrológico;
- proposição de Plano de Ação contendo ações corretivas das ocorrências urbanas que interferem com a drenagem; levantamento de áreas para estocagem de águas pluviais; e diretrizes para tratamento de fundos de vale;
- proposta de gestão do sistema de drenagem de forma integrada aos demais sub-sistemas intervenientes, prevendo-se ações de caráter administrativo, financeiro, tecnológico e institucional.

3.2.2 Carta de Inundações de Belo Horizonte

A Carta de Inundações foi desenvolvida para todas as bacias hidrográficas contidas no município de Belo Horizonte, onde foram identificadas as áreas potencialmente susceptíveis a inundações.

Trata-se de uma ferramenta de gestão de risco, utilizada para auxiliar os gestores do município na tomada de decisões quanto à ocupação do solo em áreas susceptíveis a inundação. Além deste uso, ela fornece informações para subsidiar: a implantação de Sistemas de Previsão e Alertas de Chuvas; indicação dos locais com risco de inundação com placas de orientação; estabelecimento de planos de rotas de fugas para a população residente nestes locais.

Conforme menciona PBH (2009), a Carta de Inundações foi desenvolvida com base em resultados de estudos de modelagem matemática, hidrológica e hidráulica dos sistemas de macro-drenagem da cidade de Belo Horizonte, nos quais foram identificados os trechos de canais com insuficiências hidráulicas, parametrizados em função das probabilidades de ocorrências de vazões extremas. Os trechos com insuficiências hidráulicas, identificados nos estudos de modelagem, foram verificados em campo por meio de visitas técnicas e confirmados pelos moradores locais. Os modelos hidrológico e hidráulico utilizados no desenvolvimento da Carta de Inundações de Belo Horizonte foram o CABC e Clive, ambos desenvolvidos pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH e a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. O subitem 3.5.1 apresenta uma descrição sucinta sobre esses modelos.

Somou-se também a esse material, as manchas de inundação existentes elaboradas com o produto do Programa de Recuperação Ambiental de Belo Horizonte – DRENURBS, o qual estudou os córregos com calha em situação natural na cidade.

A partir do tratamento e avaliação dos estudos realizados, considerando-se as informações topográficas da cidade, geraram-se as superfícies ou planos de inundação (polígono elaborado pela interligação entre os pontos com informação de alturas ou níveis d água), delimitando-se uma mancha de inundação.

A associação entre as manchas de inundação e alturas pluviométricas foi efetuada através da equação IDF (intensidade, duração e frequência de chuvas intensas) proposta por Pinheiro e Naghettini (1998) para a Região Metropolitana de Belo Horizonte, cujas curvas são apresentadas na Figura 3.1.

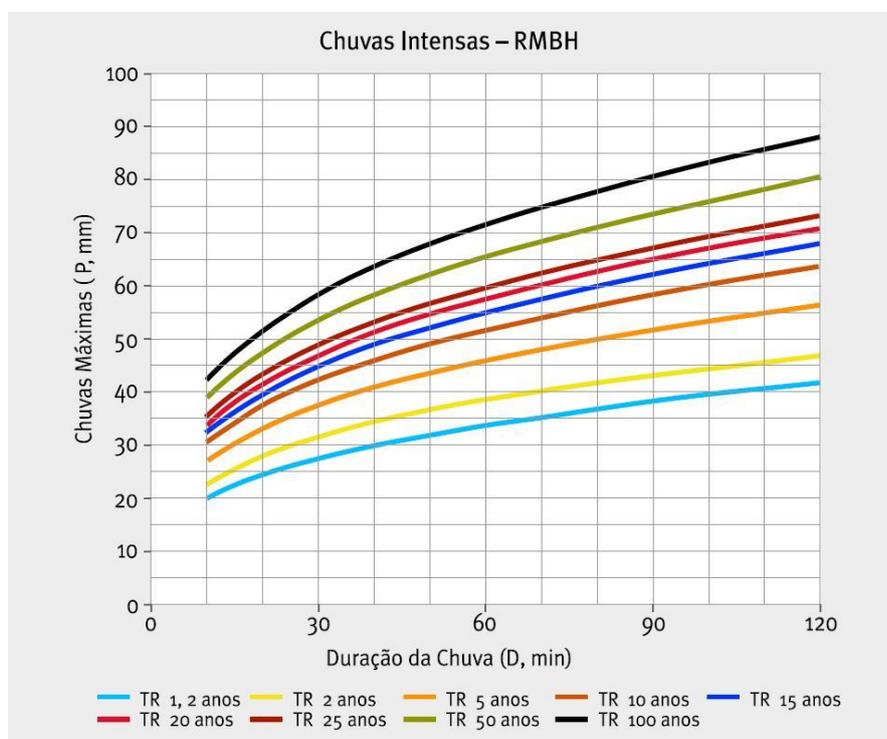


Figura 3.1: Curvas IDF de Belo Horizonte
Fonte: PBH (2009), a partir de Pinheiro e Naghettini (1998).

Com base nas modelagens matemáticas desenvolvidas, foi possível atribuir os períodos de retorno em que os extravasamentos ocorrem. Com estas informações foram construídos os gráficos de riscos para as áreas potencialmente susceptíveis à inundação, onde a duração e a altura da chuva foram associadas ao risco de inundação. Neste gráfico foram definidas 04 (quatro) faixas de riscos: Nível Crítico, Nível Emergencial, Nível de Alerta, Situação Normal,

conforme Figura 3.2. O nível crítico foi definido de acordo com o Tempo de Retorno a partir do qual ocorre extravasamento conforme o modelo matemático desenvolvido. Os demais níveis foram associados a tempos de retorno inferiores ao de extravasamento. O eixo das abscissas foi ajustado em função do tempo de concentração das bacias de contribuição ao local de extravasamento.

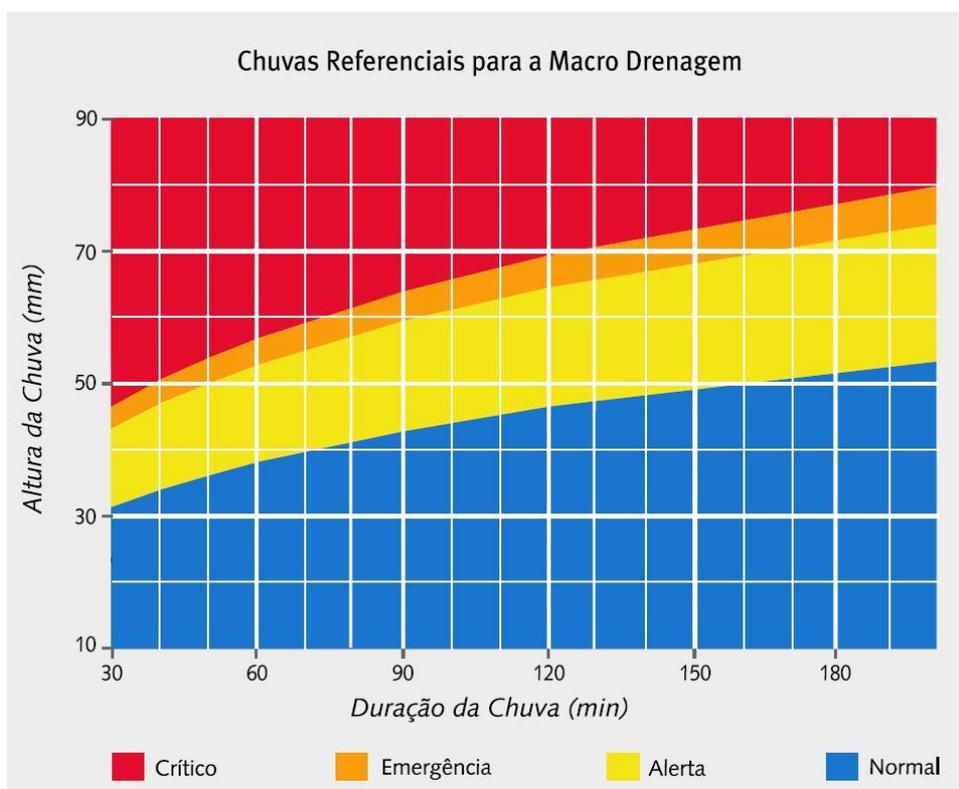


Figura 3.2: Exemplo de Gráfico de Risco

Fonte: PBH (2009).

A Figura 3.3 ilustra, didaticamente, a metodologia empregada na definição das faixas de risco do gráfico. Nesta figura, a título de exemplo, o Tempo de Retorno (TR) a partir do qual ocorreu o extravasamento do canal, de acordo com os resultados da modelagem, foi o de 15 anos. Sendo assim, a faixa do gráfico referente ao nível crítico foi definida a partir da curva IDF correspondente ao TR imediatamente superior, que é o de 20 anos.

Para definir a faixa corresponde ao nível de emergência, foi traçada uma curva média entre o TR de 15 anos e o TR imediatamente inferior (TR = 10 anos). A faixa delimitada pelo TR de 20 anos e pela curva média foi considerada a de emergência.

O nível de alerta corresponde à faixa contida entre a curva média e a curva corresponde ao segundo TR inferior ao que indicou o extravasamento, ou seja, TR de 05 anos.

E finalmente, o nível normal corresponde a faixa abaixo da curva referente ao TR de 05 anos.

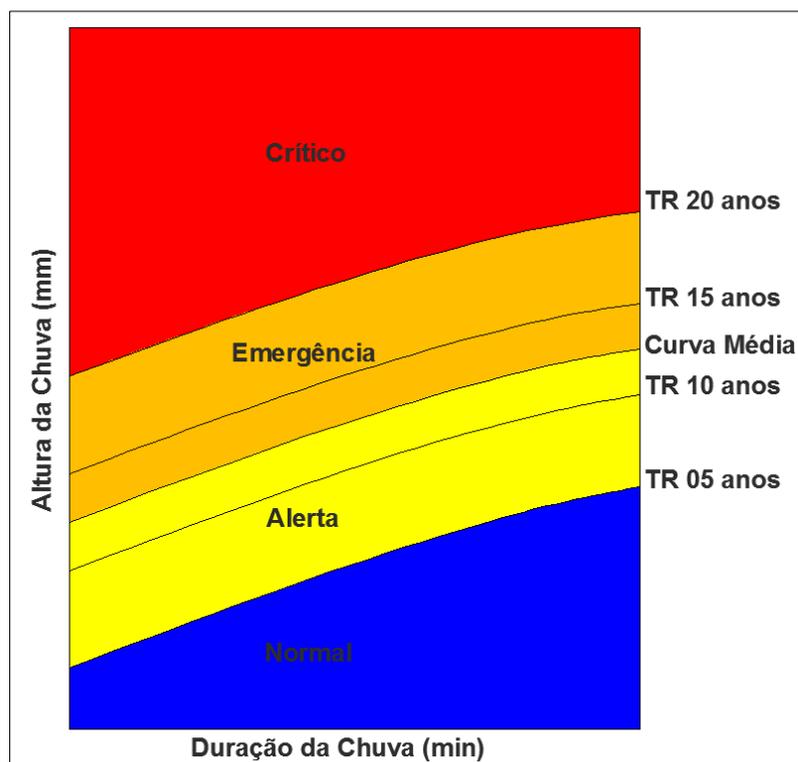


Figura 3.3: Exemplo de definição das faixas de risco do gráfico de risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte
Fonte: elaborada pela autora.

3.2.3 Sistema de Monitoramento Hidrológico

O Sistema de Monitoramento Hidrológico implantado no município de Belo Horizonte começou a operar no mês de outubro de 2011, início do período chuvoso, tendo como principais objetivos:

- acompanhar os eventos de precipitação e os níveis d'água dos córregos em tempo real;
- permitir o diagnóstico permanente do sistema de drenagem;
- calibrar os modelos hidrológicos/hidráulicos das bacias do município e validar o gráfico de risco da carta de inundações de Belo Horizonte;
- subsidiar a elaboração de projetos de macrodrenagem;
- disponibilizar dados para o Centro de Monitoramento e Alerta de Risco – CEMAR, sob a responsabilidade da Coordenadoria Municipal de Defesa Civil – COMDEC, visando à antecipação de ações de proteção à população residente em áreas de risco de inundações e escorregamento.

Este sistema é composto por 42 estações, sendo quatro climatológicas, cinco fluviométricas, 11 pluviométricas e 22 Plu-fluviométricas, que foram implantadas em áreas estratégicas do Município, conforme Figura 3.5. A definição da localização das estações foi baseada no diagnóstico do sistema de drenagem que gerou a Carta de Inundações de Belo Horizonte, na caracterização das bacias elementares considerando a representatividade dos dados, além de critérios de segurança dos equipamentos e interferências com arborização e edificações que prejudicassem o bom desempenho desses.

As estações de monitoramento dispõem de sensores de precipitação do tipo báscula, sensores de nível (piezoresistivo ou ultrassônico) e sensor climatológico, que mede precipitação, nível d'água, temperatura, pressão atmosférica, umidade relativa do ar, direção e velocidade do vento. Os dados são obtidos pelos sensores e transmitidos, via GPRS, de 10 em 10 minutos a dois computadores lotados na Empresa de Informática e Informação do município de Belo Horizonte - Prodabel.

Visando o conhecimento do funcionamento dos canais, para a emissão de alerta em tempo real à população e aos gestores, foram previamente caracterizados os níveis de alerta de cada trecho dos canais monitorados. Foi definido o alerta amarelo a partir de 50% da seção útil do canal, o alerta laranja a partir de 80% da sessão útil do canal e o alerta vermelho, o nível de extravasamento do canal. A Figura 3.4 ilustra a seção transversal do canal revestido aberto do córrego Cachoeirinha, identificando os níveis de alerta, a título de exemplo.

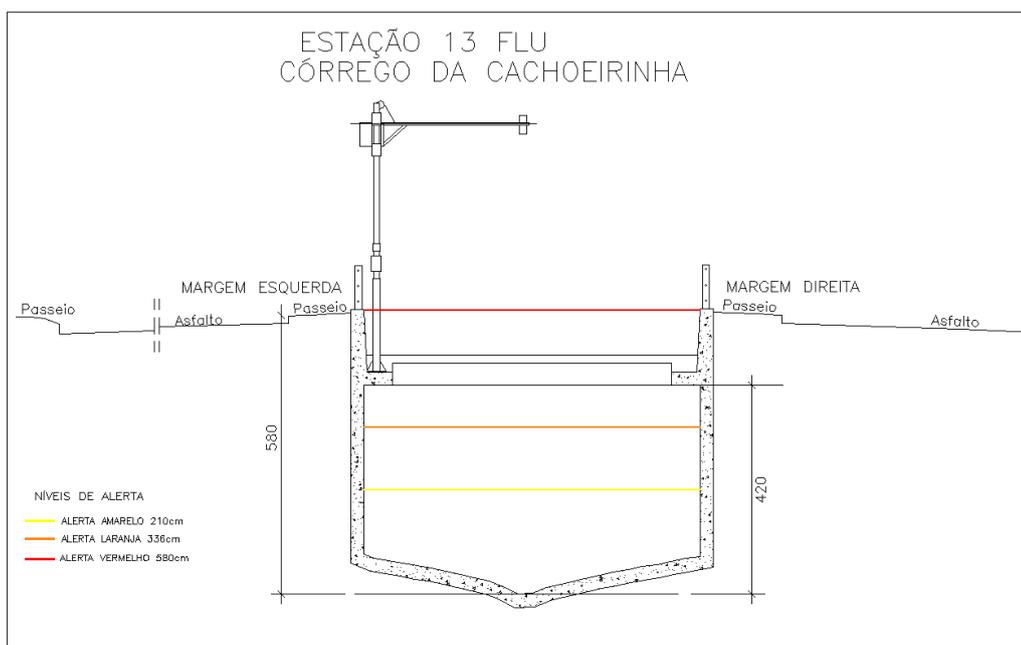


Figura 3.4: Seção do canal do córrego Cachoeirinha no trecho monitorado
Fonte: SUDECAP (2011).

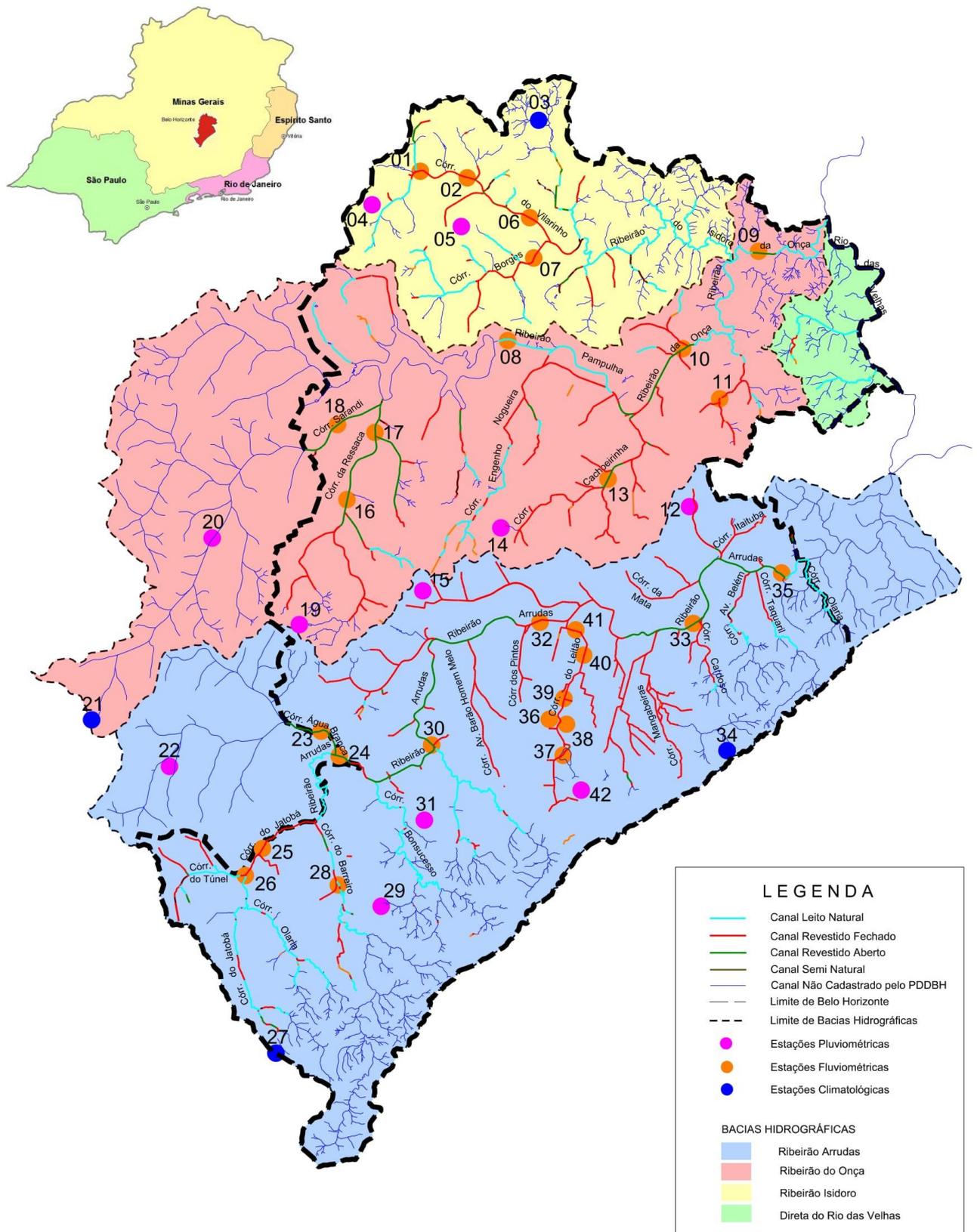


Figura 3.5: Mapa de Localização das Estações
 Fonte: Adaptado de PMS (2016).

3.3 Gestão de Risco - Contextualização

Há mais de duas décadas surgiram estudos indicando que a ocorrência de desastres ocasionam não somente um obstáculo ao desenvolvimento das áreas desfavorecidas do mundo, como também possui uma relação estreita com a dinâmica de construção de nossas sociedades que propiciam: i) a concentração de grupos sociais de baixa renda em áreas de risco, com baixa capacidade econômica para absorver os impactos dos desastres e se recuperar de seus efeitos; ii) o uso inadequado da terra e a ocupação de áreas propensas a riscos, tais como encostas de rios e zonas úmidas, combinada com condições de vida frágil e insegura com infraestrutura social e de serviços deficientes; iii) o aumento progressivo dos níveis de ameaça devido aos processos de degradação ambiental; iiiii) capacidade deficitária de gestão e redução dos riscos como parte do processo de desenvolvimento das instituições públicas e privadas e do governo nacional e local (LAVEL, 2003).

Não se pode ignorar os problemas crescentes dos riscos. Viver seguro significa ter capacidade de gerir nosso território com consciência dos riscos existentes, tomando medidas para o seu controle, assim como prevendo as consequências em médio e longo prazo de nossas intervenções no meio ambiente e os novos riscos que estas podem gerar. Instrumentos como a análise de riscos, o ordenamento do território, o planejamento da ocupação urbana, a capacidade de tomar decisões sobre o nosso ambiente imediato em um contexto de governabilidade são necessários para esse processo (LAVEL, 2003).

Segundo Lavel (2003), a gestão de risco é um processo social complexo que envolve ações de planejamento, intervenção e organização que devem ser avaliadas em cada fase do desastre: i) antes do desastre: fase de prevenção e preparação; ii) durante o desastre: fase de execução de ações emergenciais de resposta; iii) posterior ao desastre: fase de recuperação.

A gestão de risco de desastres tem como objetivo a redução ou a previsão e o controle permanente dos riscos na sociedade, em consonância e integrada aos padrões de desenvolvimento humano, econômico, ambiental e territorial, sustentáveis. Admite, a princípio, níveis distintos de coordenação e intervenção que variam em escala global, regional, local, de comunidade e família.

3.3.1 Processo de Tomada de Decisão

A tomada de decisão é um processo de análise e de escolha entre várias alternativas disponíveis do plano de ação que uma pessoa deverá seguir. É o processo que conduz direta ou indiretamente à escolha de, ao menos, uma dentre diferentes alternativas, todas estas candidatas a resolver determinado problema (SIMON *apud* MORITZ *et al.*, 2015; ANDRADE *et al.*, 2012).

Tomar decisão consiste em escolher a melhor alternativa de acordo com os critérios estabelecidos, a partir de uma certa quantidade de informações, com o propósito de atingir um objetivo estabelecido (FREITAS, 2015).

Segundo Marques (2016), o processo de tomada de decisão pode ser simples ou complexo: isso vai depender do grau de importância, do objetivo a ser alcançado e dos reflexos da escolha na vida das pessoas. Tomar decisões envolve a identificação do problema, bem como definir os critérios, analisar, escolher alternativas e verificar a eficácia da decisão.

No contexto deste trabalho, o problema está relacionado aos riscos de inundação das áreas suscetíveis, sendo então necessário tomar decisões visando à prevenção, preparação e mitigação dos danos aos quais as pessoas inseridas nestas áreas estão sujeitas.

A tomada de decisão baseada no risco é um processo sistêmico que lida com incertezas, na qual são formuladas ações políticas, cujos impactos e ramificações devem ser avaliados. Atualmente, um número cada vez maior de profissionais e gestores na indústria, governo e academia estão dedicando grande parte do seu tempo e de seus recursos para aprimorar o conhecimento e a abordagem da tomada de decisão baseada em riscos. Nesta busca de aprimoramento descobre-se que, quanto mais conhecimento se adquire sobre esse assunto complexo, mais ainda há o que se conhecer (HAIMES, 2016).

Segundo Haimes (2016), existem três razões fundamentais para a complexidade deste assunto: A primeira razão é que a tomada de decisão em condições de incerteza engloba, literalmente, todas as facetas, dimensões e aspectos de nossas vidas. Ela nos afeta em nível pessoal, corporativo e governamental e interfere também, nas fases da gestão: planejamento, desenvolvimento, projeto e operação. São incertezas do processo de tomada de decisão, independente de qual seja: (i) envolve uma ou mais partes; (ii) é limitada por questões econômicas ou ambientais; (iii) é impulsionada por forças sócio-políticas ou geográficas; (iv) é

guiada por conhecimentos científicos ou tecnológicos; (v) é influenciada por vários agentes do poder e partes interessadas.

A segunda razão é que a tomada de decisão baseada no risco é complexa e interdisciplinar. O tema se torna ainda mais complicado devido ao incremento de diversas abordagens de várias fontes confiáveis. Alguns métodos, por sua vez, produzem resultados e conclusões enganosos e por estarem arraigados, se tornam difíceis de serem erradicados (HAIMES, 2016).

A terceira razão é fundamentada na necessidade de fazer compensações entre todos os custos, benefícios e riscos relevantes em uma matriz multiobjetiva, atribuindo pesos proporcionais à importância que estes representam na escolha de uma determinada ação (HAIMES, 2016).

Os riscos associados a desastres naturais são exemplos a serem considerados. As causas dos desastres naturais são diversas e os riscos associados a eles afetam as pessoas, o ambiente no seu entorno, a economia, o bem estar social do país. Assim, a avaliação e o gerenciamento do risco são essenciais no processo de tomada de decisão (HAIMES, 2016).

3.3.2 Riscos

Existem várias definições de risco, porém neste trabalho adotou-se o risco como o produto entre a probabilidade de ocorrência de um evento e o respectivo dano. Ou seja, a medida dos danos e prejuízos potenciais, expressa em termos de probabilidade estatística de ocorrência e intensidade ou grandeza das consequências possíveis. O risco estabelece uma relação entre a probabilidade de que uma ameaça de um evento adverso ou de acidente determinado se concretize com uma magnitude definida e o grau de vulnerabilidade a seus efeitos (CASTRO, 1999).

Pode-se dizer que o risco consiste em assumir uma condição de perda (mortes, feridos, danos à propriedade, perturbação da atividade econômica), dada a probabilidade de ocorrência de um fenômeno natural específico (inundação, terremoto, vulcanismo, etc) em uma região sujeita (UNDRO, 1979).

Em áreas sujeitas a desastres naturais, o gerenciamento do risco associado a eles, implica na aceitação de certo nível de convivência, uma vez que a desocupação plena destas áreas pode ser inviável do ponto de vista econômico. Sendo assim, torna-se importante definir ações para tratamento do risco considerando, além da ameaça do evento, o nível de preparo do sistema

para lidar com a sua ocorrência. Sendo assim, o risco é associado não somente à natureza física da ameaça, mas também à capacidade do sistema de interagir com o evento.

Crichton (1999), propôs o conceito de “triângulo do risco” na construção de um modelo que contemple, na quantificação do risco, o nível de preparo do sistema para lidar com o evento extremo. Neste modelo, o risco é composto por três elementos: Ameaça, vulnerabilidade e exposição. Sendo a ameaça associada ao evento e a vulnerabilidade e exposição ao nível de preparo do sistema (população e autoridades governamentais) para lidar com este evento.

O risco é estimado segundo a área de um triângulo cujos lados são representados por estes componentes, conforme Figura 3.6. O risco aumenta ou diminui proporcionalmente ao acréscimo ou decréscimo de um dos componentes do risco.



Figura 3.6: Triângulo do risco
Fonte: Andrade (2006).

A ameaça é a probabilidade de ocorrer um evento potencialmente danoso, em um determinado local, durante um período de tempo. A redução do risco pela redução da ameaça, é possível com a inserção de medidas na bacia hidrográfica visando à redução dos picos de cheias, como obras hidráulicas e medidas não-estruturais de retardamento e contenção de cheias. A Figura 3.7 exemplifica a ameaça do risco, uma vez que uma cidade foi consolidada às margens de um curso d'água podendo este transbordar com o advento de chuvas intensas (GRACIOSA, 2010).

A exposição está relacionada à proximidade geográfica do sistema ao evento iminente. O risco de uma determinada área à ocorrência de um evento está associado à predisposição natural do meio físico ao seu desenvolvimento, podendo ter como complemento, as práticas de uso e ocupação do solo. A redução do risco pela redução da exposição, conforme representado na Figura 3.8, consiste em afastar as pessoas das áreas de risco, por meio, por exemplo, de leis de zoneamento e incentivos tributários (GRACIOSA, 2010).

A vulnerabilidade é uma propriedade intrínseca de uma pessoa, objeto ou sistema que avalia sua susceptibilidade à ocorrência do evento e com qual dano potencial. A capacidade de resposta ao evento é condicionada por fatores biofísicos e socioculturais, em diferentes escalas temporais e espaciais. A redução da vulnerabilidade, é possível, por exemplo, por meio de sistemas de alerta e medidas de preparo ante a iminência do evento, seja pela evacuação e interdição de áreas, acionamento de sistemas de proteção móveis, etc. A Figura 3.9 ilustra a implantação de um sistema de alerta sonoro em um local passível de inundação (GRACIOSA, 2010; INCLINE, 2013).

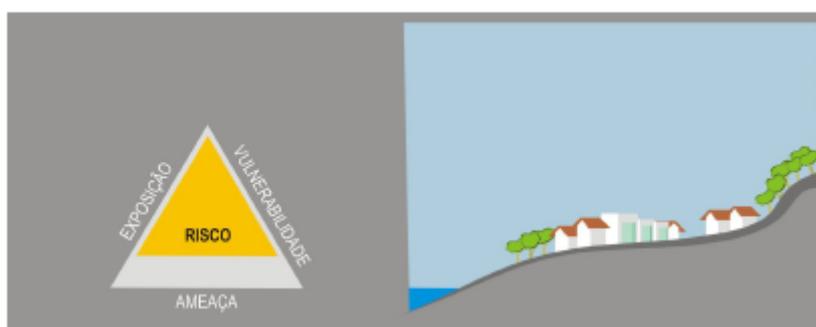


Figura 3.7: Redução da componente ameaça, p. ex: medidas hidráulicas na bacia hidrográfica, controle na fonte
 Fonte: Andrade (2006), adaptado de Crichton (1999).

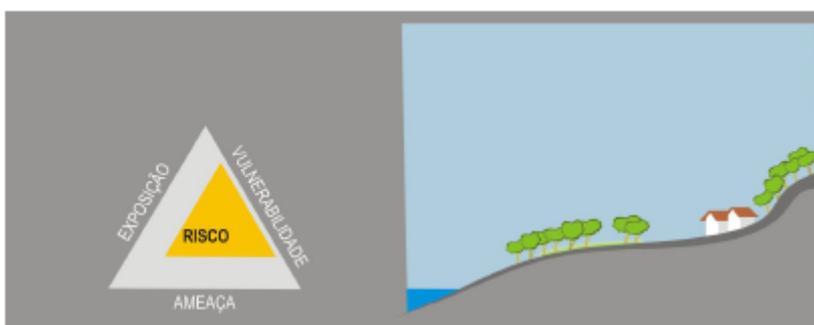


Figura 3.8: Redução da componente exposição, p.ex: leis de zoneamento, preservação das várzeas
 Fonte: Andrade (2006), adaptado de Crichton (1999).

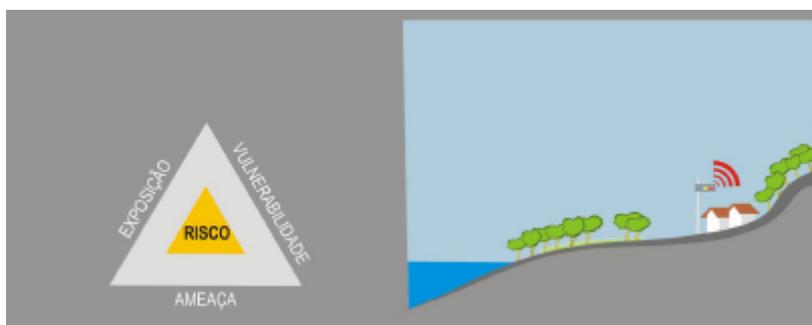


Figura 3.9: Redução da componente vulnerabilidade, p.ex: sistemas de alerta antecipado, planos de evacuação e sistemas de proteção
 Fonte: Andrade (2006), adaptado de Crichton (1999).

3.3.3 Gestão de Risco de Inundação

A gestão do risco de inundação é um sistema de proteção composto por um conjunto de ações lógicas propostas para mitigação do desastre de inundação, cuja finalidade é controlar a inundação, no sentido de se preparar para a sua ocorrência e minimizar o seu impacto (ERICK, 2002).

Segundo Erick (2002), a gestão de risco tem se estabelecido como um procedimento bem definido para lidar com catástrofes de natureza ambiental ou provocadas pela ação humana, das quais as inundações são representativas.

A gestão de risco, a partir dos conceitos de ameaça, exposição e vulnerabilidade, pode ser conceituada e abordada em cinco estágios, conforme apresentado na Figura 3.10 (DIAS *et al.*, 2015):

- Diagnóstico: realizado a partir da avaliação e análise preliminar do risco. Contempla os estudos das ameaças e vulnerabilidades, que geram os mapas de risco de inundação;
- Preparação: Conjunto de medidas e ações para reduzir ao mínimo a perda de vidas humanas e outros danos oriundos de um evento extremo. Contempla os planos de contingências, sistema de alertas de cheias, exercícios de simulação (busca, resgate, assistência, isolamento). Dentre os exemplos de ações de preparação, podem ser citados: acionamento do sistema de alerta e de sistemas de proteção, interdição das áreas de risco, evacuação de pessoas e remoção de bens;
- Prevenção, mitigação e adaptação ao risco: Na prevenção os processos sociais geradores de risco são identificados e busca-se evitar ou gerir o risco de desastre, com a inclusão de medidas de prevenção sobre os fatores de risco. Na mitigação busca-se estabelecer e aplicar medidas corretivas e de controle quando a existência do risco de desastre é conhecida. E por fim a adaptação seria a capacidade de um sistema (natural ou humano) de se ajustar às mudanças, de moderar danos potenciais. Estas etapas consideram as ações estruturais (mitigação) e não estruturais (prevenção e adaptação) necessárias para a redução do risco.
- Manejo dos eventos adversos: conta com a resposta quando da ocorrência dos eventos de cheia. Consistem em ações visando o restabelecimento das atividades básicas nas comunidades e o bem-estar da população, tais como: socorro e atendimento às vítimas, abastecimento, alojamento temporário ou abrigo, privacidade e segurança;

- Recuperação: contempla a reabilitação e reconstrução, buscando o restabelecimento das condições normais de vida em uma comunidade afetada. São as ações de recuperação das áreas afetadas, restabelecimento das condições de escoamento e reabilitação das atividades normais.

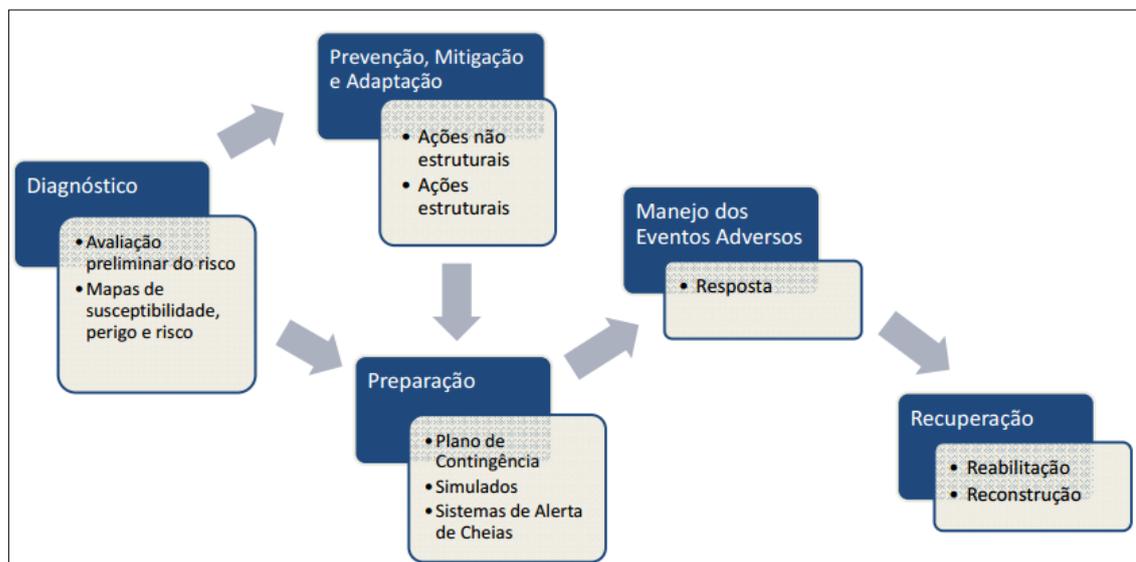


Figura 3.10: Etapas da gestão de risco de inundações
Fonte: Dias *et. al* (2015).

Nas definições dos processos envolvidos no gerenciamento de risco de inundação é importante estabelecer adequadamente algumas terminologias, conforme descrito a seguir.

3.3.4 Enchente, Alagamento e Inundação

Embora os conceitos de enchente, alagamento e inundação sejam, muitas vezes, entendidos como sinônimos, estes termos correspondem a fenômenos hidrológicos distintos e devem ser diferenciados pois as estratégias de gerenciamento do risco diferem entre os casos.

Enchente (ou cheia) é o aumento da vazão em decorrência de um aumento no escoamento superficial, geralmente provocado por precipitação (mas também pode ter outras causas como, por exemplo, o derretimento da neve acumulada em montanhas com a chegada das estações mais quentes). A enchente é um fenômeno hidrológico natural que pode ou não provocar inundação (GRACIOSA, 2010).

Inundação é o processo em que ocorre a submersão de áreas marginais ao curso d'água, que normalmente não se encontram submersas. Caracteriza-se pelo transbordamento do canal,

ocasionado por precipitações intensas e aumento do volume escoado na bacia de contribuição. (DOU, 2013).

Tucci e Braga (2003) explicam que pode haver dois tipos de inundações, as inundações ribeirinhas que ocorrem quando o rio transborda até seu leito maior devido a causas naturais e as inundações em consequência da urbanização produzidas pela impermeabilização e canalização.

Alagamento é o fenômeno caracterizado pelo extravasamento das galerias da rede de drenagem sem que tenha havido inundação no canal principal. O alagamento ocorre quando estas galerias não são capazes de veicular as vazões afluentes, resultando no extravasamento, ainda antes que o escoamento chegue ao canal principal. Os alagamentos são consequência do subdimensionamento da rede de drenagem, obstrução das galerias por lixo e entulho, ou ainda ligações irregulares de esgoto na rede de drenagem pluvial ocasionando vazão afluente superior à dimensionada em projeto (CANHOLI, 2005).

3.3.5 Desastre, Dano e Prejuízo

Desastre: Resultado de eventos adversos, naturais ou provocado pelo homem sobre um sistema vulnerável, causando danos humanos, materiais e/ou ambientais, e consequentes prejuízos econômicos e sociais. A intensidade de um desastre depende da interação entre a magnitude do evento e a vulnerabilidade do sistema e é quantificada em termos de danos e prejuízos (CASTRO, 1999).

Dano: Medida da intensidade ou severidade da lesão resultante de um evento adverso. Também é definido como a intensidade das perdas humanas, materiais ou ambientais que ocorrem como consequência de um desastre (CASTRO, 1999). Os danos por inundação podem ser classificados em tangíveis ou intangíveis (DNRM, 2002). Danos tangíveis são aqueles que permitem uma expressão monetária, ao passo que os danos intangíveis são aqueles cuja estimativa do prejuízo associado é muito difícil ou mesmo impossível.

Polido (2005) classifica os danos intangíveis como danos morais, caracterizados pela impossibilidade de mensurar e restituir o bem ao estado anterior. Como exemplos de danos intangíveis pode-se citar as perdas de vidas humanas, os estados psicológicos de estresse e

ansiedade causados por inundações, ou pela expectativa de sua ocorrência, os danos de longo prazo à saúde.

Os danos tangíveis podem ser classificados em diretos e indiretos. Os danos diretos são resultantes do contato das águas da inundação com os bens, e os danos indiretos são aqueles advindos em consequência da inundação, levando a reduções na atividade econômica, perdas por arrecadação tributária, etc.

A Figura 3.11 ilustra a classificação dos danos em decorrência de inundações.



Figura 3.11: Classificação dos danos em decorrência de inundações
Fonte: Adaptado de Graciosa (2010)

3.4 Gestão de Risco – Ferramentas e Critérios

Neste capítulo serão apresentadas algumas experiências nacionais e internacionais acerca do desenvolvimento de ferramentas de gestão de risco de inundações, critérios a serem observados e considerações, em locais afetados pela ocorrência de eventos extremos.

3.4.1 Critérios de Projeto

Uma gestão de risco eficiente, em termos de prevenção, deve se ater aos critérios de projeto adotados no dimensionamento de estruturas hidráulicas, uma vez que estes interferem de forma significativa quanto à exposição aos riscos que a população está sujeita caso não forem bem definidos.

De acordo com Thomson *et al.*(2015), os critérios de projeto adotados para a implementação de obras hidráulicas variam consideravelmente em todo o mundo, sendo esta variação baseada na magnitude da inundação, em experiências anteriores e na importância do risco. Muitos países têm-se movido em direção à adoção da avaliação do risco como referência para determinar o nível adequado de proteção contra as inundações. Porém fatores não estacionários tais como alterações climáticas, mudanças no uso da terra, podem alterar os riscos de inundação definidos para um projeto, ao longo de sua vida útil, trazendo questionamento em relação à legitimidade dos critérios de projetos adotados, baseados nos níveis de risco atuais, como uma metodologia adequada.

No mundo todo, a atribuição adequada de critérios, para fins de planejamento ou proposição de projetos, é realizada através de uma variedade de métodos. Isso reflete tanto as variáveis geográficas naturais do risco de inundação, quanto o desenvolvimento histórico das ações de gestão. Os impactos previstos das mudanças climáticas sobre os regimes hidrológicos, juntamente com os crescentes custos de restauração ou remoção de estruturas hidráulicas antigas, destacou a necessidade do estabelecimento de padrões adequados de modelos e metodologias para determinar, de forma eficaz, o risco de inundação. Em particular, devem ser otimizados os critérios de projeto, que considerem a percepção do risco associado, por meio de eventos superiores a vida útil de projeto (THOMSON *et al.*, 2015).

A aplicação de quantis de inundação sustentáveis na concepção do projeto devem proteger as comunidades potencialmente afetadas e as partes interessadas, a um nível aceitável, minimizando despesas extras de engenharia. Sempre que os critérios de projetos adotados excederem o que pode ser considerado um nível aceitável de proteção contra inundações, os projetos desenvolvidos normalmente terão custos altos de engenharia. Se os critérios adotados forem inferiores ao considerado como nível aceitável de proteção, a comunidade normalmente suportará os custos subestimados e estará exposta ao aumento do risco e danos causados pela inundação (THOMSON *et al.*, 2015).

A adoção de critérios de projeto que retratam um nível satisfatório de risco, aceitável, considera uma solução mais sustentável e equitativa. No entanto, os padrões variam no mundo, em relação ao que é considerado nível satisfatório ou aceitável de risco de insuficiência de obras hidráulicas, sendo essa análise, de natureza subjetiva e difícil de quantificar (THOMSON *et al.*, 2015).

3.4.2 Informações de Eventos anteriores

Segundo Denis (2008), o conhecimento de eventos históricos de catástrofes pode contribuir na proposição de melhores políticas de mitigação do risco de inundação, uma vez que as informações destes eventos possibilitam uma análise da reação da sociedade frente aos seus acontecimentos e subsidiam os hidrólogos no desenvolvimento de estudos estatísticos, como de probabilidade de ocorrência e estudos hidráulicos. Dessa forma é possível implementar planos de ação mais eficientes, condizentes com a situação real.

As informações históricas possibilitam a implementação de ações, tais como:

- o desenvolvimento de uma base de dados de inundação regional contemplando dados históricos e atuais. Sendo que a atualização desta base, com novos eventos poderia ajudar a sociedade a ter um parecer, sobre os acontecimentos recentes, com uma melhor visão quanto aos desafios relacionados ao risco de inundação. Essa ferramenta pode ser destinada a usuários específicos: engenheiros civis (avaliação de projetos de inundação), gerente de riscos (relação entre a gestão do solo e os eventos catastróficos) e ao público (educação e conscientização dos riscos de inundação);
- uma rede de séries longas de dados climáticos históricos pode ser promovida, com o compromisso de manter uma gestão constante e permanente desta rede de referência de observações. As estações de referência seriam selecionadas de acordo com critérios específicos como: extensão da série de dados, qualidade dos dados, densidade espacial adequada. Essa rede forneceria dados de referência para estudos de mudanças climáticas, contemplando as variações climáticas do passado e para calibração e validação de modelos de circulação global.

3.4.3 Modelos de Previsão

Ações de gestão de risco têm sido implementadas com base em resultados de modelos matemáticos de previsão de inundação e mapeamento de riscos, alimentados por dados de previsão meteorológica, com vistas a reduzir os danos sobre a população e sobre o patrimônio.

A disponibilidade de um sistema, operando em tempo real, para mapear as áreas sujeitas à inundação e avaliar as potenciais consequências, poderia ser extremamente útil para ajudar os gestores a dar respostas emergenciais e para mitigar os impactos de grandes eventos de inundação (DOTTORI *et al.*, 2015).

Siqueira *et al.* (2016) visando a redução de erros na previsão hidrológica através da atualização em tempo real de modelos de propagação do escoamento em rios, propuseram uma metodologia de atualização do modelo HEC-RAS para previsão de vazões, utilizando o algoritmo de otimização Shuffled Complex Evolution - University of Arizona (SCE-UA). O procedimento consiste na atualização simultânea de condições de contorno e parâmetros no modelo hidrodinâmico, através de: (i) geração de um aporte lateral concentrado, definido por uma adaptação do hidrograma unitário adimensional do Soil Conservation Service - SCS e; (ii) estimativa do coeficiente de Manning no trecho simulado. Como estudo de caso, a metodologia foi aplicada em um trecho do rio Iguaçú, entre a Usina de Salto Caxias e o posto fluviométrico de Hotel Cataratas, localizado no Estado do Paraná. Os resultados mostraram que, com um conjunto relativamente pequeno de soluções candidatas no algoritmo de otimização, é possível melhorar, de forma eficiente, o desempenho do modelo na previsão de vazões e reduzir efeitos negativos causados por erros de fase nos hidrogramas calculados. Uma vantagem da metodologia desenvolvida é que ela permite reduzir tanto a necessidade de manipulações excessivas de arquivos como de ajustes manuais do modelo HEC-RAS, o que é importante quando decisões operacionais devem ser tomadas em tempo relativamente curto.

Dottori *et al.* (2015) descreveram o desenvolvimento de um procedimento experimental para avaliação rápida dos riscos de inundação dentro dos limites do Sistema Europeu de Alerta para Inundações (EFAS), que desde 2012 fornece previsões operacionais de cheias para os principais rios europeus, como parte dos Serviços de Gerenciamento de Cheias Copérnico. O conjunto de dados hidrometeorológicos, disponibilizados pela EFAS, é usado para realizar simulações de vazão a longo prazo e hidrogramas de cheia de projeto em um número grande de locais, abrangendo as maiores redes fluviais europeias. Os hidrogramas de cheia são usados como entrada em um modelo hidrodinâmico 2D para criar um conjunto de dados, em alta resolução, para diferentes períodos de retorno. Diante da previsão da EFAS de um evento de inundação, os mapas de inundação com as seções da rede fluvial, potencialmente sujeitas, são mesclados, com base na magnitude estimada do evento. Os mapas de inundação mesclados podem ser combinados com a informação espacial disponível sobre o uso da terra, população, áreas urbanas, infraestruturas, permitindo avaliar o potencial impacto da inundação prevista em termos de danos econômicos, população afetada, maiores infra-estruturas e cidades. Uma versão preliminar do procedimento foi testado com sucesso, ao reproduzir a área inundada e os impactos das inundações na Sérvia, Bósnia-Herzegovia e Croácia ocorridas em 2014. Além

disso, os tempos reduzidos de computação são compatíveis, com aplicações próximas ao tempo real, mesmo em caso de várias inundações que afetam vários países.

No município de São Paulo, foi implementado um modelo de previsão de inundações em tempo real para aprimorar o Sistema de Alertas de Inundações do município e garantir qualidade e confiança às informações publicadas. O modelo adotado para simular as condições hidrológicas e hidráulicas para a previsão de inundações em bacias do município foi o Storm Water Management Model (SWMM), por meio da interface PCSWMM. Esta interface integra a modelagem chuva-vazão para a estimativa de vazão e nível d'água na rede de drenagem e ferramentas de Sistema de Informações Geográfica (SIG) na estimativa da extensão de manchas de inundação. O desenvolvimento deste modelo de previsão de inundações em tempo real é uma ferramenta que confere aos gestores agilidade na reação aos eventos de inundação e tomada de decisão sustentável quanto aos planos de ações estratégicas (SOSNOSKI, 2015).

Fava (2015) desenvolveu um modelo de previsão de inundação em bacias urbanas que integra Informações Geográficas Voluntárias (VGI) e redes de sensores sem fio. Este modelo utiliza dados de fontes heterogêneas (sensores aliados a dados fornecidos por voluntários) com o objetivo de reduzir as incertezas na previsão de inundações e dessa forma possibilitar a emissão de alertas visando a prevenção de riscos e danos causados pelas mesmas. O modelo possui três módulos principais: aquisição de dados, previsão de precipitações e, por fim, o módulo responsável pela previsão de inundações. Para o módulo aquisição de dados foram desenvolvidas metodologias para uso de dados voluntários de nível d'água e sensores medidores de nível foram instalados para a composição da rede de sensores sem fio em pontos estratégicos nos canais fluviais da cidade. No módulo de previsão da precipitação do modelo foram desenvolvidos dois softwares de previsão, sendo um modelo de previsão da precipitação conceitual e empírico. Para o funcionamento do módulo responsável pela previsão das inundações foi feita a modelagem da bacia urbana de São Carlos no modelo SWMM. As simulações chuva-vazão realizadas com a bacia modelada apresentaram ajustes satisfatórios quando comparadas com eventos reais de inundação.

3.4.4 Mapeamento de Riscos

Na minimização dos danos gerados por inundações, sobretudo em áreas urbanas, o mapeamento das áreas suscetíveis à inundação constitui uma etapa importante. Por meio do mapeamento

destas áreas é possível estabelecer diretrizes de uso e ocupação do solo e formular planos de defesa civil (MOMO *et. al.*, 2016).

Os mapas de inundação se configuram em um instrumento importante na prevenção, controle e gestão das inundações, uma vez que por meio deles é possível definir as áreas de risco (SILVA *et al.*, 2016).

Em cidades brasileiras e de outros países, têm se desenvolvido o mapeamento das áreas suscetíveis à inundação, conforme estudos descritos a seguir.

Reis (2013) produziu o mapeamento de área de risco de inundação do Rio Sapucaí, no município de Itajubá, MG, com a utilização de um software de SIG, considerando a cota máxima atingida pelo Rio Sapucaí no evento extremo ocorrido em janeiro de 2000. O SIG foi utilizado para delimitar a mancha de inundação a partir dos dados das cotas de inundação do rio Sapucaí e suas posições no período de ocorrência do evento, carta topográfica, curvas de nível, entre outros. A mancha de inundação gerada aproximou-se do que de fato ocorreu no evento do ano de 2000. Esse resultado demonstra que os mapas de riscos são ferramentas úteis na prevenção e mitigação de desastres de inundações, atuando como um instrumento de orientação, indicando áreas aptas e áreas de risco à ocupação humana.

Broxton *et al.* (2014) propuseram um modelo de previsão em tempo real e o aplicaram em pequenas e médias bacias rurais no Estado de Nova Iorque – EUA. O modelo estudado considera na modulação da inundação, as condições atmosféricas que afetam a intensidade e a duração da precipitação e os estados hidrológicos dependentes do tempo (por exemplo, a umidade do solo e o acúmulo de neve) dentro da bacia hidrográfica. Ele avalia a natureza das inundações produzidas por tempestades e a influência do derretimento de neve nas condições de umidade antecedente do solo e na geração da vazão. Trata-se de um modelo distribuído com alta resolução espacial e temporal que opera em tempo real e é capaz de fazer previsões futuras até 24 horas. As simulações no modelo são contínuas e atualizam-se automaticamente a cada hora. Durante os eventos o modelo pode ser executado com mais frequência, sendo o passo de tempo configurado para cinco minutos.

Silva *et al.* (2016) mapearam as áreas potenciais de risco de inundação na zona urbana do município de Quebrangulo no estado de Alagoas. Como referência para o mapeamento, foi analisado o evento de chuvas intensas ocorrido nas bacias dos rios Paraíba e Mundaú, no mês

de junho de 2010, que atingiu 15 municípios de Alagoas e 14 de Pernambuco, sendo que no município de Quebrangulo, cerca de 80% da cidade foi impactada pela inundação, deixando cinco mil pessoas desalojadas. O mapeamento se deu a partir de dados de população e domicílios, obtidos no censo demográfico do IBGE de 2010, e da modelagem hidrodinâmica, realizada pelo modelo computacional bidimensional IBER, que forneceu as lâminas d'água de inundação ocorridas para cada localidade. Assim, com a utilização do programa ArcMap foi possível elaborar um mapa de risco com manchas de inundação para os períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos, para dois diferentes cenários: com e sem barramento a montante do município. O mapeamento de risco possibilitou verificar que a população ribeirinha é a mais afetada pelos problemas decorrentes das cheias, em função, principalmente, de estar localizada nas margens do rio Paraíba, nas áreas que deveriam existir as matas ciliares. Através do estudo, pode-se concluir que os barramentos são ferramentas importantes para mitigar os efeitos das cheias na área urbana do município, pois, a área de risco para o cenário com os barramentos foi quase três vezes inferior às áreas classificadas como de risco para o cenário sem os barramentos. Além disso, pode-se concluir também que o número de pessoas e domicílios contidos nas áreas de risco de inundação para o cenário sem os barramentos foi bem superior ao cenário com barramentos.

A cidade de Ferreira Gomes, no estado do Amapá, localiza-se no leito maior do rio Araguari, que anualmente passa por períodos de cheias, colocando em risco uma parte considerável da população. Diante deste potencial cenário de risco, esta cidade destaca-se por apresentar um longo histórico de eventos de inundação. Mediante estes eventos, Ferreira (2016), mapeou as áreas suscetíveis a inundações e propôs o zoneamento como uma ferramenta importante para integrar a gestão e planejamento do município, constituindo uma base para a prevenção e mitigação dos eventos de inundação. O mapeamento foi desenvolvido nos softwares Arcgis 10.2 e Global Mapper, que organizaram e trataram as informações obtidas em trabalho de campo (marcação de 12 pontos nas áreas em que havia os vestígios de inundações, utilizando GPS de navegação, entrevistas com moradores para compreender a magnitude e a recorrências dos eventos) e em ortoimagens em escalas topográficas de 1:25.000, do projeto “Base Cartográfica Digital Contínua do Amapá” e dados do IBGE. A cidade de Ferreira Gomes é dividida em dois bairros Centro e Montanha e duas ocupações Ameixal e Portelinha. No mapeamento gerado, constatou-se que apenas o bairro Centro, tinha ocorrências de inundação pelas águas do rio Araguari. Assim, com os condicionantes atuais, uma significativa parcela da população residente no bairro está vulnerável a expressivos impactos, tais como perda de bens

materiais, possíveis riscos à saúde e transtornos ao bem-estar pessoal. “A unicidade de ocorrências no bairro pode facilitar ações de planejamento e gestão mais eficazes, considerando que todos os esforços para prevenir e/ou mitigar os impactos para a população estão geograficamente concentrados e que, em caso de calamidade, existem áreas na cidade que podem salvaguardar as vítimas das inundações”.

3.4.5 Curvas de Danos de Inundações

As curvas de danos de inundação são curvas padronizadas que avaliam os danos decorrentes de eventos de inundação em função da profundidade de submersão. Através destas curvas, os prejuízos diretos causados por inundações, de acordo com a profundidade de submersão em uma área, são possíveis de serem avaliados globalmente. Os prejuízos diretos, basicamente, se referem aos danos às edificações e ao seu conteúdo, bem como custos de reparo e limpeza após a inundação. Estas curvas são importantes para a estimar as indenizações e otimização de prêmio de um fundo de seguro.

A seguir é relatada, de forma sucinta, a experiência de algumas cidades quanto à utilização e desenvolvimento de curva de danos de inundação.

Batista (2015) utilizou indicadores para entender a dinâmica entre os eventos de inundação e a população exposta na cidade do Cabo de Santo Agostinho, PE. A análise dos indicadores tanto do perigo (evento) quanto da exposição e vulnerabilidade (consequências) e de suas inter-relações possibilitam a previsão, visualização e avaliação de cenários de desastres possíveis ou ocorridos. O principal parâmetro dos indicadores de perigo é a profundidade, a qual é amplamente aplicada em funções que buscam quantificar custos diretos tangíveis. Sua influência está associada à perda de bens móveis, interrupção de atividades econômicas, comprometimento da estrutura de edificações, dentre outros. As funções profundidade-danos, e respectivas curvas, são internacionalmente aceitas e cientificamente reconhecidas como principais ferramentas de análise de danos de inundação. Neste estudo, foram desenvolvidas modelagens hidrológicas e hidráulicas para gerar planícies de inundação e mapas de profundidade. Através da avaliação da profundidade do nível d'água nas áreas atingidas e do uso de curvas de danos de inundação foi possível estimar as perdas econômicas. As estimativas de perdas econômicas pós-desastres também são extremamente úteis para a gestão de risco de inundação, visto que direcionam os recursos de auxílio, reconstrução e recuperação.

Na África Ocidental, as inundações têm se tornado mais graves em termos de número e frequência de ocorrência, bem como, de danos e de mortes. Para Benin, o evento de 2010, foi considerado como a pior inundação já ocorrida (QUIKOTAN *et al.*, 2015). Dois terços do país foi atingido e 9,3% da população foi afetada. Especialmente em Cotonou, capital econômica e cidade mais urbanizada de Benin, foram registrados danos significativos, como: maciças perdas de vidas humanas, casas, colheitas, animais e propriedades. Mediante esse contexto e da falta de ferramentas adequadas para avaliar os riscos de inundação e apoiar a escolha de medidas de mitigação e adaptação, Quikotan *et al.*(2015), baseado no estudo desenvolvido por Nascimento *et al.* (2007), desenvolveu uma curva de danos de inundações para a cidade de Cotonou. Para tanto, os tipos de danos, encontrados durante ou depois de uma inundação, foram classificados em danos diretos e indiretos. Ressalta-se que vários fatores como: profundidade do nível d'água, velocidade e duração das inundações, sedimento ou carga poluente, influenciam os danos. Porém, neste estudo, a avaliação considerou apenas a profundidade de inundação. Foram obtidas informações das famílias residentes nas áreas de risco, dados do município e do Instituto Nacional de Estatísticas e Análises Econômicas (INSAE). Foram entrevistados 82 chefes de família, através da aplicação de questionários contendo questões relacionadas ao perfil socioeconômico do entrevistado, tipo de habitação residencial, características da estrutura das residências, valor econômico dos itens expostos e as características da inundação (profundidade e duração). O desenvolvimento da curva está em fase de estudos e como resultado preliminar da análise dos dados obtidos, foi possível definir os tipos de danos estruturais encontrados e os custos de deslocamento das pessoas durante as inundações.

Jonov *et al.* (2013) desenvolveram uma metodologia de curva de danos de inundação na Região do Barreiro, no Município de Belo Horizonte, Minas Gerais, a partir dos dados de danos causados a edificações atingidas pelas enchentes de 31 de dezembro de 2008 e 22 de janeiro de 2009. Com este propósito 62 edificações atingidas pela inundação foram vistoriadas, para registro fotográfico e levantamento de características tais como idade, padrão construtivo, estado de conservação, manifestações patológicas e profundidade da inundação. As edificações foram enquadradas em três tipologias de projetos arquitetônicos, I, II e III, sendo os tipos I e II projetos do Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Minas Gerais (SINDUSCON-MG), e o tipo III, projeto da Companhia de Habitação do Estado de Minas Gerais (COHAB-MG). Essas tipologias de projetos foram adotadas devido à impossibilidade de se obter os projetos das edificações atingidas pelas enchentes. Através dos tipos de projeto

realizou-se o levantamento dos quantitativos (área de paredes, pisos, dimensão e quantidade de esquadrias, etc.) e a elaboração dos orçamentos para obtenção dos custos de recuperação das patologias observadas. Com estas informações foram geradas as curvas dos custos unitários de recuperação *versus* profundidade de inundação para as casas de cada padrão construtivo. As curvas obtidas indicaram que, para o padrão construtivo normal, o aumento da profundidade de inundação não tem impacto significativo nos danos causados às edificações e que, para os padrões construtivos baixo e proletário, observa-se uma tendência de aumento dos custos de recuperação dos danos na medida em que se aumenta a profundidade da inundação.

Machado *et al.* (2005) desenvolveram uma metodologia para elaboração de curvas de danos de inundação em função da profundidade de submersão (curvas DPS) para diferentes tipologias de uso de solo urbano, enfocando o setor habitacional, de comércio e de serviços. Como estudo de caso, foi escolhida a cidade de Itajubá, localizada no vale do rio Sapucaí, em Minas Gerais, tendo como referência um evento ocorrido em 2000, quando a cidade teve 70% de sua área urbana atingida pela inundação que durou três dias e, em certas áreas densamente ocupadas, atingiu profundidades de submersão superiores a três metros. Para tanto, foram utilizados dados sobre a classe social da população, características da habitação e de seu conteúdo e os danos causados pela inundação, obtidos por meio da aplicação de questionário junto à população sinistrada. Através dos questionários, buscou-se uma amostragem representativa das distintas profundidades de submersão registradas e dos diferentes padrões de uso do solo presente. A amostra foi dimensionada com o suporte de um mapa da área inundada pelo evento de referência identificando-se, em cada quarteirão, o intervalo de variação da profundidade de submersão. Dados censitários e informações fornecidas pela Prefeitura Municipal de Itajubá foram utilizados como referência de variação do nível de renda da população em cada quarteirão. Com base nesses resultados, procedeu-se à construção das curvas DPS, com danos expressos em R\$ por área construída da habitação, em m². Foram construídas curvas individuais para cada classe social (A, B, C, D). As classes sociais se diferenciam entre si pelo poder aquisitivo, tendo por base informações relacionadas a itens de conforto familiar (posse de bens de consumo duráveis), ao grau de instrução do chefe de família e à utilização de empregados domésticos. Através das curvas DPS é possível avaliar os impactos socioeconômicos das inundações e assim obter informações sobre os prejuízos causados, sobre a qualidade e a eficiência das instituições públicas e das organizações privadas para fazerem face a situações de crise e de pós-crise decorrentes de eventos catastróficos de inundação e sobre as alternativas e as oportunidades de redução de riscos e de prejuízos, tendo por origem esse tipo de evento.

3.4.6 Seguro para Inundações

As cidades brasileiras, em sua maioria, encontram-se praticamente urbanizadas, restando poucas áreas desocupadas. Devido a esse processo de urbanização, que foi se estabelecendo na maioria dos casos, desordenadamente, muitas áreas suscetíveis à inundação foram ocupadas. A realocação desta ocupação para áreas seguras é uma ação extremamente cara e dependendo do caso, inviável. Diante dessa situação, faz-se necessário a implementação de uma gestão de riscos de inundações, que permita que os habitantes lidem com os riscos a que estão expostos e permaneçam na área ocupada, desde que os impactos da inundação sejam em nível aceitável. Uma forma pela qual a população pode lidar com o risco de inundação é por meio de seguros (WARD, *et al.*, 2008).

Os seguros para inundação são ferramentas de gestão de risco, que atuam na fase de mitigação, com a finalidade de viabilizar a recuperação das áreas atingidas e mitigar gradualmente o risco, por meio de investimento em redução da ameaça, vulnerabilidade e exposição. Eles compartilham e pulverizam o risco e reduzem a extensão dos danos provocados por desastres naturais, contribuindo assim, para uma atividade econômica sustentável (WARD, *et al.*, 2008).

Com o prêmio pago pelo seguro, as áreas atingidas tem capacidade para se reestabelecer economicamente após a ocorrência do desastre.

Em relação aos seguros, é importante se atentar ao fato de que eles não funcionem como barreiras às estratégias de mitigação do risco, ao proporcionar o relaxamento da população com a segurança uma vez que esteja segurada. Para que isso não ocorra devem ser previstas medidas de fiscalização e atualização dos valores dos prêmios com base na segurança da área e das benfeitorias. Segundo Treby *et al.* (2006), o seguro deve ser um elemento catalisador e uma ferramenta que confira mais conhecimento e preparo dos agentes de gerenciamento, incluindo a população e o poder público, possibilitando maiores condições de lidar com o risco.

Diversos estudos envolvendo seguro para inundação foram desenvolvidos. Segue-se uma descrição sucinta de dois exemplos.

Rigetto e Mediondo (2007) tendo em vista a frequência com que vêm ocorrendo enchentes em algumas cidades brasileiras, desenvolveram um modelo de seguro associado ao risco de enchentes em bacias urbanas. Como estudo de caso, foi escolhida a região do micro-centro no

córrego Gregório, na cidade de São Carlos, SP. Neste estudo foram avaliados os efeitos das enchentes e quantificados os acréscimos nas vazões de cheia decorrentes dos avanços da urbanização, caracterizada principalmente pelo aumento de áreas impermeáveis. O modelo de seguro foi desenvolvido através de simulação hidrológica e da avaliação dos prejuízos nos eventos de inundação. O modelo busca estimar o melhor prêmio que se adapte em decorrência das enchentes.

Graciosa (2010) propôs uma metodologia de cálculo para um fundo de seguros que relaciona a magnitude do evento natural extremo com o prejuízo monetário correspondente e o prêmio de seguro que possibilite ressarcir as perdas contabilizadas. O modelo de seguros proposto é baseado no princípio de seguro indexado, em que o pagamento de indenizações é vinculado a uma variável climática, no caso, a vazão máxima de cheia. Foram utilizadas ferramentas de modelagem e simulação hidráulico-hidrológica para gerar mapas de risco de inundação e quantificar os prejuízos correspondentes às cheias de diferentes probabilidades de ocorrência. Em seguida, foi simulado um modelo econômico de seguros para obter o prêmio ótimo capaz de ressarcir os prejuízos estimados, considerando diferentes cenários de longo prazo.

3.5 Modelagem

O desenvolvimento de estudos hidrológicos em bacias hidrográficas possibilita a compreensão do funcionamento do balanço hídrico, dos processos que controlam o movimento da água e dos impactos da alteração do uso da solo sobre a quantidade e qualidade da água (WHITEHEAD & ROBINSON, 1993).

De acordo com Tucci (1998), o modelo é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e se prever as consequências das diferentes ocorrências em relação aos valores observados.

Dessa forma, os modelos hidrológicos que simulam a transformação da chuva em vazão são ferramentas que representam, de forma simplificada, os diversos processos do ciclo hidrológico que interagem numa bacia hidrográfica. Esses modelos são baseados em equações matemáticas que possuem parâmetros que caracterizam o comportamento hidrológico da bacia (Tucci, 1998).

Os modelos hidráulicos por sua vez, são modelos que representam o comportamento do escoamento em um canal natural ou artificial e em obras hidráulicas.

Atualmente existem vários modelos hidrológicos e hidráulicos que podem ser utilizados por profissionais da área de engenharia de recursos hídricos. Essa variedade de modelos se deve às finalidades específicas de cada modelo e às formulações matemáticas empregadas para simular os processos. A escolha do modelo a ser adotado nos trabalhos de modelagem depende dos objetivos propostos, da cobertura espacial pretendida e/ou existente, da variabilidade dos dados, da tecnologia empregada e do conhecimento do modelador. Em adição a esses fatores, deve ser levada em consideração a disponibilidade dos dados, uma vez que os modelos mais complexos requerem informações mais precisas referentes às bacias hidrográficas (COLLODEL, 2009).

Dentre os modelos disponíveis, serão abordados, sucintamente, o CABC, Clive, por terem sido utilizados no desenvolvimento da Carta de Inundações de Belo Horizonte e mais detalhadamente o Storm Water Management Model - SWMM, versão 5.0, adotado no presente trabalho.

O SWMM é um dos modelos que tem sido muito utilizado na simulação da drenagem urbana, que acopla a modelagem hidrológica e hidráulica (NIAZI et al., 2017; SILVA et al., 2016). Segundo Garcia (2005) foi o primeiro modelo computacional para análise quali-quantitativa associada ao escoamento gerado em áreas urbanas. Esse modelo é de domínio público e tem seu código de programação aberto, permitindo modificações. Em muitos trabalhos científicos desenvolvidos para as bacias brasileiras, a sua aplicação tem gerado resultados satisfatórios.

3.5.1 CABC e Clive

Nos estudos de modelagem hidrológica e hidráulica desenvolvidos para o sistema de macro drenagem de Belo Horizonte, cujos resultados foram a base para a concepção da Carta de Inundações, foram utilizados dois softwares de simulação: o CABC e o Clive. Ambos desenvolvidos pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH e a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

O CABC é um software de simulação hidrológica que reúne modelos de desagregação de precipitações, infiltração, escoamento superficial e geração de hidrogramas sintéticos para bacias hidrográficas (PBH, 2007).

Este software permite ao usuário escolher para o modelo de infiltração os métodos de Horton, Green-Ampt, Índice ϕ ou Soil Conservation Service e para o cálculo dos hidrogramas, os modelos Santa Bárbara, Clark ou Hidrograma triangular. A chuva de projeto é calculada através de equações de intensidade-duração-frequência. Para isso, o software dispõe de um banco de dados com 117 equações (PBH, 2007).

As principais rotinas utilizadas no modelo são: cálculo de chuvas intensas; cálculo da chuva excedente; geração de hidrogramas, amortecimento em canais, amortecimento em reservatórios (FCTH, 2002).

O CLive é um software de simulação hidráulica do escoamento em condutos livres, que considera os regimes permanente e não permanente. Através deste modelo é possível analisar o funcionamento dos canais em condições onde as grandezas hidráulicas variam ao longo do tempo e no espaço, em função da geometria e de condições de contorno. O escoamento é modelado matematicamente por meio das equações de Saint-Venant (PBH, 2007).

3.5.2 Storm Water Management Model- SWMM

O programa Storm Water Management Model - SWMM foi desenvolvido em 1971 pela U.S. EPA - United States Environmental Protection Agency. Este programa vem sendo submetido a diversas melhorias e merece destaque por se tratar de um pacote de domínio público, amplamente utilizado por pesquisadores do mundo todo, que permite incorporação do nível detalhado do sistema de micro e macro-drenagem (COLLODEL, 2009).

O SWMM é um modelo chuva-vazão que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas; podendo ser utilizado tanto para a simulação de um único evento chuvoso quanto para a simulação contínua de longo prazo. O modelo permite simular vários processos do ciclo hidrológico: precipitação, interceptação, infiltração, evapotranspiração, armazenamento em depressões, escoamento superficial nas vertentes, na rede de drenagem e em canais, sendo um dos programas mais utilizados na área de drenagem urbana (LENHS, 2012; SIQUEIRA, 2003 apud SOUZA et. al., 2012).

Conforme LENHS (2012), as principais aplicações do SWMM incluem:

- Dimensionamento de componentes do sistema de drenagem para controle de inundações,;

- Dimensionamento de estruturas de retenção e dispositivos, para o controle de inundações e a proteção da qualidade das águas;
- Delimitação de áreas de inundação em leitos naturais;
- Concepção de estratégias de controle para minimizar o transbordamento de sistemas unitários e mistos;
- Avaliação do impacto de contribuições e infiltrações sobre o transbordamento de sistemas de drenagem de águas residuárias;
- Avaliação da geração de cargas poluentes de origem difusa para estudos de efluentes (carga de contaminantes);
- Análise da eficácia de técnicas compensatórias (BMP – Best Management Practices).

Para a realização da simulação hidrológica de uma bacia hidrográfica, o SWMM exige a entrada de informações básicas como: Série de dados das precipitações; Área e declividades da bacia; Largura representativa da área da bacia; Porcentagem de impermeabilização da bacia; Coeficiente de rugosidade de Manning da bacia e dos canais; Altura do armazenamento em depressões; Parâmetros de infiltração.

Quanto à estrutura, o modelo é composto por vários módulos. Dentre eles, os que desenvolvem as principais funções de cálculo são: *Runoff* responsável pela geração do escoamento superficial, transformação chuva-vazão; *Transport* utiliza o método da onda cinemática para propagação do escoamento através das redes de drenagem; *Extran* faz modelagem hidrodinâmica em condutos e canais; *Storage/Treatment* realiza o tratamento e armazenamento da água. (HUBBER E DICKINSON, 1992).

No módulo *Runoff*, a simulação quali-quantitativa do escoamento gerado em áreas urbanas e sua propagação na superfície são processadas com base em dados de precipitação, simulando a infiltração em áreas permeáveis, detenção na superfície e em canais (CARVALHO, 2011).

No SWMM, estão incorporados os seguintes modelos de infiltração para calcular a chuva efetiva: Horton, Green Ampt e Curve Number (CN). Neste trabalho foi adotado o método do Curve Number, como modelo de infiltração, uma vez que os estudos de modelagem hidrológica, que geraram a carta de inundação e os gráficos de risco também o adotaram. Dessa forma, o método SCS será detalhado a seguir.

O método desenvolvido pelo SCS – Soil Conservation Service (atual NRCS – Natural Resources Conservation Service) é um método comumente aplicado para determinação da precipitação efetiva. O modelo tem como principal parâmetro o CN (Curve Number), que depende da classificação hidrológica do solo, das condições antecedentes de umidade e da cobertura do solo (CUNHA *et. al*, 2015).

O modelo utiliza uma expressão que relaciona a razão entre a precipitação total acumulada (P, em mm) com a precipitação efetiva (Pe em mm), e a razão entre a infiltração e o escoamento da bacia, o que resulta na equação 1 (Tucci, 1998):

$$Pe = \frac{(P - I_a)^2}{(P + S - I_a)} \quad (\text{Equação 1})$$

na qual:

Pe = Precipitação efetiva (mm)

P = precipitação total acumulada (mm)

Ia = perdas iniciais (mm)

S = capacidade de armazenamento do solo (mm)

O valor de Ia é estimado para condições médias por $Ia=0,2S$, ou seja, 20% da capacidade de armazenamento do solo. A capacidade de armazenamento do solo “S” é determinada em função do parâmetro CN (*Curver Number*), conforme a equação 2:

$$S = \left(\frac{25400}{CN} \right) - 254 \quad (\text{Equação 2})$$

O CN é um parâmetro adimensional que está relacionado com as características da bacia (tipo e uso do solo) e às condições de umidade antecedente. O valor de CN foi estabelecido em uma escala de 1 a 100, que retrata as condições de cobertura e solo, variando desde uma cobertura muito permeável até uma cobertura completamente impermeável e de um solo com grande capacidade de infiltração até um de baixa infiltração (TUCCI, 1998).

O parâmetro “CN” foi tabelado para diferentes tipos de solo e cobertura. Os tipos de solo identificados são:

- Grupo A: solos arenosos profundos, com pouco silte e argila, muito permeáveis que produzem baixo escoamento superficial (capacidade mínima de infiltração: 7,62-11,43 mm/h, McCuen, 1989 *apud* DRUMOND, 2012);
- Grupo B: solos arenosos ou areno-siltosos, pouco espessos e profundos, medianamente permeáveis (capacidade mínima de infiltração: 3,81-7,62 mm/h, McCuen, 1989 *apud* DRUMOND, 2012);
- Grupo C: solos argilosos contendo também areia e silte, pouco permeáveis, que geram escoamento superficial acima da média (capacidade mínima de infiltração: 1,27-3,81 mm/h, McCuen, 1989 *apud* DRUMOND, 2012);
- Grupo D: solos predominantemente argilosos e poucos profundos com baixa capacidade de infiltração, quase impermeáveis (capacidade mínima de infiltração: 0-1,27 mm/h, McCuen, 1989 *apud* DRUMOND, 2012).

A simulação do escoamento superficial é realizada considerando que as sub-bacias se comportam como reservatórios não lineares onde a relação não-linear entre a altura de água na superfície da bacia e a vazão de saída da mesma é representada por meio de uma analogia com a equação de Manning, conforme equação 3. A propagação do escoamento pela rede de drenagem é calculada pelas equações de Saint-Venant, cujo nível de complexidade (onda cinemática ou dinâmica) pode ser escolhido pelo usuário do modelo em função dos objetivos da simulação. O escoamento também pode ser simulado considerando-se o regime permanente (SILVA *et al.*, 2015).

$$Q_s = w \cdot \frac{1}{n} (d_t - d_p)^{5/3} \cdot S_0^{1/2}$$

(Equação 3)

Onde:

Q_s = Vazão no exutório da sub-bacia;

w = largura de drenagem da bacia;

n = coeficiente de rugosidade da bacia;

d_t = lâmina d'água sobre a bacia;

d_p = representa as perdas hidrológicas iniciais;

S_0 = declividade da bacia.

O SWMM é um modelo amplamente utilizado para fins de diagnósticos de bacias, proposições de cenários de simulação e planejamento urbano. Mas como todo modelo, ele tem limitações que devem ser consideradas quando da sua aplicação. Como exemplo, pode-se citar (ROCHA, 2013):

- Indicado para a modelagem de bacias urbanas, não sendo aconselhável o seu uso em bacias rurais;
- Dificuldade e complexidade na entrada de dados (devido à quantidade de dados a serem inseridos no modelo, esse processo é sujeito a erros);

Diversos estudos onde se aplicou o SWMM podem ser encontrados na literatura. A seguir serão comentados, sucintamente, alguns deles.

No estudo desenvolvido por Rocha (2013), o SWMM foi utilizado no planejamento urbano da bacia do Córrego Samambaia (Goiânia – GO) frente aos problemas ambientais relacionados à impermeabilização do solo, em decorrência da ocupação inadequada do espaço urbano. O SWMM foi aplicado neste estudo com o intuito de caracterizar a área quanto às respostas hidrológicas, podendo dessa forma, antecipar eventos futuros, verificar os impactos da urbanização antes que ela ocorra, elaborar medidas preventivas e propor um planejamento urbano adequado para a bacia.

Souza (2014) identificou e avaliou os processos hidrológicos, hidráulicos e de qualidade da água em duas sub-bacias com características urbanas da bacia do Lago Paranoá, localizada em Brasília, DF, utilizando-se dados de monitoramento de vazão e qualidade da água e modelagem matemática com o SWMM. O SWMM permite configurar variados tipos de uso do solo definindo a sua categoria e as características de acúmulo e de lavagem de poluentes. Os poluentes associados ao escoamento são gerados pelo uso do solo específico atribuído às sub-bacias de contribuição. Os resultados da modelagem foram comparados com os resultados do monitoramento. O SWMM apresentou bons resultados em termos de vazão, porém, nas simulações de qualidade da água, observou-se uma resposta menos eficiente.

Feitosa (2015) verificou a eficiência de um sistema de drenagem composto por trincheiras de infiltração visando à atenuação de picos de cheia e a redução de processos de inundação. Para tanto, a área de estudo (bairro Mirandão, município de Crato – Ceará) foi modelada no SWMM, considerando a máxima ocupação do solo permitida pela legislação municipal e dois cenários

de simulação: sem e com a adoção das trincheiras de infiltração. Os estudos realizados concluíram que o modelo proposto por trincheiras, apresenta bons resultados quanto à redução da velocidade do escoamento e dos picos de cheia, podendo portanto, ser uma solução para a atenuação das inundações da área.

Gurgel (2016) avaliou os impactos causados pelo processo de urbanização no sistema de drenagem de uma bacia em Natal/RS. Para tanto, foram simulados dois eventos chuvosos no SWMM considerando quatro cenários de ocupação do solo da bacia com diferentes graus de impermeabilização, sendo que no último cenário foi testado o comportamento da área em estudo com a introdução de pavimentos permeáveis nas principais avenidas presentes na área. Através do SWMM, foi possível determinar o comportamento do sistema de drenagem em relação aos cenários simulados.

3.5.3 Calibração do Modelo

Alguns dos parâmetros presentes nas equações matemáticas, que fundamentam os modelos hidrológicos, representam abstrações da realidade e, em consequência, não podem ser medidos em campo. Nessas circunstâncias, o ajuste dos valores dos parâmetros é realizado através do processo de calibração, com base nas informações hidrológicas existentes (TUCCI, 1998).

O objetivo do processo de calibração, portanto, é ajustar os valores dos parâmetros de modo a obter-se valores calculados próximos aos valores observados das variáveis de saída do modelo, tais como vazão, volume escoado e tempo de pico. Em outras palavras, é a otimização dos parâmetros e redução do erro do modelo (COLLODEL, 2009).

Segundo Collischonn e Tucci (2003), nos problemas práticos de calibração de modelos hidrológicos, não existe um conjunto único de parâmetros capaz de representar os processos hidrológicos, devido às incertezas inerentes aos dados, simplificações do modelo e da representatividade dos parâmetros. Existem várias combinações de parâmetros que apresentam resultados semelhantes entre si e relativamente próximos aos dados observados. Entre estes conjuntos é praticamente impossível definir qual é o mais adequado.

A calibração pode ser realizada manualmente, por tentativa e erro ou de forma automática.

A calibração manual por tentativa e erro é uma das técnicas pioneiras de calibração que consiste em um processo iterativo, onde o usuário do modelo altera os valores dos parâmetros em cada

simulação. Esse processo continua até que o usuário decida que o resultado encontrado na comparação entre as variáveis calculadas e observadas é satisfatório. Através desse procedimento, a experiência e o conhecimento adquirido pelo usuário sobre o modelo, podem ser agregados ao processo. Porém, a calibração manual pode ser um processo muito lento, repetitivo e cansativo, especialmente quando o modelo utilizado tem um grande número de parâmetros e o usuário é inexperiente (COLLISCHONN E TUCCI, 2003). Isto acontece porque é difícil deduzir a lógica pela qual os parâmetros deveriam ser ajustados (Sorooshian e Gupta, 1995 *apud* COLLISCHONN E TUCCI, 2003).

A calibração automática é realizada por meio de algoritmos de otimização que se baseiam na utilização intensiva de computadores, o que torna o processo de calibração mais rápido e eficiente. Contudo, o uso inadequado desta técnica pode colocar em risco a qualidade das informações geradas pelos modelos hidrológicos. Sendo assim, é importante que os usuários conheçam as limitações dos métodos de calibração automática (COLLISCHONN E TUCCI, 2003).

A calibração do modelo permite uma boa representação do comportamento hidrológico da bacia. A vazão no exutório da bacia engloba os diversos processos do ciclo hidrológico e por isso é geralmente utilizada na avaliação do processo de calibração. Dessa forma, uma boa representação do comportamento hidrológico da bacia é encontrada quando as vazões calculadas pelo modelo reproduzem com boa precisão as vazões observadas (BRAVO *et al.*, 2016).

Apesar de dados de vazão serem comumente empregados na calibração de modelos, nem sempre as áreas de estudo possuem estes dados disponíveis, seja pela ausência de estações de monitoramento ou equipamentos que permitem a obtenção desses dados. Diante disso, outras variáveis tem sido utilizadas, como por exemplo, níveis de água observados.

3.5.4 Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidade, segundo Araújo (2014) é o estudo da relação entre os dados de entrada e os dados de saída de um modelo com o objetivo de entender que fatores de variação nas informações de entrada do modelo estarão associados a variações observadas na saída. No contexto da calibração de parâmetros de um modelo, a análise de sensibilidade procura investigar a resposta do modelo diante da variação no seus parâmetros.

Através da análise de sensibilidade é possível verificar quais parâmetros do modelo possuem pouca ou nenhuma influência sobre seus resultados e que, por isso, necessitam de pouco ou nenhum esforço de calibração. A desconsideração desses parâmetros permite uma redução do conjunto de parâmetros avaliados no modelo facilitando assim o processo de calibração, uma vez que serão analisados somente aqueles que influenciam os resultados da modelagem (ARAÚJO, 2014).

Visando exemplificar a análise de sensibilidade, seguem alguns estudos que a desenvolveram.

Beling *et al.*, (2013), realizaram a análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo SWMM 5 na geração de escoamento superficial em um estudo realizado para a bacia do Arroio Cancela, localizada em Santa Maria, RS. Neste estudo foram avaliados os parâmetros: porcentagem de área impermeável, n-impermeável, n-permeável, n dos condutos, s-permeável, s-permeável e os parâmetros de infiltração do modelo de Horton. A resposta do modelo SWMM foi avaliada através de quatro indicadores: COE (Coeficiente de Nash e Sutcliffe, DP (desvio ponderado ao quadrado), pico de vazão e volume total. Neste estudo foi realizada uma pré-calibração com auxílio do pacote de rotinas de PEST (Parameter Estimator) a fim de aproximar ao máximo, os valores dos parâmetros que representam a bacia observada. Os resultados desta análise são apresentados na Figura 3.12. Conforme essa figura, os parâmetros que mais impactaram as saídas do modelo, segundo o indicador COE, foram: % de área impermeável e s-impermeável, n dos condutos e n-imper.

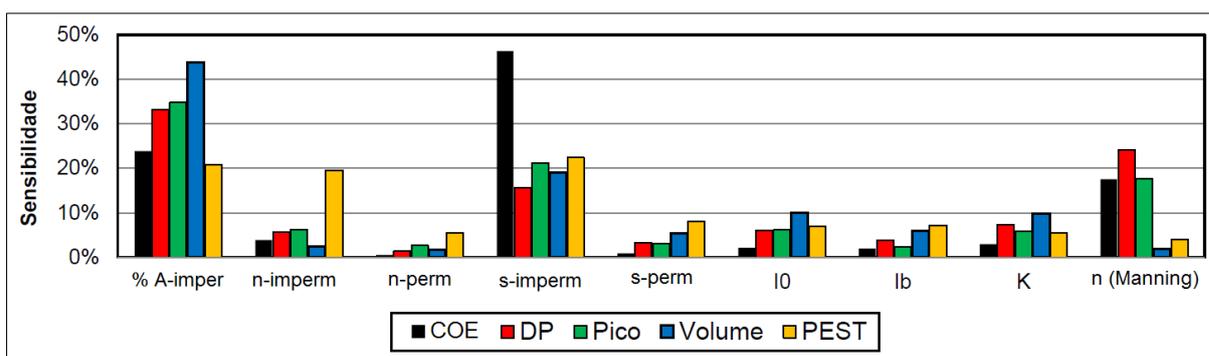


Figura 3.12: Sensibilidade relativa média dos eventos
 Fonte: adaptada de Beling *et al.* (2013).

Shinma (2011) realizou a análise de sensibilidade para o modelo SWMM aplicado a uma bacia hipotética e à bacia do Córrego Gregório, localizado no município de São Carlos (SP). A análise foi desenvolvida para os dois sistemas, visando determinar os parâmetros a serem calibrados. Os parâmetros avaliados foram: porcentagem de áreas impermeáveis (Ai), coeficiente de

rugosidade de Manning para as áreas impermeáveis e permeáveis (NP e NI), capacidade de armazenamento em área impermeáveis e permeáveis (SI e SP), porcentagem de áreas impermeáveis sem depressão de armazenamento (Z), coeficiente de rugosidade para os condutos (n) e os parâmetros de infiltração de Horton (I0, Ib e k). Para a bacia do córrego Gregório, além dos parâmetros citados, testou-se a influência da largura (L) e a declividade das sub-bacias (D), sobre as respostas do modelo. Os resultados da análise de sensibilidade indicaram que a porcentagem de área impermeável e os parâmetros de rugosidade e de infiltração apresentaram maior influência sobre a resposta do sistema em termos de vazão de pico e volume total escoado das bacias.

3.5.5 Critérios de Desempenho do Modelo

A calibração dos parâmetros de um modelo depende de estatísticas que avaliem os erros entre os valores de entrada e de saída do modelo. Tais erros podem ser quantificados através de Funções Objetivo, que estabelecem uma medida do desempenho dos modelos. A tarefa de ajustar os parâmetros do modelo passa a ser então, a de encontrar o vetor de parâmetros θ que minimize uma ou mais funções objetivo (ARAÚJO, 2014).

Segundo Machado & Vettorazzi (2003), o Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE) é um dos critérios estatísticos mais utilizados para avaliar o ajuste de modelos hidrológicos, sendo calculado por meio da equação 4.

$$COE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^N (O_i - \bar{O})^2} \quad (\text{Equação 4})$$

Em que:

O_i = evento observado;

P_i = evento simulado pelo modelo;

\bar{O} = média do evento no período de simulação;

N = número de eventos.

O COE indica quão bem os dados simulados ajustam-se aos observados. Podendo variar entre negativo infinito a 1, sendo o valor 1 indicativo de um perfeito ajuste e valores menores ou próximos de zero, consideram os resultados do modelo “insuficientes ou pobres” (ASCE, 1993).

Porém, não há padrões nítidos dos valores de COE para avaliação do ajuste do modelo. Sendo assim, foram consultados alguns estudos visando qualificar o desempenho do modelo em função deste coeficiente conforme descrições a seguir.

Collischonn (2001) desenvolveu e validou um modelo hidrológico distribuído utilizado para representar os processos de transformação de chuva em vazão em grandes bacias hidrográficas (maiores do que 10.000 km²). Como estudo de caso, ele aplicou o modelo desenvolvido em três bacias: bacia do rio Uruguai e bacia do rio Taquari Antas no Rio Grande do Sul e bacia do rio Taquari, no Mato Grosso do Sul. Os modelos desenvolvidos foram calibrados e validados a partir de dados de vazão diária observados em postos fluviométricos localizados nas bacias. O ajuste das vazões calculadas no modelo às observadas nos postos fluviométricos foi verificado pelo COE. Para tanto, considerou-se que para valores de COE maiores que 0,75, o desempenho do modelo é considerado bom. Para valores de COE entre 0,36 e 0,75, o desempenho é considerado aceitável, enquanto valores de COE inferiores a 0,36 fazem com que o modelo seja julgado como inaceitável. As vazões geradas na aplicação do modelo hidrológico na bacia do rio Taquari Antas foram comparadas com as vazões observadas em 11 postos fluviométricos, resultando em valores de COE entre 0,66 a 0,90. Para a bacia do rio Taquari, foram utilizados os dados observados em dois postos fluviométricos. A comparação das vazões observadas nestes postos com as calculadas pelo modelo, resultaram em valores de COE de 0,49 e 0,81. E por último, para a bacia do rio Uruguai foram utilizados dados de vazão observados em 17 postos, resultando em valores de COE entre 0,42 a 0,92. Mediante os valores de COE, pode-se concluir que a aplicação do modelo às bacias estudadas, gerou resultados considerados bons nas etapas de calibração e validação.

Silva *et al.*, (2008) modelaram a bacia hidrográfica do Ribeirão Marcela, localizada na região Alto Rio Grande, município de São João Del Rei (MG). O modelo construído foi calibrado a partir de dados de vazão registrados em uma estação fluviométrica, instalada na seção de controle da bacia, programada para fornecer dados a cada 15 ou 30 min, de acordo com a estação do ano. Foram selecionados 20 eventos observados na bacia, com duração variando de 30 a 105 minutos. Os eventos foram simulados e os resultados comparados com os dados observados. Analisando-se o ajuste dos hidrogramas gerados pelo modelo aos observados constatou-se que a maioria dos valores de COE foi superior a 0,75, sendo, na média, igual a 0,85, podendo considerar o modelo como de boa precisão, conforme a faixa de valores de COE adotada por Collischonn (2001).

Brighenti *et al.*, (2016) utilizaram o modelo Soil and Water Assessment Tool (SWAT) para modelar a bacia hidrográfica do Rio Negrinho, cuja extensão é de 200km², localizada em Santa Catarina. A calibração foi realizada automaticamente por meio de algoritmos genéticos, tendo o COE e o Percent bias (Pbias) como funções objetivo. Para tanto foram utilizados dados de vazão mensal registrados no período de 2003 a 2012 em postos fluviométricos instalados na região. A série de dados foi dividida em quatro períodos distintos, sendo dois para cada uma das etapas de calibração e validação do modelo. Os resultados obtidos foram considerados aceitáveis, visto que os valores obtidos estavam dentro da faixa considerada satisfatória (COE $\geq 0,5$ e Pbias $\leq \pm 25\%$). O COE variou de 0,55 a 0,73 e o Pbias variou de 2,6% a 18,5%. Em termos de valores de vazão, pode-se observar pelos resultados obtidos, que de maneira geral, o modelo subestimou as vazões observadas.

Pereira *et al.*, (2016) verificou o desempenho de um modelo hidrológico concentrado e de um semidistribuído na predição de vazões diárias. Para tanto foram utilizados os modelos IPH II e SWAT para a simulação das vazões médias diárias de uma sub-bacia do Rio Pomba, com área de 1650km², localizada no estado de Minas Gerais. A calibração e validação dos modelos foram realizadas pelo método automático com base no COE, a partir de dados de vazão diária. Para avaliar o desempenho dos modelos foi adotada a seguinte classificação: valor de COE = 1 significa ajuste perfeito dos dados preditos pelo modelo; COE > 0,75 (modelo é adequado e bom); 0,36 < COE < 0,75 o modelo é considerado satisfatório e COE < 0,36 o modelo não é satisfatório. Os valores obtidos para os COE nas etapas de calibração e validação, respectivamente, foram de 0,81 e 0,81 para o IPH II, e 0,61 e 0,72 para o SWAT, classificando os modelos como adequado e bom (IPH II) e satisfatório (SWAT). Comparando os resultados das modelagens, verificou-se que o modelo IPH II apresentou maior exatidão na estimativa das vazões diárias do que o SWAT, apresentando maior potencial para ser utilizado em estudos relacionados com simulação hidrológica e gestão de recursos hídricos na bacia, como na caracterização de vazões de outorga para projetos de irrigação.

De acordo com os estudos apresentados, o COE é referência para avaliar estatisticamente o desempenho dos modelos hidrológicos considerando tanto a modelagem contínua quanto a separada por eventos.

Uma outra função objetivo empregada para avaliar os resultados da modelagem é a Raiz do Erro Médio Quadrado (*Root Mean Square Error - RSME*), definida pela equação 5.

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^N (\hat{y}_t - y_t)^2}{N}}$$

(Equação 5)

Onde:

\hat{y}_t = NA máximo simulado (m);

y_t = NA máximo observado (m);

N = número de eventos.

E por fim, o erro relativo percentual (Erro %) que representa percentualmente o erro relativo, ou seja a diferença entre o valor observado e o seu valor simulado. A equação 6 define o Erro relativo percentual.

$$Erro \% = \left(\frac{|valor observado - valor simulado|}{valor observado} \right) \times 100$$

(Equação 6)

3.5.6 Definição do Início e Término dos Eventos do Modelo

Para o desenvolvimento do presente trabalho, torna-se necessário o conhecimento de metodologias para definir o início e o fim dos eventos chuvosos, uma vez que a modelagem será realizada por evento. Para tanto, segue uma descrição suscita sobre os tipos de escoamento e os métodos utilizados para a separação dos mesmos.

De acordo com Tucci (2007), os escoamentos são definidos em: superficial, que corresponde ao fluxo sobre a superfície do solo e pelos seus canais; sub-superficial, o fluxo que se dá junto às raízes da cobertura vegetal e; subterrâneo, o fluxo devido à contribuição do aquífero. Sendo que o escoamento superficial e subterrâneo correspondem à maior parte do escoamento, ficando o escoamento sub-superficial contabilizado no superficial ou no subterrâneo.

A separação do escoamento é um processo subjetivo, que depende da determinação do tempo de início e fim da geração do escoamento. A partir da observação de um hidrograma, o início do escoamento, seria o ponto em que inicia a ascensão do hidrograma e o fim, o ponto de inflexão, no qual as vazões tendem a se estabilizar atingindo a condição normal, ou próxima à anterior, no caso de haver recarga do aquífero.

A parcela referente ao escoamento superficial pode ser identificada a partir da aplicação de métodos gráficos baseados na análise qualitativa do tipo de fluxo.

Os três métodos gráficos, tradicionalmente usados para separação do escoamento são os apresentados na Figura 3.13 (TUCCI, 2007).

- Método 1: A curva de recessão é extrapolada a partir do ponto C até encontrar o ponto B, localizado abaixo da vertical do pico. Os pontos A, B e C são ligados. Sendo o volume acima da linha ABC correspondente ao escoamento superficial e o volume abaixo, o escoamento subterrâneo;
- Método 2: Considerado o método mais simples, ele consiste em ligar os pontos A e C por uma reta;
- Método 3: Consiste em extrapolar a tendência anterior ao ponto A até a vertical do pico, definindo assim o ponto D. Ligando os pontos D e C obtém-se a separação dos escoamentos.

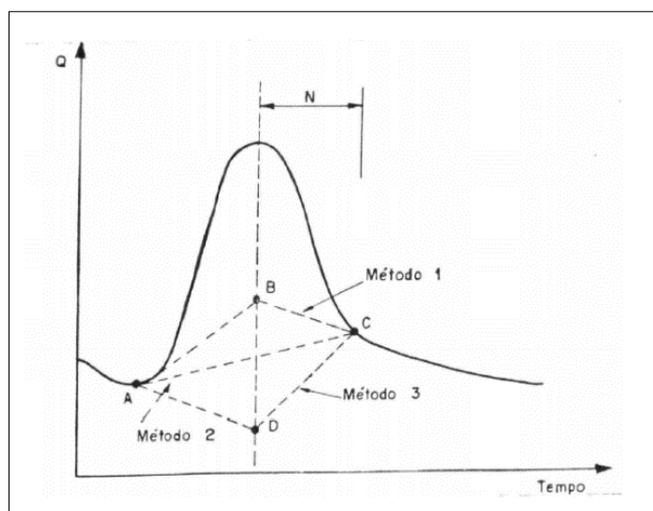


Figura 3.13: Métodos de separação gráfica
Fonte: Tucci, 2007

O ponto que indica o início da ascensão, ponto A, normalmente é mais simples de se definir do que o ponto de inflexão “C”, uma vez que a inspeção visual do hidrograma permite essa identificação. Para a determinação do ponto C, existem vários critérios:

- Linsley *et al.*, (1975) apresentaram um método no qual o ponto de inflexão pode ser determinado pela seguinte equação:

$$N = 0,827 * A^{0,2}$$

(Equação 7)

Na qual:

N = número de dias transcorridos entre o pico do hidrograma e o tempo que define o ponto C (dias);

A = área da bacia (km²)

- O ponto C pode ser estimado por uma das equações que determinam o tempo de concentração, uma vez que o tempo de concentração corresponde ao tempo entre a última precipitação e o ponto C. Nem sempre o valor obtido está em concordância com o hidrograma observado, entretanto permite suprimir dúvidas entre mais de um ponto de inflexão, escolhido visualmente;
- O método de inspeção visual é um procedimento mais simples que consiste na plotagem das vazões numa escala logarítmica. Considerando que a recessão tende a seguir uma equação exponencial, numa escala logarítmica a mesma tende para uma reta. O ponto C pode ser identificado como o ponto onde ocorre a modificação da declividade da reta de recessão. Ressalva-se que podem ocorrer mais de uma mudança de declividade da reta, o que pode caracterizar também o escoamento sub-superficial, retardos de diferentes partes da bacia ou o efeito de diferentes camadas dos aquíferos.

Apesar dos métodos gráficos apresentados se referirem a separação dos tipos de escoamento, eles foram referências para estabelecer o início e o fim dos eventos de cheia, onde se dispunha somente de dados de nível d'água e não de vazão. Foi realizada uma analogia a esses métodos, uma vez que não se encontrou na literatura métodos que definem o início e o fim de eventos avaliados por meio do nível d'água.

3.6 Considerações Finais

A revisão bibliográfica abordou temas importantes, do ponto de vista da gestão do risco de inundação, uma vez que o objetivo do estudo foi propor uma metodologia para desenvolvimento de uma ferramenta (o gráfico de risco de inundações) para auxiliar os gestores na tomada de decisão mediante o risco eminente de inundação que algumas áreas estão sujeitas.

Sendo assim, visando alcançar o objetivo proposto, tornou-se necessário conhecer os mecanismos de gestão das águas pluviais; os conceitos e terminologias da gestão de risco; as ferramentas disponíveis; os modelos aplicados; as funções de otimização adotadas para verificar o desempenho dos modelos e métodos para definição do início e término dos eventos do modelo. Os métodos gráficos de separação dos tipos de escoamento apresentados, foram referência para definir o início e término dos eventos chuvosos selecionados para a modelagem.

A proposição deste trabalho se configura em um ganho para a população e para os gestores públicos, ao proporcionar o desenvolvimento de uma metodologia para gerar gráficos de risco de inundações, que fornecem informações de alerta de risco em função do volume precipitado e da duração do evento chuvoso. Com as informações disponibilizadas no gráfico, em complemento a outras disponíveis (previsão do tempo, imagens de radar e satélite, etc.), os órgãos governamentais poderão agir com mais confiabilidade e eficiência nas ações de prevenção, preparação e mitigação dos danos decorrentes de eventos de inundação.

Foram pesquisadas várias literaturas brasileiras e internacionais, trabalhos existentes, em busca de metodologias consistentes para construção de gráficos de risco de inundações e não foram encontradas, o que motivou a proposição do presente trabalho.

A metodologia utilizada no desenvolvimento do gráfico de risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte é bastante questionada por técnicos e acadêmicos. A definição das faixas de risco, com exceção da faixa “crítica” não estava relacionada com o transbordamento do canal. Ao avaliar o critério utilizado para definir as outras faixas de risco não se constatou um fundamento teórico, científico e sim uma análise subjetiva. Somando-se a essas questões, o modelo aplicado no desenvolvimento do gráfico de risco da Carta não foi calibrado e validado. Na época em que se iniciaram os estudos para o desenvolvimento do gráfico não se dispunham de dados monitorados. A Carta de Inundações de Belo Horizonte foi publicada no ano de 2009, ano esse, anterior ao início da operação do Sistema de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte (2011).

O gráfico proposto neste estudo foi desenvolvido através dos resultados da simulação em um modelo que foi calibrado e validado com os dados de precipitação e nível d’água registrados nas estações de monitoramento implantadas no município de Belo Horizonte.

A calibração do modelo foi por nível d’água, comparando-se os níveis obtidos na simulação com os observados nas estações. Geralmente, a calibração de modelos é realizada a partir de dados monitorados de vazão. Porém devido à ausência destes dados, foram utilizados os dados de nível d’água.

4 MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia proposta para o desenvolvimento da presente pesquisa está apresentada esquematicamente na Figura 4.1 e detalhada em seguida.

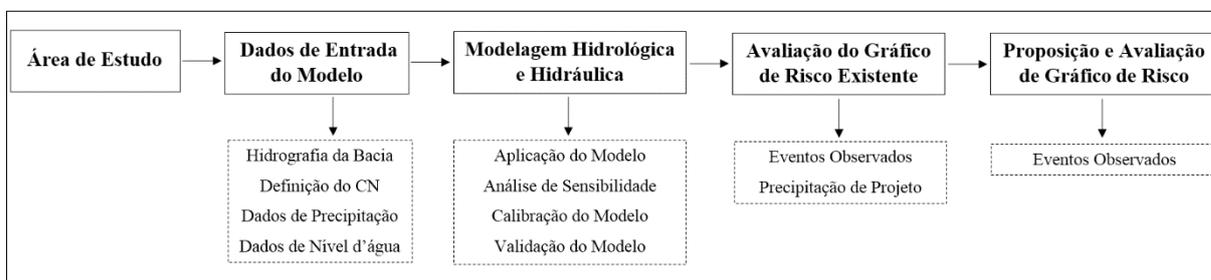


Figura 4.1: Diagrama da Metodologia

Fonte: Elaborada pela autora.

A primeira etapa consistiu na definição da área de estudo, a qual foi escolhida em função da frequência e da magnitude dos eventos de inundação registrados nas bacias hidrográficas do município de Belo Horizonte/MG. Definida a área de estudo, na segunda etapa realizou-se o levantamento dos dados de entrada do modelo referentes a hidrografia, a caracterização do uso e ocupação do solo (*Curver Number* - CN), ao registro de precipitação e nível d'água do curso d'água principal da bacia. De posse dos dados de entrada, na etapa terceira etapa (Modelagem hidrológica e hidráulica), a bacia escolhida foi reproduzida no modelo, o qual foi calibrado e validado em função dos parâmetros indicados na análise de sensibilidade e dos eventos observados. Uma vez calibrado e validado o modelo, na etapa seguinte foram simuladas as precipitações de projeto, cujos resultados da simulação, juntamente com os eventos observados na bacia, foram utilizados para avaliar o gráfico de risco de inundações existente na Carta de Inundações de Belo Horizonte. A etapa final consistiu na proposição de um novo gráfico de risco de inundações com base nos resultados da simulação da precipitação de projeto, o qual foi, também, avaliado em função dos eventos observados.

4.1 Área de Estudo

No presente trabalho foi estudada a bacia do Córrego Cachoeirinha, por se tratar de uma bacia que frequentemente sofre com problemas relacionados à inundação, sendo a precipitação anual na região da ordem de 1450 mm. A bacia apresenta o uso do solo e ocupação praticamente consolidado, constituído por edificações comerciais, residenciais e industriais e poucas áreas verdes.

A Figura 4.2 apresenta a localização da bacia no município de Belo Horizonte e uma imagem aérea do ano de 2013, na qual é possível identificar que a área da bacia se apresenta bastante impermeabilizada e com poucas áreas verdes. Além disso, nessa figura são identificados os cursos d'água pertencentes a ela, bem como as estações de monitoramento hidrológico implantadas na região.

A Bacia Elementar do córrego Cachoeirinha, possui área de drenagem de 15,79 km² e situa-se na regional Nordeste do município de Belo Horizonte. As principais características desta bacia, conforme o Plano Diretor de Drenagem de Belo Horizonte (PBH, 2000), são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Caracterização da bacia do córrego Cachoeirinha

Definição	Descrição	Unidade	Dados
L	Comprimento total do talvegue	m	7.790
L1	Comprimento do curso d'água principal	m	7.012
H	Diferença de cota entre o ponto mais a montante e o exultório da bacia	m	149
d	Declividade total da bacia (H/L)	m/m	0,0191
Área	Área da bacia elementar	ha	1.579

Fonte: PBH (2000).

O córrego Cachoeirinha é o principal curso d'água desta bacia e ao se encontrar com o Ribeirão Pampulha forma o Ribeirão da Onça, afluente do rio São Francisco. Possui extensão de 7,12 km, sendo 5,81 km em canal revestido fechado e 1,21 km canal revestido aberto. Um trecho deste córrego, localiza-se na Avenida Bernardo Vasconcelos, principal via de acesso aos bairros pertencentes a bacia, a qual sofre constantemente com alagamentos e inundações, conforme pode ser visto nas Figuras 4.3 a 4.5.

De acordo com as informações disponibilizadas pela Coordenadoria Municipal de Defesa Civil de Belo Horizonte – COMDEC, a regional Nordeste (a qual pertence à bacia do córrego Cachoeirinha) é a região do município de Belo Horizonte onde se registrou o maior número de ocorrências de inundações e alagamentos no período de 1995 a 2016, correspondendo a 19% do total dos registros no município (PBH, 2016).

Devido às ocorrências de inundações na bacia do córrego Cachoeirinha foram implantadas duas estações de monitoramento, integrantes do Programa de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte, que consistem nas estações 13 e 14 (Figura 4.2), sendo estas fluviométrica e pluviométrica, respectivamente.

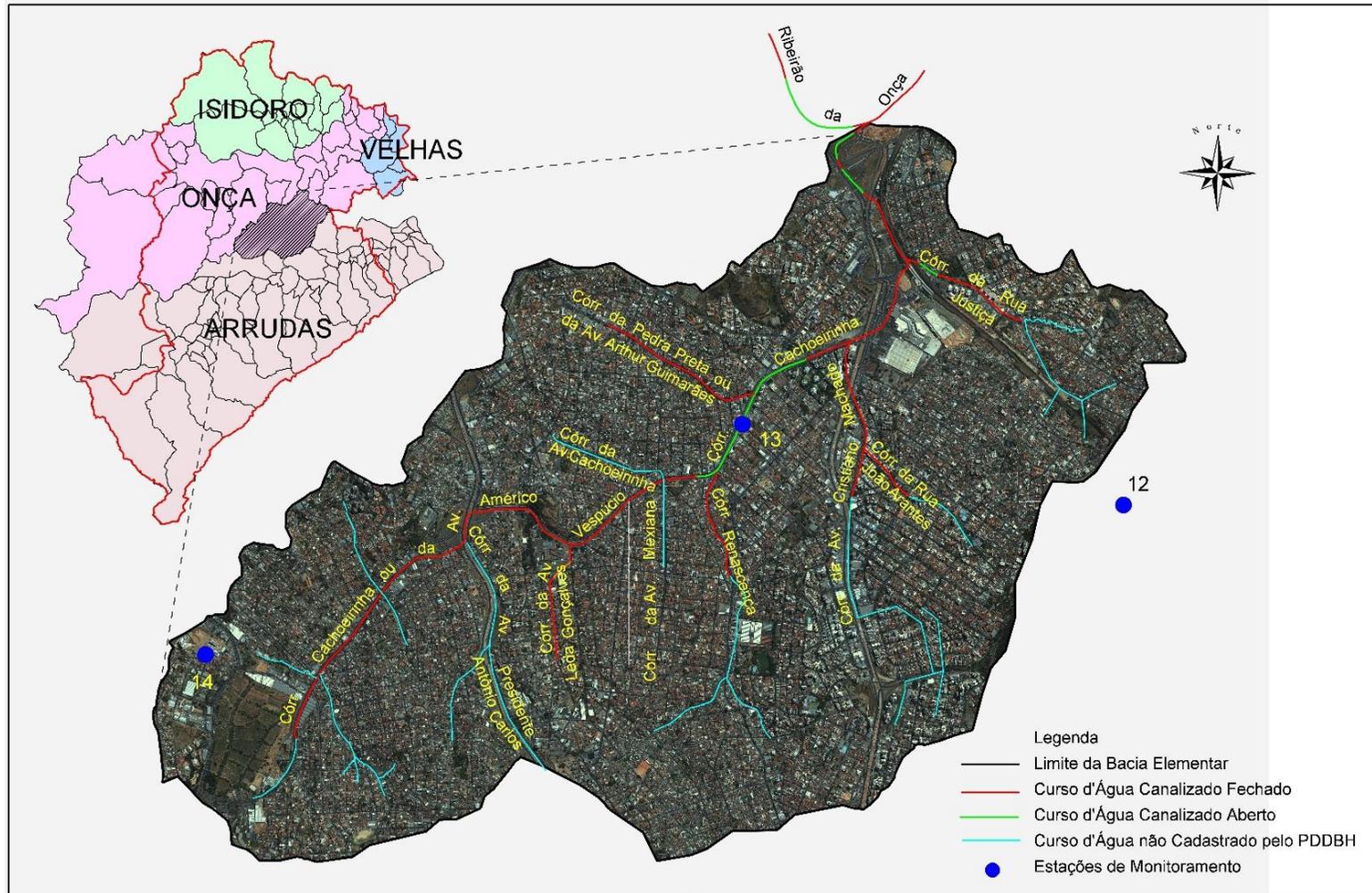


Figura 4.2: Imagem da bacia do córrego Cachoeirinha
 Fonte: Elaborada pela autora



Figura 4.3: Chuva do dia 28/03/2013
Fonte: G1 MG (2013).



Figura 4.4: Chuva do dia 15/11/2012
Fonte: Jornal Estado de Minas (2012).



Figura 4.5: Chuva do dia 15/11/2012
 Fonte: Sobrinho (2012).

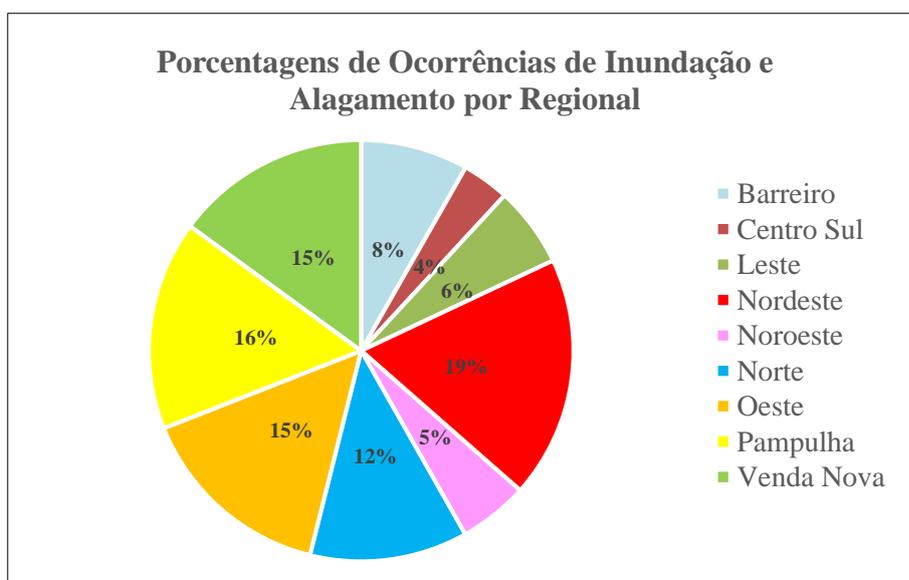


Figura 4.6: Ocorrências de inundação e alagamentos – Período de 1995 a 2016
 Fonte: Elaborada pela autora.

4.2 Dados de Entrada do Modelo

4.2.1 Hidrografia da Bacia

Os dados referentes à rede de drenagem da bacia foram obtidos através do Sistema de Informações Georreferenciadas - SIG Drenagem, mantido pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. Neste sistema estão disponíveis os dados cadastrais dos canais de macrodrenagem compostos por traçados em plantas, identificando com coordenadas geográficas as seções de

início e fim dos trechos, singularidades existentes, perfis longitudinais, seções transversais, tipos e estruturas de revestimentos dos canais, etc.

Em complementação aos dados disponíveis no SIG Drenagem, foram utilizados os dados obtidos em um levantamento topográfico desenvolvido mais recentemente para a Superintendência de Desenvolvimento da Capital – SUDECAP, em abril de 2013. Neste levantamento foram atualizadas as informações de cadastro de um trecho do canal principal (córrego Cachoeirinha) e do córrego da Justiça, afluente do Cachoeirinha. Esse levantamento foi realizado com vistas a novos estudos de modelagem matemática.

De posse das informações do cadastro do SIG Drenagem e do levantamento topográfico, foi realizada a compatibilização dos dados para verificação de possíveis divergências, uma vez que os equipamentos utilizados na execução do levantamento eram mais modernos e possuíam uma precisão maior do que aqueles utilizados na época do cadastro do SIG Drenagem.

Na compatibilização dos dados, algumas divergências foram constatadas e foi necessário ir a campo para averiguação. Como exemplo, pode-se citar a elevação do nó que representa o limite entre o trecho do canal fechado e início do canal aberto, onde se constatou uma diferença de cota de 2,50m. Na visita em campo, foi verificado que houve um erro de registro do dado, que indicou a cota do topo da galeria igual a cota do topo do aterro existente sob a mesma. Ou seja, essa diferença de 2,50m era referente à altura do aterro e não do topo da galeria.

As cotas referentes ao desemboque de alguns dos afluentes ao córrego Cachoeirinha foram ajustadas, uma vez que não estavam compatíveis com o levantamento topográfico.

4.2.2 Seleção dos Dados de Precipitação e Nível d'água

No desenvolvimento do presente estudo, foram utilizados os dados disponíveis no Sistema de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte, cuja operação teve início em outubro de 2011. Dessa forma, tem-se 06 anos de registros de dados disponíveis.

Dentre as 42 estações integrantes do sistema de monitoramento, foram escolhidas as estações pluviométricas 12 e 14 e fluviométrica 13, por possuírem boa representatividade do regime de chuvas da área em estudo. Apesar da estação 12 não estar inserida na bacia do córrego Cachoeirinha ela foi escolhida por influenciar uma parcela da área da bacia e assim contribuir

para escoamento superficial. A Figura 4.2 apresenta a localização das estações na bacia do Córrego Cachoeirinha e a Tabela 4.2 exibe algumas informações das mesmas.

Tabela 4.2: Informações gerais das estações 12, 13 e 14

Estação	Tipo	Dados medidos	Coordenadas Geográficas		Bacia Hidrográfica
			Latitude	Longitude	
12	Pluviométrica	Precipitação	19°53'14,68420S	43°54'47,73454W	Santa Inês
13	Fluviométrica	Precipitação Nível d'água	19°52'49,52375S	43°56'07,60312W	Cachoeirinha
14	Pluviométrica	Precipitação	19°53'35,63230S	43°57'52,10079W	Cachoeirinha

Fonte: PMS, 2016.

Estas estações são dotadas de pluviômetros, modelo TB4 da Tipping Bucket Raingauge e sensor de nível ultrassônicos, Easy TREK da Nivelco, os quais medem dados de precipitação e nível d'água, respectivamente. A Figura 4.7 ilustra os equipamentos instalados nas estações de monitoramento 13 e 14 implantadas na bacia do Córrego Cachoeirinha.



Figura 4.7: Estação fluviométrica 13 (Córrego Cachoeirinha / Avenida Bernardo Vasconcelos) e pluviométrica 14

Fonte: a autora.

Os dados registrados nas estações são armazenados em um data Logger e transferidos via sinal GPRS a dois computadores localizados na Empresa de Informática e Informação do município de Belo Horizonte - Prodabel. A frequência de transmissão dos dados é de 10 em 10 minutos, contabilizando em 24 horas, 144 dados.

Os dados de precipitação foram selecionados segundo o seguinte critério: foram separados os eventos que geraram níveis de alerta conforme definição adotada para a estação fluviométrica 13 do córrego, ou seja, foram selecionados os eventos cuja intensidade da chuva resultou na

elevação do nível d'água (NA) aos níveis de alerta amarelo (50% da altura útil do canal, $210 \leq NA < 336\text{cm}$), laranja (80% da altura útil do canal, $336 \leq NA < 580\text{cm}$) e vermelho (extravasamento do canal, $NA \geq 580\text{cm}$).

Para refinar a seleção, foram adotados os eventos contidos em uma série de duração de 24 horas, que não apresentavam falhas nos dados. A seleção dos eventos se restringiu aos anos 2011(outubro, início da operação do monitoramento) a 2016, com exceção do ano de 2014, no qual o sistema foi paralisado por questões administrativas do município. A Figura 4.8 apresenta os eventos selecionados.

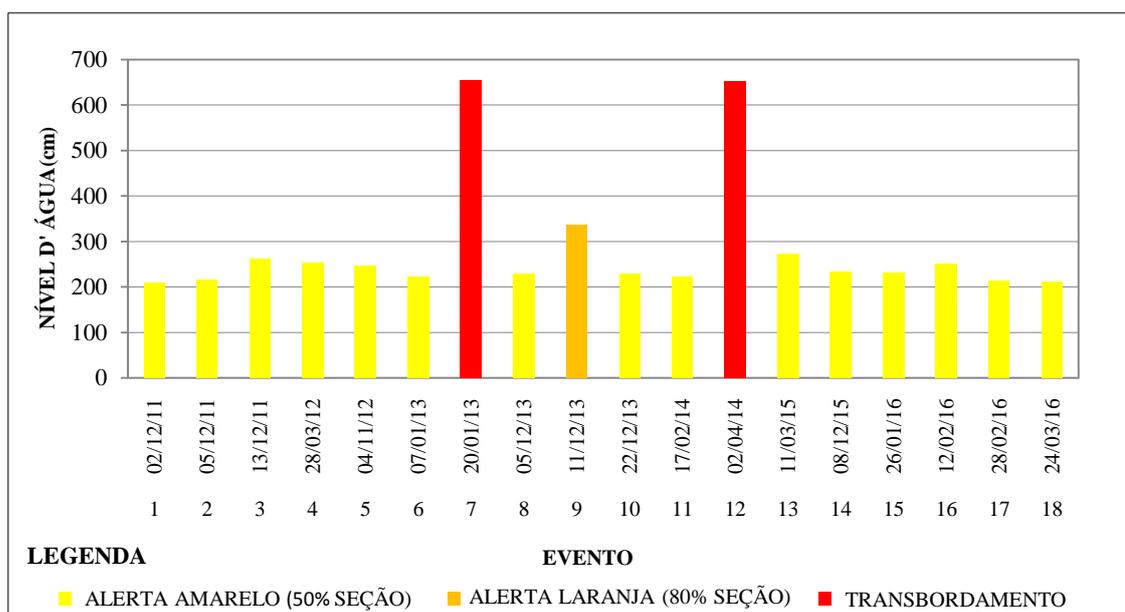


Figura 4.8: Eventos selecionados para calibração e validação do modelo e níveis de alerta correspondentes

Fonte: Elaborada pela autora.

Selecionados os eventos, calculou-se o tempo de retorno (TR) de cada evento, através da equação do tipo IDF (Intensidade, duração e frequência) proposta por Pinheiro e Naghettini (1998) para a região Metropolitana de Belo Horizonte. Em função do TR e do tipo de alerta, definiu-se quais eventos seriam utilizados para as etapas de calibração e de validação do modelo.

Para tanto, os eventos foram distribuídos de forma a equilibrar o número de eventos que registraram alerta amarelo e laranja nas etapas de calibração e validação, cujos valores de TR eram aproximados. Por exemplo, na ocorrência de dois eventos de alerta amarelo, cujos TR's

calculados fossem de 1 e 2 anos respectivamente, um seria para a etapa de calibração e o outro para a validação.

Ressalta-se que os eventos de alerta vermelho foram priorizados para a etapa de validação. Essa priorização foi em função de que a ocorrência do mesmo representa a situação de extravasamento da calha do canal e, nestas condições, torna-se difícil definir com exatidão a altura atingida pelo NA, uma vez que a lâmina d'água se espalha nas vias públicas e áreas adjacentes ao canal.

As Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam o resumo das informações dos eventos selecionados para a calibração e validação.

Tabela 4.3: Resumo das informações dos eventos de calibração

EVENTOS CALIBRAÇÃO										
Evento	Data	NA (cm)	PP (mm)	D	I	PP (mm)	T_ ascensão	TR (anos)		
			Evento	(min)	(mm/h)	Até o pico	(min)	(10 min) + intensos	Evento	Até o pico
1	02/12/2011	210	14,80	70	12,69	11,03	40	0,500	0,501	0,500
2	05/12/2011	216	29,96	90	19,97	19,15	40	0,502	0,761	0,533
3	13/12/2011	261	23,24	40	34,86	23,11	30	0,540	0,826	0,684
4	28/03/2012	254	38,23	130	17,64	21,44	30	0,515	0,930	0,613
5	04/11/2012	246	23,58	80	17,69	16,95	20	0,546	0,564	0,556
6	07/01/2013	223	50,01	150	20,00	35,88	50	0,525	2,687	1,513
8	05/12/2013	228	23,33	60	23,33	17,84	30	0,502	0,640	0,528
9	11/12/2013	337	47,38	140	20,31	34,16	40	0,512	2,034	1,605
10	22/12/2013	228	51,26	190	16,19	33,06	80	0,505	1,705	0,822

Fonte: SUDECAP.

Nota: NA (Nível d'água), PP (Precipitação), D (Duração), I (Intensidade), T (Tempo), TR (Tempo de Retorno)

Tabela 4.4: Resumo das informações dos eventos de validação

EVENTOS VALIDAÇÃO										
Evento	Data	NA (cm)	PP (mm)	D	I	PP (mm)	T_ ascensão	TR (anos)		
			Evento	(min)	(mm/h)	Até o pico	(min)	(10 min) + intensos	Evento	Até o pico
7	20/01/2013	656	50,04	110	27,29	44,59	40	0,888	8,280	5,674
11	17/02/2014	222	23,30	70	19,97	16,70	30	0,517	0,580	0,516
12	02/04/2014	652	59,45	140	25,48	37,20	40	0,550	5,940	2,273
13	11/03/2015	273	23,34	60	23,34	20,82	30	0,507	0,700	0,592
14	08/12/2015	234	19,30	60	19,30	17,40	20	0,505	0,568	0,568
15	26/01/2016	231	29,63	100	17,78	24,83	60	0,500	0,672	0,605
16	12/02/2016	251	34,88	100	20,93	25,76	40	0,568	1,022	1,022
17	28/02/2016	214	41,73	70	35,77	39,24	50	0,551	2,647	2,136
18	24/03/2016	212	26,48	110	14,44	19,98	50	0,500	0,580	0,533

Fonte: SUDECAP.

Nota: NA (Nível d'água), PP (Precipitação), D (Duração), I (Intensidade), T (Tempo), TR (Tempo de Retorno)

Após a definição de quais eventos seriam adotados nas etapas de calibração e validação, calculou-se a média espacial das precipitações pelo método dos polígonos de Thiessen, considerando os dados registrados nas estações 12, 13 e 14 (Figura 4.2). As séries de dados de precipitação média foram utilizadas na simulação do modelo aplicado visando à calibração e validação do mesmo.

A definição do início e fim dos eventos foi realizada similarmente aos métodos apresentados no item 3.5.6 para separação do escoamento. Os métodos apresentados têm como referência o hidrograma gerado nas simulações. No presente estudo, como estamos trabalhando com dados de NA, o início do evento foi definido a partir da elevação do NA. A medida que a precipitação aumenta, o NA, que antes era constante, varia até atingir um valor máximo. E quando esta diminui, o NA decresce, tendendo a voltar à condição inicial antes da chuva. Portanto, o início do evento foi identificado a partir da alteração do NA e o fim, a partir do valor mínimo após o pico do NA, tendendo à condição inicial, ou estabilização do NA.

4.2.3 Definição da Precipitação de Projeto

As precipitações de projeto adotadas nas simulações foram determinadas a partir da equação de chuvas intensas do tipo IDF, proposta por Pinheiro e Naghettini (1998) para a região metropolitana de Belo Horizonte (Equação 8).

$$i = 0,76542 \cdot D^{-0,7059} \cdot PA^{0,5360} \cdot \mu_{T,d}$$

(Equação 8)

Onde:

i = intensidade de chuva no local, associada ao Tempo de Retorno em anos (mm/h)

D = duração da chuva (horas)

PA = Precipitação média anual estimada para a bacia (mm/ano)

$\mu_{T,d}$ = quantil adimensional regional associado ao tempo de retorno TR e à duração d (tabelado)

A Tabela 4.5 apresenta os valores do quantil adimensional definidos para a região metropolitana de Belo Horizonte.

Tabela 4.5: Quantil adimensional ($\mu_{T,d}$) – Equação IDF – Região Metropolitana de Belo Horizonte

Duração (minutos)	$\mu_{T,d}$					
	2	5	10	25	50	100
5	1,013	1,250	1,428	1,625	1,791	1,945
10	1,013	1,221	1,428	1,623	1,791	1,945
15	1,013	1,217	1,422	1,615	1,780	1,932
30	1,013	1,209	1,406	1,592	1,751	1,897
45	1,013	1,221	1,430	1,626	1,795	1,949
60	1,014	1,229	1,445	1,648	1,823	1,983
90	1,014	1,227	1,442	1,644	1,818	1,977
120	1,014	1,226	1,439	1,640	1,813	1,970
180	1,014	1,229	1,445	1,648	1,823	1,983
240	1,013	1,222	1,432	1,629	1,798	1,953
480	1,014	1,232	1,451	1,657	1,834	1,996

Fonte: Pinheiro e Naghettini (1998)

4.2.4 Parâmetro *Curve Number* (CN)

No presente estudo de caso, para o cálculo da chuva efetiva optou-se pelo método do Número da Curva (*Curve Number*, CN – NRCS, 2004). Os valores de CN são adotados em função do tipo de solo e do uso e ocupação do solo.

Os valores de CN adotados para a simulação hidrológica, foram determinados a partir dos dados disponíveis no estudo “Avaliação da Estimativa de Área Impermeável do Município de Belo Horizonte” (TEXEIRA, 2013), que realizou a classificação do uso do solo de Belo Horizonte com base em duas imagens do satélite RapidEye datadas de outubro de 2009. Os valores de CN efetivamente utilizados foram corrigidos por Melo *et al.*, (2014). A metodologia de classificação utilizada neste trabalho está detalhada em Teixeira (2013). O CN médio de cada sub-bacia modelada foi calculado em função da média ponderada dos valores de CN correspondentes a cada uso do solo na sub-bacia.

As classes de ocupação propostas para a bacia foram: mancha urbana, água, solo exposto, vegetação densa, vegetação rasteira, sombra e nuvens. A Tabela 4.6 apresenta os valores de CN adotados para cada classe de ocupação. O fator de ponderação utilizado foi a área ocupada por cada uso do solo.

Os solos do município de Belo Horizonte foram classificados em dois grupos hidrológicos, considerando a condição de umidade antecedente AMC II do Soil Conservation Service – SCS (atual NRCS – Natural Resources Conservation Service), após estudos realizados por Silva *et*

al. (1995), Ramos (1998): grupo hidrológico B, os solos do Complexo Belo Horizonte, e o grupo hidrológico D, os do Supergrupo Minas.

A bacia do córrego Cachoeirinha, enquadra-se no grupo hidrológico B. Segundo Tucci (2007), o solo do tipo B é arenoso e possui permeabilidade superior à média dos outros tipos de solos.

Tabela 4.6: Valores de CN adotados para a bacia do córrego Cachoeirinha

Uso do solo	Solo tipo B
Solo Exposto	82
Mancha Urbana	98
Vegetação Densa	66
Vegetação Rasteira	79

Fonte: Tucci *et al.*, 1993 *apud* Teixeira, 2013 (adaptado)

A porcentagem de terreno impermeável em cada sub-bacia foi assumida igual à porcentagem do uso do solo “Mancha Urbana” do estudo de Teixeira (2013), presente na sub-bacia. A declividade de cada sub-bacia foi obtida através de curvas de nível, espaçadas de 5 em 5 metros fornecidas pela PBH em arquivo no formato “dwg” para leitura no programa AutoCad.

4.3 Modelo

4.3.1 Aplicação do Modelo

Para a aplicação do modelo no programa computacional SWMM, a bacia elementar do córrego Cachoeirinha foi representada com as suas sub bacias, conforme preconizado nos trabalhos de modelagem hidrológica e hidráulica desenvolvidos no contexto do PDDBH. Nestes trabalhos, a bacia foi subdividida em 39 sub-bacias de acordo com a malha hidrográfica existente.

Após a definição das sub-bacias e de seus parâmetros característicos (área, declividade, % de área impermeável, largura) partiu-se para a representação da malha hidrográfica, que consistiu na entrada de 379 trechos de canal e 379 nós. Para cada trecho, foram inseridos dados referentes ao comprimento, tipo e dimensões da seção transversal e coeficiente de rugosidade. Os nós foram utilizados para definir o início e fim dos trechos, poços de visita, desemboque dos afluentes no curso d’água principal e para representar singularidades como degraus. A cada nó foram associados os valores de elevação e profundidade máxima do canal. No nó que representou a estação de monitoramento 13 foi inserido, também, o valor referente ao escoamento de base ($Q = 0,158\text{m}^3/\text{s}$). Este valor do escoamento foi obtido nos estudos

desenvolvidos para a SUDECAP, quando da implantação do Sistema de Monitoramento Hidrológico (PBH, 2010).

Nos nós que representaram os poços de visita, foi inserida uma informação referente à profundidade de sobrecarga. Essa profundidade teve o objetivo de representar a altura de água acumulada no pescoço do poço de visita. O valor adotado para a profundidade de sobrecarga foi de 2,0m. Este valor corresponde à média das alturas dos pescoços dos poços de visita existentes nos cursos d'água. A altura do pescoço dos poços de visita foi calculada pela diferença entre o aterro existente sobre a galeria e a laje de topo da mesma.

O modelo foi construído com base na Figura 4.9, que apresenta a rede hidrográfica da bacia do córrego Cachoeirinha e nas informações disponíveis nas fichas de cadastro da macrodrenagem do Sistema de Informação Geográfica (SIG-Drenagem) da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte.

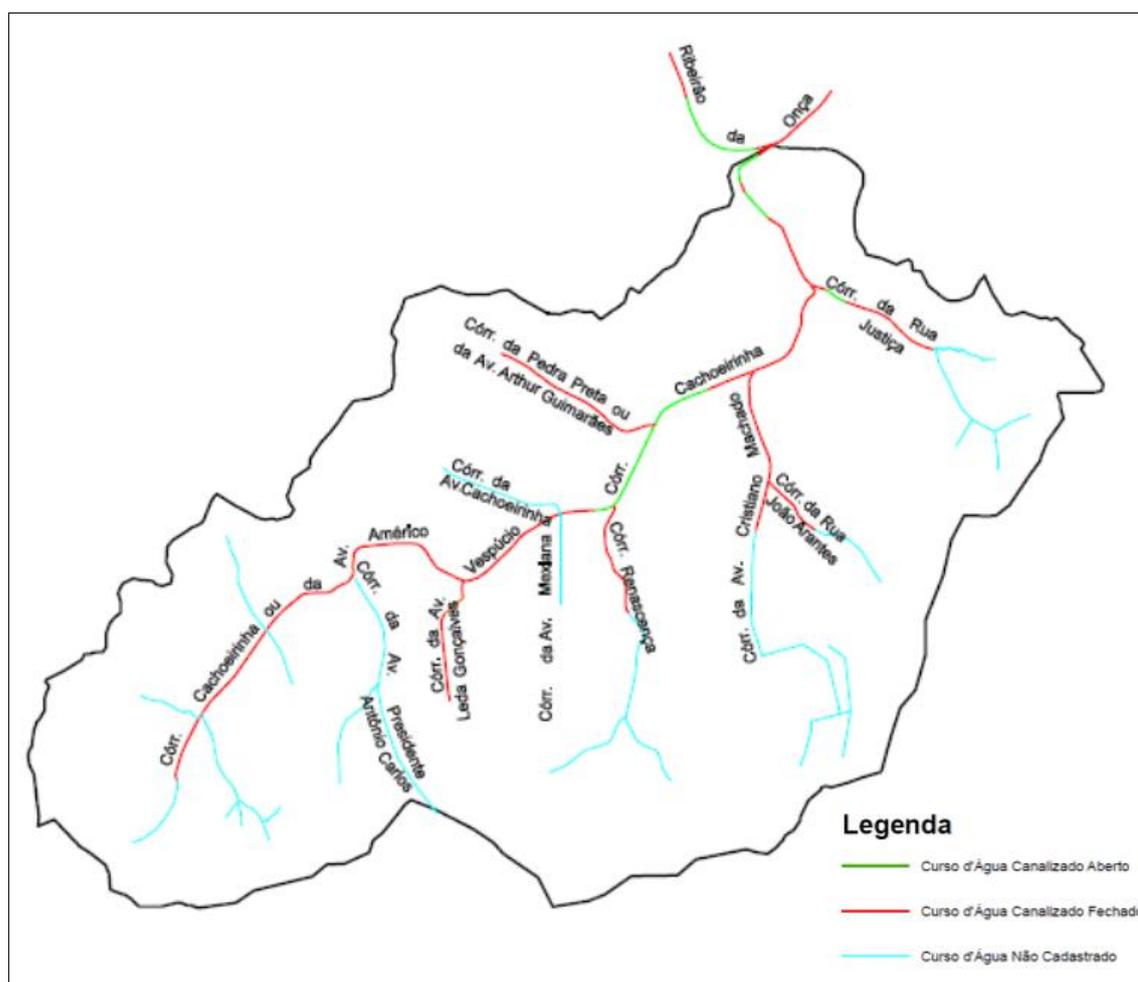


Figura 4.9: Rede hidrográfica da bacia do córrego Cachoeirinha
Fonte: Elaborada pela autora.

O Apêndice 1 apresenta os dados de entrada das 39 sub-bacias e o resumo das informações da rede hidrográfica da bacia do córrego Cachoeirinha (comprimento dos trechos, tipo de canal, dimensões da seção transversal, cotas do topo e fundo do canal).

A Figura 4.10, apresenta a imagem da bacia do córrego Cachoeirinha, construída no modelo SWMM, com a representação das sub-bacias e da rede hidrográfica.

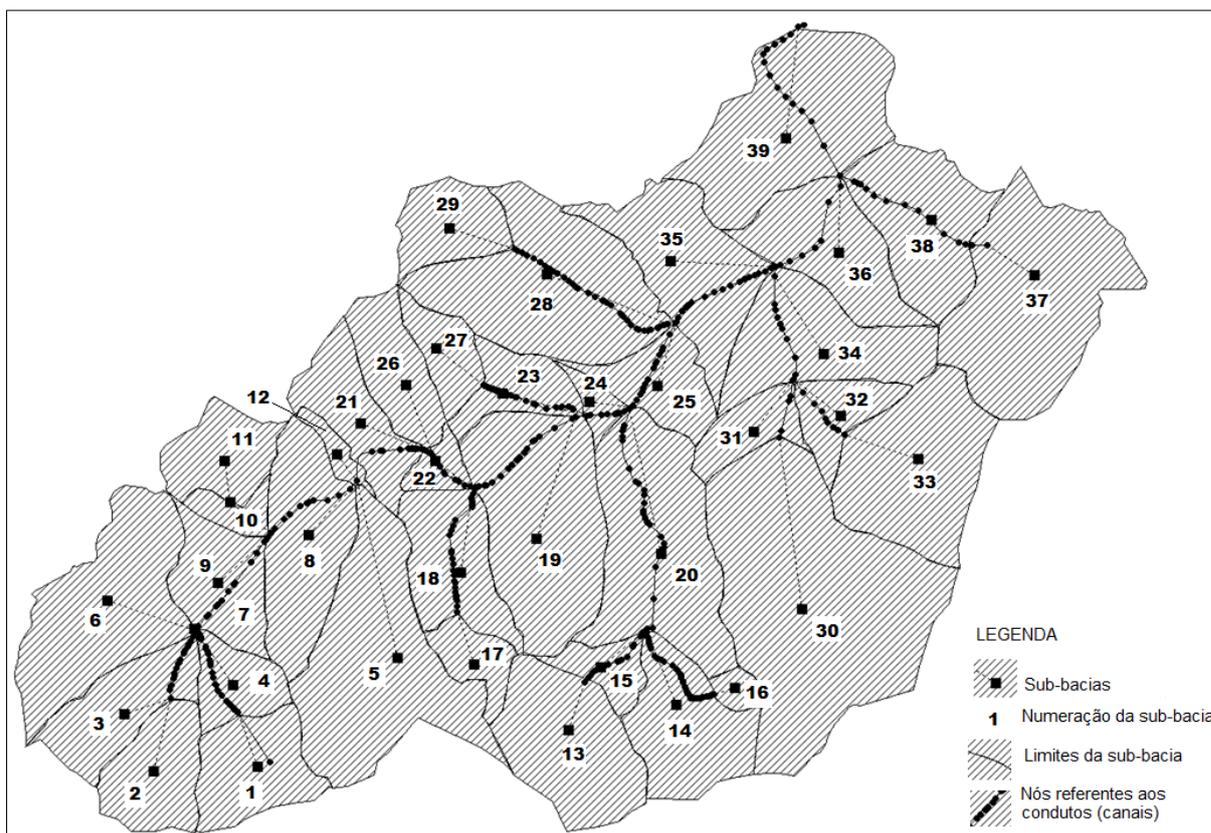


Figura 4.10: Imagem da bacia do córrego Cachoeirinha construída no modelo SWMM
Fonte: Elaborada pela autora.

Até se chegar a versão final do modelo foi necessário fazer algumas simplificações. As simplificações consistiram na alteração do comprimento dos trechos inferiores a 10 metros, na representação das transições e de singularidades. Ao representar no modelo trechos inferiores a 10 metros de comprimento, constatou-se problemas de instabilidade numérica na simulação. Ao ajustar esses trechos observou-se uma melhora nos resultados e o problema de instabilidade foi resolvido. Em alguns casos, foi necessário a eliminação de singularidades, tais como degraus, de forma a obter-se trechos maiores que 10 metros. A eliminação dos degraus acarretou no aumento da declividade dos trechos. Em relação aos trechos de transições, o SWMM não consegue representar gradualmente a alteração das seções, sendo assim, adotou-se seções constantes nestes.

4.3.2 Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidade visou definir quais os parâmetros do modelo que exercem maior influência nos resultados da simulação e que, portanto, deveriam ser calibrados.

Para o desenvolvimento da análise de sensibilidade do presente estudo, os eventos de precipitação selecionados para a calibração foram simulados considerando a variação dos parâmetros: n-permeável, n-impermeável (coeficientes de rugosidade para o escoamento superficial da parcela da sub-bacia permeável e impermeável); s-permeável, s-impermeável (profundidade do armazenamento em depressão na parcela permeável e impermeável da sub-bacia); e n (coeficiente de rugosidade dos condutos).

A Tabela 4.7 apresenta os intervalos de variação dos parâmetros utilizados neste estudo, sugerido no Manual do Usuário do SWMM (LENHS, 2012).

Apesar do CN ser um parâmetro sensível que influencia os resultados da simulação, sua influência foi avaliada, como poderá ser observado no item 5.2.4, e optou-se não calibrá-lo por ter sido determinado a partir de um estudo detalhado “Verificação da Avaliação da Estimativa de Área Impermeável do Município de Belo Horizonte” (MELO *et al.*, 2014), considerado representativo das condições físicas das sub-bacias.

Tabela 4.7: Intervalo dos parâmetros do SWMM para coeficiente de rugosidade e armazenamento

Elemento	Parâmetro	Parâmetros	Unidade	Intervalo de variação	
				Mínimo	Máximo
Sub-bacia	n-perm	Coefficiente de Rugosidade de Manning - Superfície Permeável	-	0,13	0,40
	n-imperm	Coefficiente de Rugosidade de Manning - Superfície Impermeável	-	0,011	0,024
	s-perm	Capacidade de armazenamento em depressões - Superfície Permeável	mm	2,54	7,62
	s-imperm	Capacidade de armazenamento em depressões - Superfície Impermeável	mm	1,27	2,54
	W	Largura de drenagem	m	-	-
Canal revestido	n	Coefficiente de Rugosidade de Manning	-	0,012	0,018

Fonte: LENHS (2012).

A análise de sensibilidade processou-se da seguinte forma: primeiramente, estabeleceu-se uma condição inicial, na qual foram adotados valores, dentro do intervalo definido, para os

parâmetros do modelo. Em seguida, os eventos foram simulados, considerando a alteração de cada parâmetro individualmente, mantendo-se os demais fixos, conforme o valor estabelecido na condição inicial. Como foram analisados cinco parâmetros, considerando o valor mínimo e máximo de cada um deles, foram realizadas 10 simulações por evento.

Posteriormente, os resultados das simulações foram avaliados conforme o Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE). O COE final (máximo e mínimo) foi considerado igual a média dos COE's calculados para os eventos

Calculados os valores dos COE's finais (mínimo e máximo) foi então verificada a sensibilidade do modelo aos parâmetros através do Índice de Sensibilidade (I.S) representado pela equação 9 (LOUCKS, *et al.*, 2005):

$$I.S = \left| \frac{\frac{COE_{Máx} - COE_{Min}}{COE_{Min}}}{\frac{Valor_{Máx} - Valor_{Min}}{Valor_{Min}}} \right| \quad (Equação 9)$$

Em que Valor_{mín} e Valor_{máx} são respectivamente os limites inferiores e superiores dos parâmetros, vistos na Tabela 4.6 e COE_{máx} e COE_{mín} são os coeficientes de Nash calculados respectivamente para os valores máximos e mínimos dos parâmetros. Dessa forma, o numerador da equação indica o índice de variação do COE e o denominador, o índice de variação dos parâmetros.

Para cada parâmetro analisado foi calculado o I.S correspondente. Sendo que quanto maior o valor de I.S, mais sensível é o modelo ao parâmetro e, portanto, maior sua influência nos resultados das simulações. I.S próximo de zero, significa que qualquer valor adotado para o parâmetro, dentro do intervalo definido, não implicará em mudanças consideráveis nos resultados do modelo.

4.3.3 Calibração do Modelo

A técnica de calibração escolhida foi a de calibração manual por tentativa e erro, que consistiu na alteração dos parâmetros do modelo, de forma a aproximar o valor do nível d'água simulado ao observado na estação fluviométrica 13.

As tentativas de calibração foram similares à análise de sensibilidade, na qual se alterou um parâmetro individualmente, mantendo-se os demais fixos. A partir dos resultados das simulações foi calculado o COE e o RMSE de cada evento.

Para avaliar o desempenho do modelo aplicado no presente trabalho foram adotados os critérios usados por Collischonn (2001), quanto aos valores de COE. Para tanto, considerou-se que para valores de COE maiores que 0,75, o desempenho do modelo é considerado bom. Para valores de COE entre 0,36 e 0,75, o desempenho é considerado aceitável, enquanto valores de COE inferiores a 0,36 fazem com que o modelo seja julgado como inaceitável.

Antes de se iniciar o processo de calibração dos parâmetros indicados na análise de sensibilidade, foi desenvolvida uma pré-calibração dos parâmetros largura das sub-bacias (W) e porcentagem da área impermeável. A pré-calibração desses parâmetros foi motivada pelo fato de não se encontrar na literatura, valores de referência para os mesmos, por se tratar de parâmetros que representam características intrínsecas de uma determinada bacia.

Para a definição da largura das sub-bacias, escolheu-se o evento 1 (02/12/2011), o qual apresentou melhor desempenho na análise de sensibilidade.

A priori, o valor adotado como primeira estimativa da largura, foi considerado igual a raiz quadrada da área da sub-bacia. As tentativas de calibração da largura consistiram no aumento e na redução do valor adotado originalmente. A definição da largura a ser adotada no modelo foi com base nos valores dos COE's e no erro relativo percentual entre os NA's máximos observado e simulado por eventos.

Definido o valor a ser adotado na largura das sub-bacias, prosseguiu-se com a calibração da porcentagem de área impermeável. A calibração consistiu em reduzir a porcentagem de área impermeável, adotada inicialmente, em 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 40% e 45%.

Os níveis d'água máximos obtidos em cada tentativa de redução da porcentagem de área impermeável foram avaliados em função do RMSE. Esta avaliação foi realizada para todos os eventos selecionados para a calibração.

Para cada evento foi calculado o RMSE correspondente e em seguida determinou-se o RMSE médio. A tentativa de redução da porcentagem de área impermeável que resultou no menor RMSE médio foi a selecionada.

Definidas a largura e a porcentagem de área impermeável a serem adotadas, prosseguiu-se com a calibração dos parâmetros indicados na análise de sensibilidade.

Realizou-se várias tentativas adotando valores diferentes para cada parâmetro e os valores que resultaram no melhor ajuste individualmente, foram combinados. Dessa forma, novas tentativas foram realizadas considerando a variação simultânea destes parâmetros. As tentativas individuais dos parâmetros foram realizadas apenas para o evento 1 (02/12/2011). Porém as tentativas de combinação dos parâmetros foram realizadas para os 9 eventos selecionados para a calibração.

A avaliação da combinação dos parâmetros foi realizada em função do COE e do RMSE, comparando-se os níveis d'água observados e simulados. Dessa forma, a combinação de parâmetros que resultou no melhor valor do COE e menor RMSE foi a adotada no modelo.

Estabelecidos os valores dos parâmetros do modelo a serem adotados, avaliou-se a influência do CN nos resultados das simulações. Para tanto foram escolhidos os eventos 3 (13/12/2011) e 9 (11/12/2013) e os valores de CN, adotados inicialmente, foram reduzidos de 5 a 20 unidades. Em seguida, calculou-se o COE médio destes eventos e analisado o ajuste. Ressalta-se que se considerou apenas a redução do CN, uma vez que o aumento não se justificava, tendo em vista que os valores de CN adotados inicialmente já consideraram um alto grau de adensamento da bacia.

Conforme detalhado neste item, foram realizadas várias tentativas de calibração dos parâmetros envolvidos na modelagem hidrológica e hidráulica. Ao final da calibração, foi possível estabelecer os valores representativos para os parâmetros do modelo da bacia do córrego Cachoeirinha.

4.3.4 Validação do Modelo

A validação é um processo de verificação dos resultados do modelo, no qual são utilizados eventos diferentes dos utilizados na etapa de calibração, para verificar se os parâmetros obtidos nesta etapa descrevem o comportamento da bacia de forma aceitável.

Sendo assim, foram selecionados nove eventos para a validação (Tabela 4.4), os quais foram simulados considerando os valores dos parâmetros indicados na calibração do modelo. Os resultados das simulações foram avaliados segundo o COE.

4.4 Avaliação do Gráfico de Risco

O gráfico de risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte (SUDECAP, 2009) foi avaliado considerando os eventos de precipitação selecionados para as etapas de calibração e validação e os resultados da simulação das precipitações de projeto efetuadas no modelo hidrológico e hidráulico calibrado e validado.

4.4.1 Comparação dos Eventos observados com o Gráfico de Risco

Os eventos observados foram plotados no gráfico de risco em função da precipitação total acumulada e duração da mesma. Os pontos referentes a esses pares (precipitação e duração) foram comparados com as faixas de riscos do gráfico (Crítico, emergência, alerta e normal) nas quais eles incidiram.

Conforme relatado no item 4.2.2, cada evento foi classificado de acordo com os alertas definidos para a estação fluviométrica 13. Sendo assim, a comparação consistiu em verificar se o tipo de alerta no qual o evento foi classificado está em concordância com a faixa de risco do gráfico de risco da Carta de Inundações.

4.4.2 Plotagem das Precipitações de Projeto

As precipitações de projeto adotadas nas simulações foram obtidas a partir da equação de chuvas intensas do tipo IDF, proposta por Pinheiro e Naghettini (1998) para a região metropolitana de Belo Horizonte.

No cálculo das precipitações de projeto foi adotada a precipitação média anual de 1.450 mm e tempo de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos para diferentes durações.

A Tabela 4.8 apresenta as precipitações de projeto obtidas para várias durações e tempos de retorno.

Tabela 4.8: Precipitação de Projeto (mm)

Duração (min)	TR (anos)					
	2	5	10	25	50	100
5	18,48	22,80	26,05	29,64	32,67	35,48
10	22,65	27,31	31,94	36,30	40,05	43,50
15	25,52	30,66	35,83	40,68	44,85	48,68
30	31,29	37,34	43,44	49,18	54,09	58,60
45	35,26	42,49	49,77	56,60	62,48	67,84
60	38,41	46,54	54,73	62,44	69,05	75,11
90	43,27	52,36	61,54	70,16	77,58	84,37
120	47,09	56,93	66,83	76,17	84,20	91,49
180	53,06	64,30	75,61	86,25	95,39	103,76
240	57,69	69,57	81,55	92,74	102,39	111,21

Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, as precipitações de projeto foram discretizadas. Os hietogramas de projeto, ou seja, os blocos de precipitação foram gerados a partir dos modelos de distribuição temporal também sugerido por Pinheiro e Naghettini (1998), associado à probabilidade de excedência de 50%.

Posteriormente, as precipitações de projeto foram simuladas no modelo calibrado e validado da bacia do córrego Cachoeirinha, determinando assim, o NA máximo correspondente a cada uma. Os valores de NA máximos obtidos foram classificados em função dos níveis de alerta de risco definidos para o córrego Cachoeirinha (item 4.2.2).

Os valores de precipitação de projeto *versus* duração foram plotados no gráfico de risco da Carta de Inundações. Os pontos correspondentes aos pares precipitação e duração, foram avaliados em função do tipo de alerta em que foram classificados e das faixas de risco definidas no gráfico.

4.4.3 Proposição de Gráfico de Risco

O gráfico de risco permite definir a partir do cruzamento de informações referentes ao volume precipitado e o tempo previsto para que este volume precipite, a faixa de risco a qual a população residente nas áreas adjacentes ao curso d'água está suscetível, permitindo assim, que medidas de prevenção sejam tomadas, minimizando os possíveis danos decorrentes da inundação. Neste contexto, desenvolveu-se uma metodologia para geração de gráficos de riscos, conforme descrito a seguir.

O gráfico de risco foi elaborado com base na classificação da precipitação de projeto, para cada duração e tempo de retorno, em função do nível de alerta de risco associado ao NA máximo obtido nas simulações.

Classificadas as precipitações de projeto, foram definidos os intervalos de precipitação nos quais estão previstos os valores que delimitam os níveis de alerta de risco. Para definir o valor limite entre os níveis de alerta, foram realizadas diversas tentativas de simulação, utilizando valores de precipitação de projeto contidos nestes intervalos, até que o NA máximo convirja ao nível de alerta superior.

Em outras palavras, para cada duração de precipitação de projeto, em cada simulação realizada, o valor de NA máximo resultante foi comparado com os níveis de alerta de risco definidos. Caso o NA máximo simulado não mudasse de faixa de risco, prosseguia-se para a próxima tentativa de simulação. Caso o NA máximo simulado ocasionasse a mudança da faixa de risco, o valor limite foi então considerado igual ao valor de precipitação de projeto simulado anteriormente ao que indicou a mudança de nível de alerta.

Por exemplo, supondo que para a duração de 10 minutos o limite entre o alerta laranja e vermelho está no intervalo de 40,05 a 43,50mm. São simulados vários valores contidos neste intervalo, até que o NA máximo obtido na modelagem indique a passagem de alerta laranja a alerta vermelho. O valor de precipitação simulado, imediatamente anterior ao último que se configurou como alerta vermelho, é definido como o limite entre esses alertas. Esse procedimento foi desenvolvido para durações de precipitação de 5 a 240 minutos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados referentes às etapas de análise de sensibilidade, calibração, validação e desempenho do modelo, além da avaliação do Gráfico de Risco da Carta de Inundações e proposição de novo gráfico de risco.

5.1 *Análise de Sensibilidade*

A análise de sensibilidade desenvolvida buscou avaliar a influência dos principais parâmetros no cálculo do nível d'água máximo para o software SWMM. Para tanto, foram avaliados nove eventos de precipitação (os mesmos selecionados para a etapa de calibração do modelo) para a bacia do córrego Cachoeirinha.

Conforme a Tabela 5.1, os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade, foram n-impermeável (coeficientes de rugosidade para o escoamento superficial da parcela da sub-bacia impermeável), s-impermeável (profundidade do armazenamento em depressão na parcela impermeável) e n (coeficiente de rugosidade dos condutos). A influência dos parâmetros referentes à área impermeável sobre os valores de NA já era esperada, uma vez que de acordo com o estudo desenvolvido por Teixeira (2013), 87% da área da bacia encontra-se urbanizada.

Tabela 5.1: Análise de Sensibilidade

Elemento	Parâmetros	I.S.
Sub-bacia	n-permeável	0,03
	n-impermeável	0,57
	s-permeável	0,01
	s-impermeável	0,67
Condutos	n (Manning)	0,22

Fonte: Elaborada pela autora.

Até se alcançar os resultados finais, foram realizadas várias análises de sensibilidade devido a modificações realizadas no modelo em virtude de instabilidades observadas nos resultados das simulações.

5.2 *Calibração do Modelo*

A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros que foram calibrados, que conforme mencionado anteriormente, foram selecionados a partir da análise de sensibilidade e outros considerados importantes (largura da bacia, porcentagem de área impermeável, CN).

Tabela 5.2: Parâmetros Calibrados

Elemento	Parâmetros
Sub-bacia	Largura da bacia (w)
	Porcentagem de área impermeável
	n-impermeável
	s-impermeável
	CN
Conduto	n (Manning)

Fonte: Elaborada pela autora.

Conforme mencionado no capítulo 4, antes de se iniciar o processo de calibração do modelo, foi realizada uma pré-calibração com o objetivo de definir os valores referentes à largura das sub-bacias (W) e à porcentagem de área impermeável. Para a definição da largura da sub-bacia foi escolhido o evento1 (02/12/2011), uma vez que foi o evento que apresentou melhor ajuste na análise de sensibilidade. Para os demais parâmetros foram utilizados todos os eventos selecionados para esta etapa.

5.2.1 Largura da Sub-bacia (W)

Foram realizadas sete tentativas de pré-calibração da largura da bacia, que consistiram no aumento e na redução do valor adotado inicialmente ($W = A^{0,5}$). A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos em cada tentativa de pré-calibração considerando os NA máximos identificados no evento 1.

Tabela 5.3: Definição da Largura das sub-bacias

Variação de W	Pico de NA simulado - 1		Pico de NA simulado - 2		COE
	NA	Erro (%)	NA	Erro (%)	
$W = A^{0,5}$	2,12	0,94	1,80	13,21	-0,03
W = W + 50%	2,03	3,30	1,77	11,79	0,13
W = W + 75%	1,83	12,74	1,82	14,15	0,22
W = W + 85%	2,20	4,72	1,89	17,45	0,06
W = W + 100%	2,13	1,42	1,82	14,15	0,16
W = W - 50%	1,51	27,83	1,72	9,43	-0,05
W = W - 75%	1,27	39,15	1,45	3,30	-0,13
W = W - 80%	1,22	41,51	1,40	5,66	-0,14
W = W - 99%	3,01	42,92	3,42	89,62	-73,15

Fonte: Elaborada pela autora.

De acordo com os valores dos COE's, os melhores ajustes foram para $W = W + 100\%$, $W = W + 75\%$ e $W = W + 50\%$. A Figura 5.1 apresenta, graficamente, os resultados da simulação para essas tentativas.

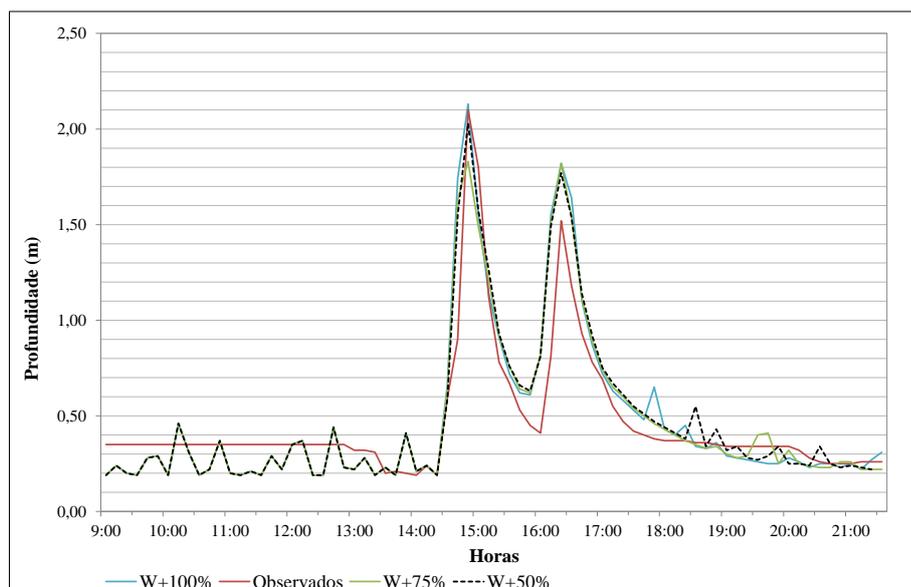


Figura 5.1: Largura da sub-bacia (W)

Fonte: Elaborada pela autora.

Conforme pode ser observado na Figura, 5.1, o evento 1 apresentou 2 picos de NA. A escolha da largura da sub-bacia, dentre as tentativas que apresentaram os melhores desempenhos (COE), foi em função do erro relativo percentual entre os níveis d'água observado e simulado calculado para os 2 picos.

Como a tentativa $W = W + 75\%$ apresentou o maior erro relativo percentual, ela foi retirada da análise, restando então as tentativas $W = W + 50\%$ e $W = W + 100\%$. A tentativa $W = W + 50\%$ foi a adotada por ter menor erro médio percentual entre os dois picos.

5.2.2 Porcentagem de Área Impermeável

A porcentagem de área impermeável da bacia foi calibrada considerando a variação do valor adotado inicialmente em -10%, -15%, -20%, -25%, -30%, -35%, -40% e -45%. Os 9 eventos selecionados para a etapa de calibração foram simulados e os resultados avaliados segundo o RMSE. A avaliação dos resultados foi apenas em função do RMSE tendo em vista obter o melhor ajuste entre o NA máximo simulado e observado, uma vez que o valor do NA máximo caracteriza o tipo de alerta de risco definido na estação de monitoramento.

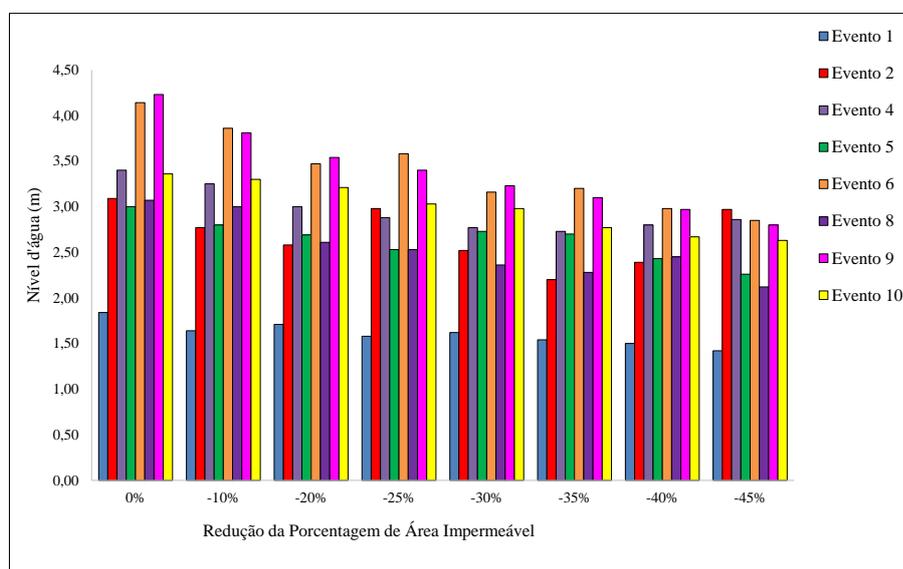
A Tabela 5.4 apresenta os valores de NA máximo simulado e observado para cada variação da porcentagem da área impermeável, bem como valores do RMSE. Os resultados indicaram que o menor erro foi obtido considerando-se a redução da porcentagem de área impermeável em 40%, sendo essa, portanto, a adotada no modelo.

Tabela 5.4: Tentativas de calibração da porcentagem de área impermeável

Evento	NA Máximo (m)								
	Sem redução	-10%	-20%	-25%	-30%	-35%	-40%	-45%	Observado
1	1,84	1,64	1,71	1,58	1,62	1,54	1,50	1,42	2,10
2	3,09	2,77	2,58	2,98	2,52	2,20	2,39	2,97	2,16
3	3,72	3,55	3,95	3,38	3,21	3,15	2,64	2,74	2,61
4	3,40	3,25	3,00	2,88	2,77	2,73	2,80	2,86	2,54
5	3,00	2,80	2,69	2,53	2,73	2,70	2,43	2,26	2,46
6	4,14	3,86	3,47	3,58	3,16	3,20	2,98	2,85	2,23
8	3,07	3,00	2,61	2,53	2,36	2,28	2,45	2,12	2,28
9	4,23	3,81	3,54	3,40	3,23	3,10	2,97	2,80	3,37
10	3,36	3,30	3,21	3,03	2,98	2,77	2,67	2,63	2,28
RSME	1,02	0,85	0,74	0,68	0,50	0,47	0,39	0,49	-

Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 5.2 apresenta a variação do NA máximo em função da redução da porcentagem de área impermeável para cada evento simulado, conforme valores especificados na Tabela 5.4. Reduzindo as porcentagens de áreas impermeáveis, buscou-se aumentar a infiltração na bacia e conseqüentemente reduzir o volume de escoamento produzido e os NA's. Observando os valores de NA, percebe-se que eles reduziram em relação a condição inicial (sem redução), porém esta redução não foi proporcional à redução da porcentagem de área impermeável. Esperava-se que quanto maior a redução da porcentagem de área impermeável, menor seriam os valores de NA e assim se aproximariam mais dos NA's observados em cada evento. Porém deve-se levar em consideração, também, a influência dos outros parâmetros na variação do NA simulado.

**Figura 5.2:**Variação do NA versus variação da porcentagem de área impermeável

Fonte: Elaborada pela autora.

A priori estimou-se, de acordo com as informações do estudo de Teixeira (2013), que 87% da área de drenagem da bacia do córrego Cachoeirinha seria impermeável. Porém, após a

calibração, ao reduzir em 40% a porcentagem de área impermeável das sub-bacias, a área permeável total passou a ser 53%. Considerou-se que essa redução de porcentagem de área impermeável é aceitável, tendo em vista que as áreas impermeáveis no modelo são consideradas diretamente conectadas ao sistema de drenagem e na prática parte dessas áreas não têm conexão com o sistema de drenagem. Além disso, sabe-se que há incertezas envolvidas no processo de classificação do uso e ocupação do solo da bacia por meio de imagens aéreas. A qualidade e resolução dessas imagens influenciam a definição das áreas ocupadas por cada classe, podendo comprometer as estimativas realizadas.

5.2.3 Parâmetros: n-impermeável, s-impermeável e n (Coeficiente de rugosidade de Manning)

Os próximos parâmetros que foram calibrados foram os indicados na análise de sensibilidade como os mais sensíveis: n-impermeável, s-impermeável e n do canal.

Para tanto, o evento 1 foi simulado considerando a variação dos valores destes parâmetros, mantendo-se fixos os demais. A Tabela 5.5 apresenta os valores dos parâmetros mantidos fixos, bem como aqueles que apresentaram melhor ajuste (COE) nas tentativas realizadas. Nesta tabela os melhores resultados foram destacados em negrito.

Tabela 5.5: Calibração do evento 1 – Parâmetros n-impermeável, s-impermeável, n (Manning)

Parâmetros Calibrados	n-impermeável		s-impermeável		n (Manning)	
Intervalo de variação	0,011 a 0,024		1,27 a 2,54		0,012 a 0,017	
Parâmetros Fixos	W= W+50% n-permeável = 0,25 s-permeável = 3,80 s-impermeável = 1,90 n = 0,018		W= W+50% n-permeável = 0,25 s-permeável = 3,80 n-impermeável = 0,017 n = 0,018		W= W+50% n-permeável = 0,25 s-permeável = 3,80 n-impermeável = 0,017 s-impermeável = 1,90	
Tentativas	n-imper.	COE	s-imper.	COE	n	COE
	0,011	0,08	1,27	0,15	0,012	-66,39
	0,012	0,22	1,37	0,19	0,013	-63,55
	0,013	0,21	1,47	-38,14	0,014	-89,39
	0,014	0,21	1,57	0,11	0,015	0,22
	0,015	0,18	1,67	0,14	0,016	0,19
	0,016	0,09	1,77	0,13	0,017	0,19
	0,017	0,13	1,87	0,17	-	-
	0,018	0,13	1,90	0,13	-	-
	0,019	0,13	1,97	0,17	-	-
	0,020	0,08	2,07	0,12	-	-
	0,021	0,11	2,17	0,12	-	-
	0,022	0,12	2,27	0,13	-	-
	0,023	0,13	2,37	0,05	-	-
	0,024	-36,22	2,47	0,10	-	-
-	-	2,54	0,06	-	-	

Fonte: Elaborada pela autora.

A Tabela 5.6 apresenta as 36 tentativas de simulação com os valores adotados e os resultados considerando a combinação dos 3 parâmetros. Os valores constantes na tabela, referentes às funções COE e RMSE, correspondem a média dos COE's e RMSE's dos 9 eventos de calibração. O Apêndice 2, apresenta os resultados para cada evento.

Tabela 5.6: Combinação dos parâmetros n-impermeável, s-impermeável, n (Manning)

Tentativas	Parâmetros			Ajuste	
	n imper	n	s-imper	COE_Médio	RMSE_Médio
1	0,012	0,015	1,37	0,66	0,53
2			1,87	0,67	0,54
3			1,97	0,63	0,51
4	0,013		1,37	0,68	0,53
5			1,87	0,68	0,60
6			1,97	0,71	0,39
7	0,014		1,37	0,69	0,47
8			1,87	0,72	0,42
9			1,97	0,71	0,39
10	0,015	1,37	0,69	0,46	
11		1,87	0,72	0,38	
12		1,97	0,69	0,51	
13	0,012	0,016	1,37	0,62	0,50
14			1,87	0,66	0,43
15			1,97	0,69	0,37
16	0,013		1,37	0,66	0,44
17			1,87	0,68	0,48
18			1,97	0,67	0,55
19	0,014		1,37	0,67	0,48
20			1,87	0,66	0,49
21			1,97	0,64	0,48
22	0,015	1,37	0,64	0,55	
23		1,87	0,68	0,44	
24		1,97	0,64	0,52	
25	0,012	0,017	1,37	0,67	0,40
26			1,87	0,63	0,45
27			1,97	0,66	0,47
28	0,013		1,37	0,65	0,43
29			1,87	0,66	0,45
30			1,97	0,65	0,39
31	0,014		1,37	0,62	0,43
32			1,87	0,65	0,40
33			1,97	0,66	0,42
34	0,015	1,37	0,64	0,37	
35		1,87	0,66	0,44	
36		1,97	0,64	0,47	

Fonte: Elaborada pela autora.

5.2.4 CN- Curver Number

Visando avaliar a sensibilidade do modelo calibrado aos valores de CN, uma vez que é amplamente conhecida sua influência nos resultados de modelos de transformação chuvas, foram escolhidos, de forma aleatória, os eventos 3 (13/12/2011) e 9 (11/12/2013). Para tanto, os valores de CN adotados inicialmente para as sub-bacias (Tabela 5.7) foram reduzidos de 5 a 20 unidades e a partir dos resultados das simulações, o COE e o RMSE foram calculados

para os eventos 3 e 9. Ressalta-se que se considerou apenas a redução do CN, tendo em vista que os valores de CN adotados inicialmente já consideraram um alto grau de adensamento da bacia.

Tabela 5.7: Valores de CN adotados inicialmente

Id	Sub-bacias	CN	Id	Sub-bacias	CN
1	4131301A	92	21	4131302I	93
2	4131301B	93	22	4131302J	74
3	4131301C	81	23	4131302K	95
4	4131301D	96	24	4131302L	97
5	4131301E	93	25	4131302M	97
6	4131301F	87	26	4131302N	93
7	4131301G	98	27	4131302O	94
8	4131301H	92	28	4131302P	94
9	4131301I	96	29	4131302Q	95
10	4131301J	91	30	4131303A	87
11	4131301K	82	31	4131303B	89
12	4131301L	97	32	4131303C	93
13	4131302A	94	33	4131303D	90
14	4131302B	90	34	4131303E	88
15	4131302C	96	35	4131303F	84
16	4131302D	77	36	4131303G	88
17	4131302E	95	37	4131303H	91
18	4131302F	90	38	4131303I	92
19	4131302G	94	39	4131303J	90
20	4131302H	91	-	-	-

Fonte: Elaborada pela autora.

A Tabela 5.8 apresenta os valores de NA máximo simulados e observados, os COE's médios e os RMSE's médios para os eventos 3 e 9 e as Figuras 5.3 e 5.4 apresentam, graficamente, a variação do NA em função dos CN's adotados.

Tabela 5.8: Calibração do CN

Evento	CN Inicial	CN - 5	CN - 10	CN -15	CN -20	NA Observado
	NA Simulado					
3	3,58	3,21	3,47	3,66	3,18	2,61
9	3,67	3,88	4,05	3,6	4,44	3,37
COE_Médio	0,57	0,58	0,58	0,64	0,65	-
RMSE_Médio	0,72	0,56	0,78	0,76	0,86	-

Fonte: Elaborada pela autora.

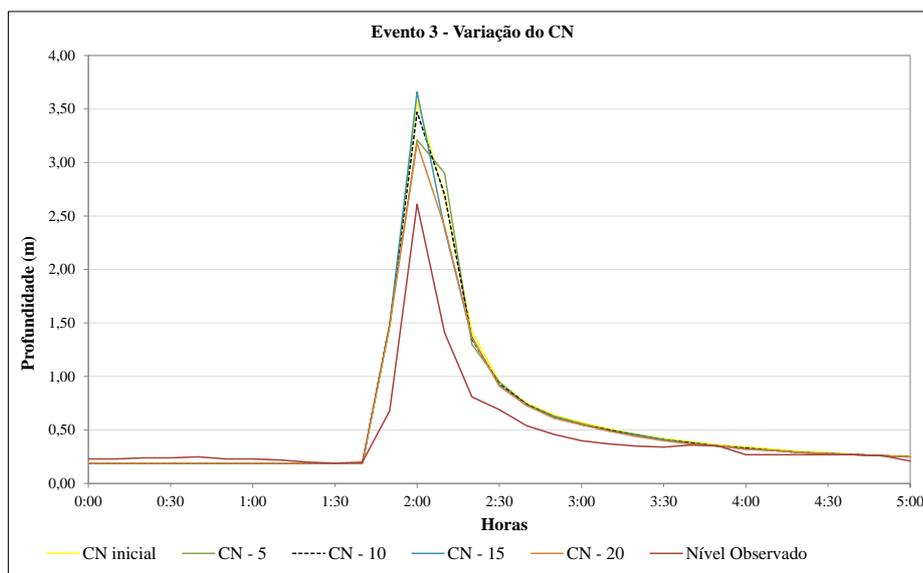


Figura 5.3: Variação do CN – Evento 3
 Fonte: Elaborada pela autora

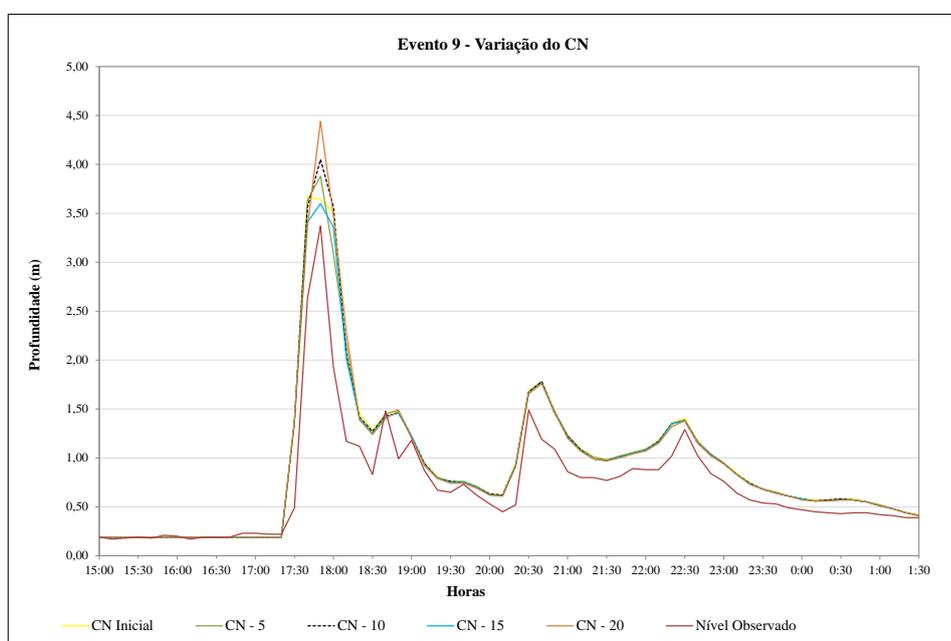


Figura 5.4: Variação do CN – Evento 9
 Fonte: Elaborada pela autora.

Diante dos resultados apresentados, não foi possível verificar nenhuma correlação entre a redução do CN e o valor do NA máximo obtido nas simulações. Com a redução dos valores de CN esperava-se que o NA máximo simulado reduzisse, aproximando-se do NA máximo observado. Essa aproximação do NA máximo simulado ao observado, foi avaliada pelo RMSE's, o qual não evidenciou uma redução à medida que o CN foi alterado.

Os COE's foram calculados para verificar se o modelo permanecia aceitável, com a variação dos CN's. Fato esse que foi confirmado, uma vez que todos os valores apresentados estão dentro

das faixas recomendadas por Collischonn (2011) (COE entre 0,36 e 0,75, o desempenho do modelo é aceitável e COE acima de 0,75, o desempenho é bom).

Conforme mencionado, a variação do CN foi realizada apenas para verificar a sua influência nos NA máximos simulados no modelo. Os valores obtidos inicialmente para o CN foram mantidos, uma vez que foram determinados a partir de um estudo detalhado “Verificação da Avaliação da Estimativa de área Impermeável do Município de Belo Horizonte” (MELO *et al.*, 2014), considerado representativo das condições físicas das sub-bacias.

5.2.5 Resultado da Calibração

A Tabela 5.9 apresenta os valores dos parâmetros adotados no modelo, resultantes da etapa de calibração e as Figuras 5.5 e 5.6, apresentam os resultados da simulação do melhor e do pior evento de calibração considerando os valores adotados. Os gráficos referentes aos demais eventos são apresentados no Apêndice 2.

Tabela 5.9: Parâmetros adotados no modelo

Parâmetros	Valor Adotado
W	$W = W + 50\%$
n-permeável	0,25
n-impermeável	0,015
s-permeável	2,54
s-impermeável	1,87
n	0,015

Nota: $W = A^{0,5}$

Fonte: Elaborada pela autora.

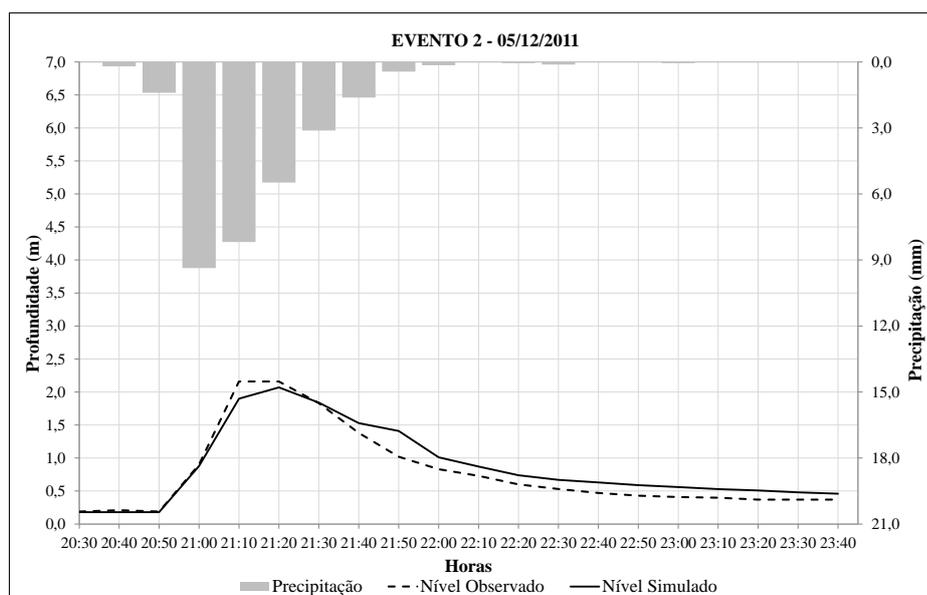


Figura 5.5: Resultados da simulação do Evento 2 (05/12/2011) – COE = 0,93

Fonte: Elaborada pela autora.

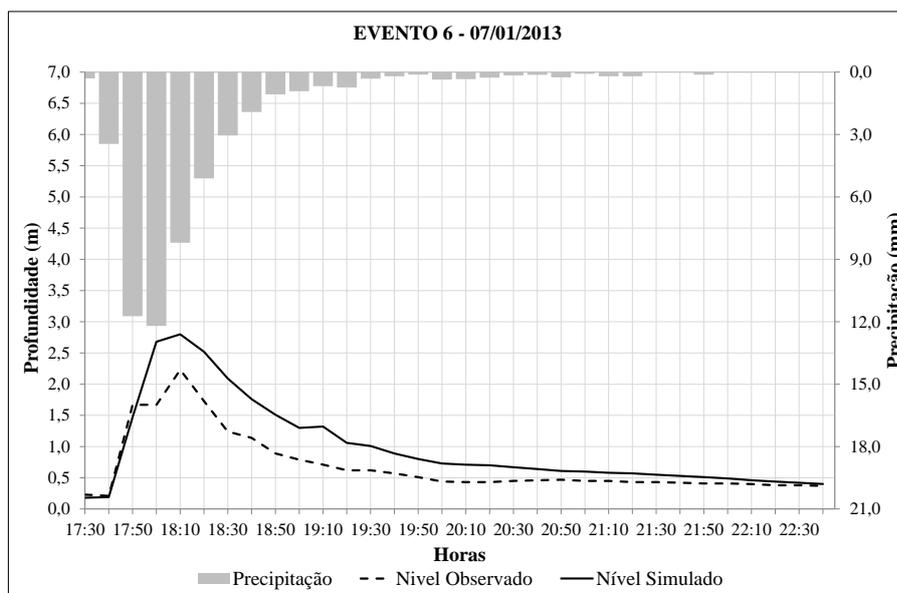


Figura 5.6: Resultados da simulação do Evento 6 (07/01/2013) – COE = 0,32
 Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 5.7 apresenta os COE's calculados, bem como o COE médio, para os eventos de calibração.

De acordo com Collischonn (2001), o desempenho do modelo é considerado aceitável para valores de COE entre 0,36 e 0,75. O COE médio calculado para o modelo da bacia do córrego Cachoeirinha foi de 0,72, portanto, considera-se que ele é aceitável.

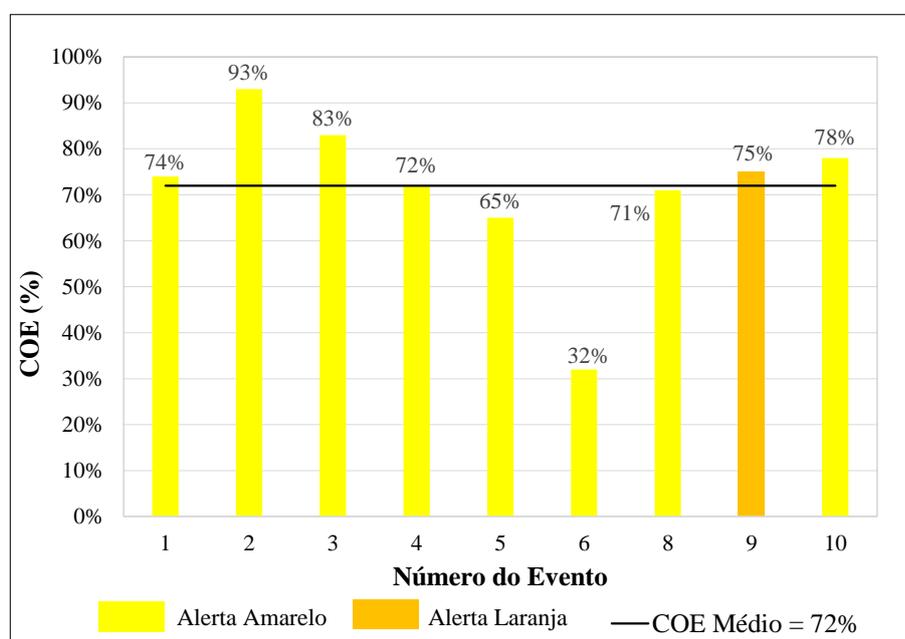


Figura 5.7: Coeficientes de Nash e Sutcliffe – Eventos de Calibração
 Fonte: Elaborada pela autora.

Dentre os valores de COE calculados para os eventos, o evento 6 foi o que resultou no COE mais baixo. O erro relativo percentual foi de 26%. Este erro não é considerado aceitável de acordo com algumas referências bibliográficas, que consideram o modelo aceitável quando as incertezas estimadas são inferiores a 15%.

Analisando-se a Figura 5.6 percebe-se entre 17:40 e 18:00 que o NA observado manteve-se constante. Supõe-se que esse comportamento seja derivado de algum erro ou interferência no registro do NA, o que dessa forma, comprometeu a avaliação do desempenho do modelo para este evento. Uma vez que a tendência dos valores de NA era aumentar e não estabilizar (como ocorreu nestes 20 minutos), se tivessem reduzido, o ajuste entre os dados simulados e observados teria sido melhor.

A Figura 5.8 apresenta a função COE *versus* NA. Nesta Figura pretendeu-se avaliar a existência de alguma tendência entre os valores de COE e do NA. Porém observando-se o gráfico não se constatou nenhuma tendência, por exemplo, quanto maior o NA maior ou menor o COE.

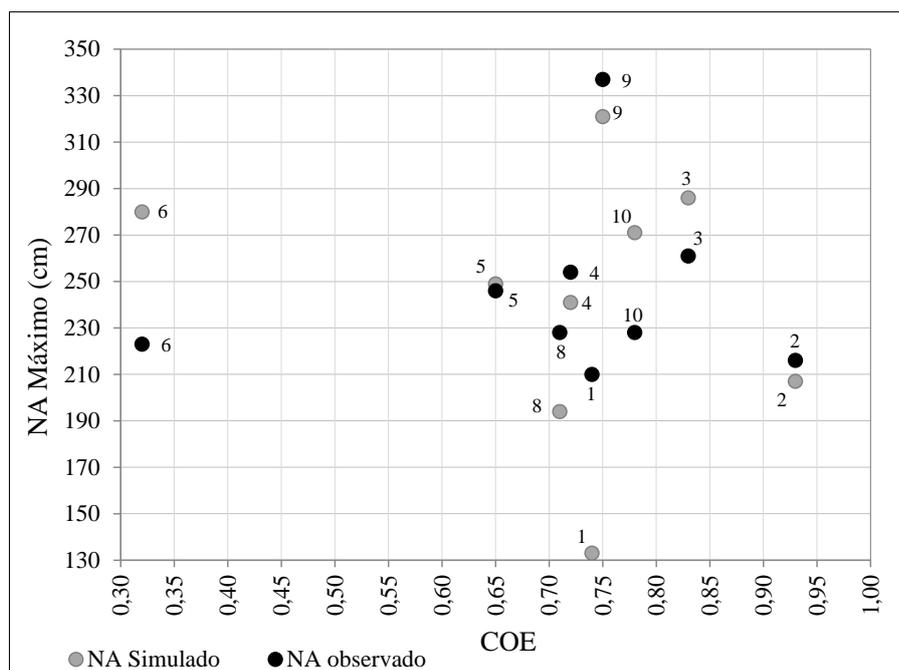


Figura 5.8: COE *versus* NA – Eventos de Calibração

Fonte: Elaborada pela autora

5.3 Validação do Modelo

Realizou-se a validação do modelo adotando-se os valores dos parâmetros obtidos no processo de calibração, visando comprovar a acurácia do modelo na previsão dos resultados propostos.

Para tanto, foram simulados eventos de precipitação diferentes dos utilizados na etapa de calibração, conforme descrito no capítulo referente à metodologia.

As Figuras 5.9 e 5.10, apresentam os eventos que apresentaram melhor e pior desempenho, respectivamente, segundo a avaliação do COE. Os gráficos referentes aos demais eventos são apresentados no Apêndice 2.

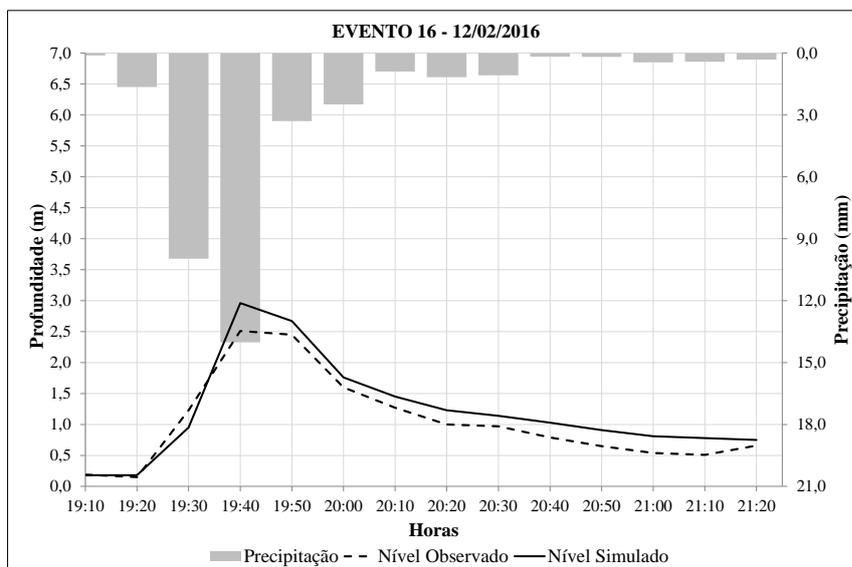


Figura 5.9: Resultados da simulação do Evento 16 (12/02/2016) – COE = 0,89
Fonte: Elaborada pela autora.

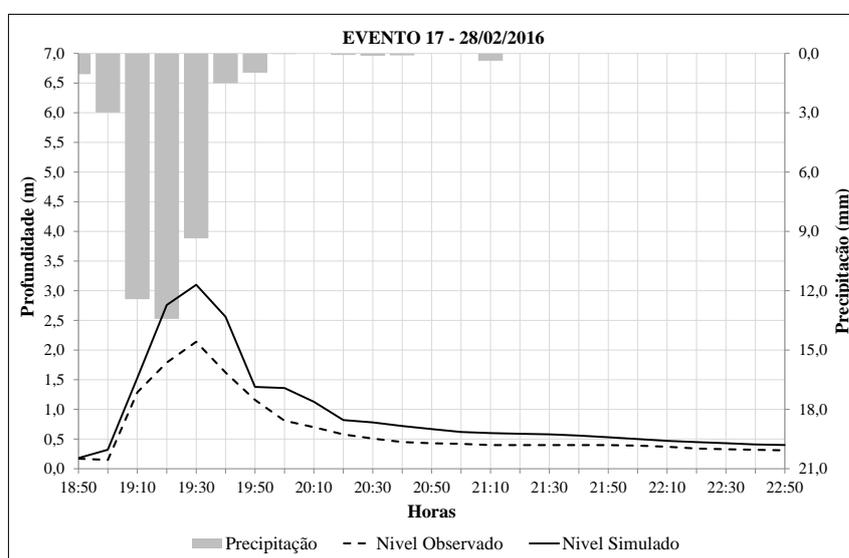


Figura 5.10: Resultados da simulação do Evento 17 (28/02/2016) – COE = 0,42
Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 5.11 apresenta COE's calculados para os eventos de validação, bem como a média dos COE's.

De forma geral, o modelo conseguiu representar bem o nível observado na maioria dos eventos selecionados. A média dos COE's dos eventos de validação foi igual a 0,70, comprovando assim, que o desempenho do modelo é aceitável. Ou seja, os valores dos parâmetros adotados no modelo, representam as características da bacia do córrego Cachoeirinha, reproduzindo resultados aceitáveis.

Na Figura 5.11 verifica-se que os eventos 7, 12 e 17, foram os que obtiveram menores COE (0,49; 0,50; 0,42). Avaliando as características destes eventos (Tabela 4.4), percebe-se que eles correspondem aos eventos de maior intensidade e TR, configurando-se em dois extravasamentos (eventos 7 e 12) e um alerta amarelo (17). Os baixos valores de COE, podem ser atribuídos, provavelmente, ao fato do modelo ter subestimado os NA's máximos observados dos dois eventos que geraram alerta vermelho. Os NA's máximos observados foram: 656cm, 652cm e os simulados: 361cm, 318cm, respectivamente aos eventos 7, 12.

Apesar dos COE's serem os mais baixos para estes eventos, ainda sim, a simulação foi considerada aceitável de acordo com os valores de referência (COE entre 0,35 e 0,75).

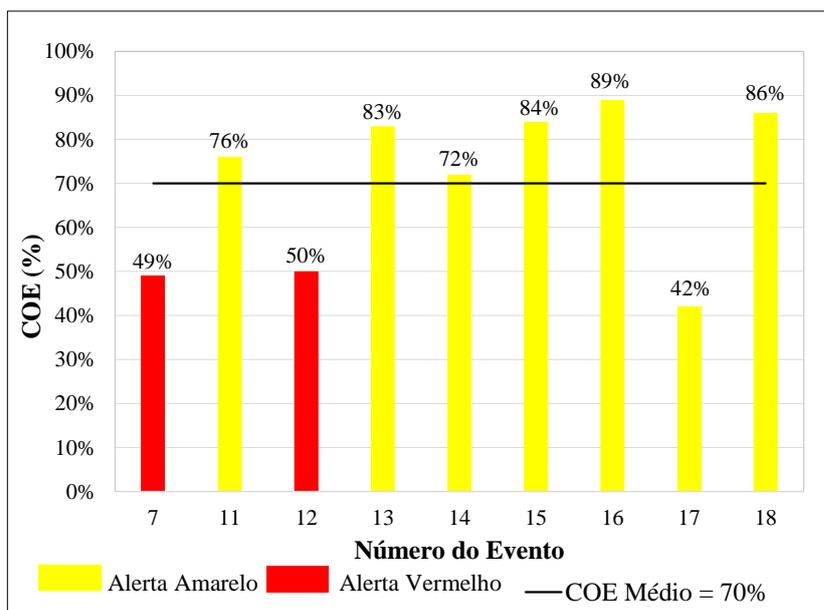


Figura 5.11: Coeficientes de Nash e Sutcliffe, os eventos representados em vermelho correspondem a extravasamentos e os representados em amarelo a nível de alerta amarelo – Eventos de Validação

Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 5.12 apresenta a função COE *versus* NA para os eventos de validação. Assim, como para os eventos de calibração, não foi verificada nenhuma relação entre os valores de NA e os respectivos COE.

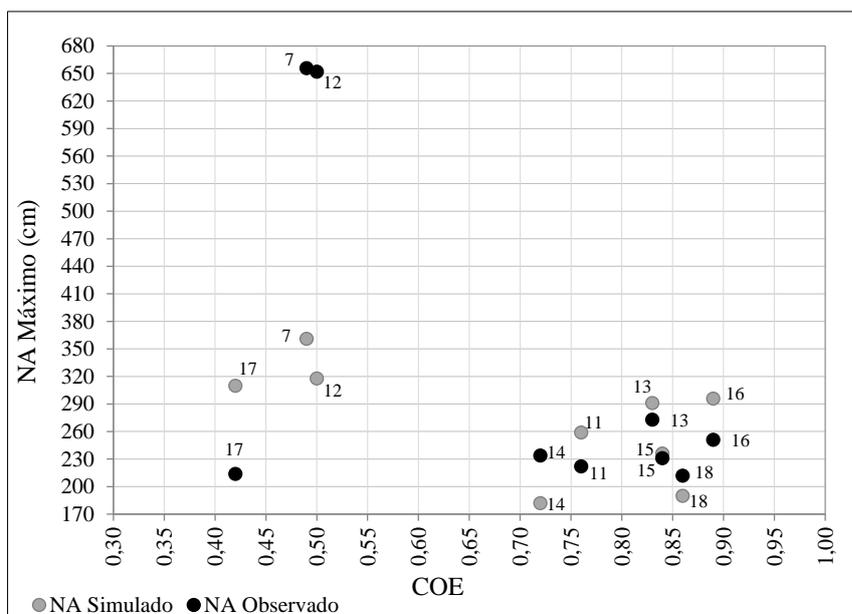


Figura 5.12: COE versus NA – Eventos de Validação
 Fonte: Elaborada pela autora.

5.4 Desempenho do Modelo

O modelo da bacia do córrego Cachoeirinha foi construído visando obter através da simulação de eventos de precipitação, uma resposta aceitável em relação ao NA máximo e o tempo necessário para se alcançar esse NA. Com base nesta proposta, o desempenho do modelo foi avaliado.

Um das avaliações realizadas consistiu em comparar os NA máximos observados e simulados, conforme gráfico da Figura 5.13.

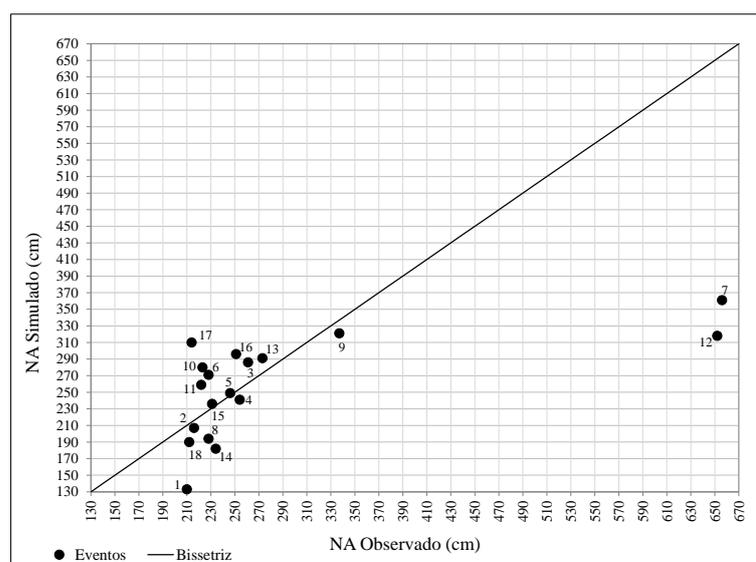


Figura 5.13: NA Máximo (Observado versus Simulado)
 Fonte: Elaborada pela autora.

De forma geral, o modelo conseguiu representar bem o nível observado na maioria dos eventos selecionados. Os eventos 7 e 12 foram os que apresentaram maiores diferenças entre os NA's observado e simulado e são exatamente os eventos que geraram alerta vermelho, ou seja, transbordamento do canal nas proximidades da estação de monitoramento.

O modelo não detectou essa condição de extravasamento para os eventos 7 e 12 e supõe-se que isso se deva às limitações do próprio SWMM, o qual não permite a representação de vigas (existente nos trechos de seção aberta), transições, degraus e pilares. Inicialmente, procurou-se representar tais singularidades por meio de adaptações no modelo, mas em razão de erros numéricos, a representação dessas estruturas não foi possível.

Destaca-se ainda que em relação às vigas existentes no trecho de seção aberta, o estudo “*Consolidação do Diagnóstico das Enchentes na Bacia do Córrego Cachoeirinha e dos Ribeirões Pampulha e da Onça*” corrobora a informação de que as mesmas potencializam o transbordamento no córrego Cachoeirinha. Esse estudo, também verificou a existência de trechos em que pode ocorrer a mudança de regime de escoamento no canal (PBH, 2011).

Posteriormente analisou-se o desempenho do modelo quanto ao tempo de ascensão observado e simulado. No gráfico da Figura 5.14 observa-se que o modelo apresentou um bom ajuste. Sendo a diferença de valores da ordem de 10 minutos para mais ou para menos em relação ao tempo de ascensão observado.

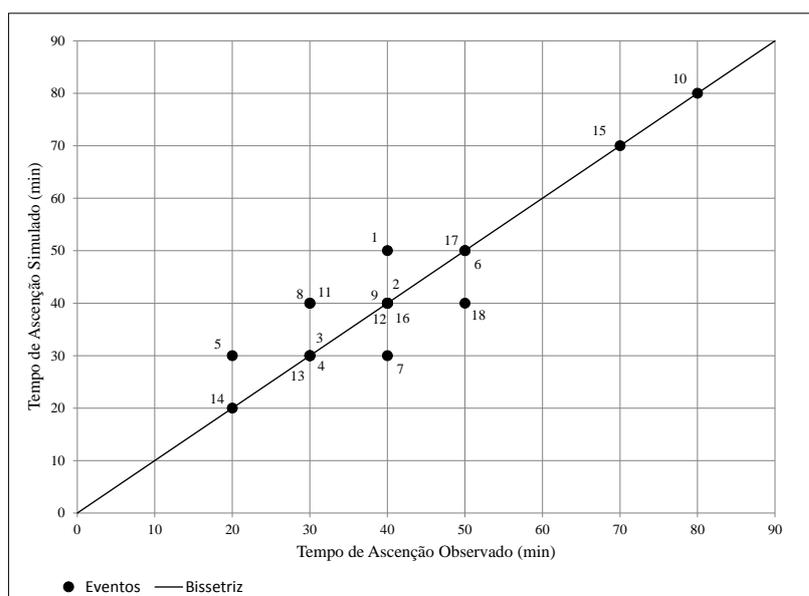


Figura 5.14: Tempo de ascensão (Observado X Simulado)
Fonte: Elaborada pela autora.

Dentre os dezoito eventos selecionados, o modelo conseguiu ajustar o tempo de ascensão de doze eventos. Ou seja, 66% dos eventos observados foram representados satisfatoriamente, demonstrando, neste aspecto, que o modelo alcançou o objetivo da modelagem.

Dentre os eventos selecionados para a validação, constatou-se que o modelo não conseguiu representar os eventos de alerta laranja (9) vermelho (7 e 12). Os valores de NA simulados para estes eventos indicaram alertas amarelo (9 e 12) e laranja (7).

Com o intuito de verificar os motivos que poderiam ter influenciado estes resultados, foi realizada uma avaliação dos eventos selecionados para as etapas de calibração e validação do modelo. Essa avaliação teve como objetivo verificar a existência de uma relação direta de fatores tais como intensidade de precipitação e umidade antecedente do solo com o NA observado nos eventos. As análises dos eventos foram inconclusivas. Não foi possível estabelecer nenhuma relação entre a resposta hidrológica da bacia e as variáveis analisadas.

5.5 Avaliação do Gráfico de Risco

5.5.1 Plotagem dos Eventos Selecionados no Gráfico de Risco

Para a avaliação do Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte, foram calculadas as curvas IDF e plotados os eventos selecionados para calibração e validação do modelo, conforme Tabela 5.10 e Figura 5.15.

Tabela 5.10: Dados dos Eventos plotados no Gráfico IDF

Eventos Calibração				Eventos Validação			
Evento	PP (mm)	Duração (min)	TR (anos)	Evento	PP (mm)	Duração (min)	TR (anos)
1	14,80	70	0,501	7	50,04	110	8,280
2	29,96	90	0,761	11	23,30	70	0,580
3	23,24	40	0,826	12	59,45	140	5,940
4	38,23	130	0,930	13	23,34	60	0,700
5	23,58	80	0,564	14	19,30	60	0,568
6	50,01	150	2,687	15	29,63	100	0,672
8	23,33	60	0,640	16	34,88	100	1,022
9	47,38	140	2,034	17	41,73	70	2,647
10	51,26	190	1,705	18	26,48	110	0,580

Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, o gráfico composto pelas curvas IDF e eventos plotados foi sobreposto ao Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte, conforme a Figura 5.16. Nesta Figura observa-se que a maioria dos eventos em que foi registrado alerta amarelo, localiza-se na faixa azul, que representa a condição normal, sem riscos. Dentre os eventos que geraram alerta

amarelo, apenas o 6 e 17 coincidiram com a faixa amarela, condição de alerta do Gráfico de Risco. Os eventos 7, 9 e 12, alerta vermelho, laranja e vermelho, respectivamente, não coincidiram com as faixas de risco. Dentre os 18 eventos selecionados, apenas dois (6 e 17) se adequaram à faixa de risco proposta no gráfico da Carta de Inundações de Belo Horizonte. Dessa forma, o gráfico de risco não conseguiu prever o risco dos eventos observados na bacia do córrego Cachoeirinha.

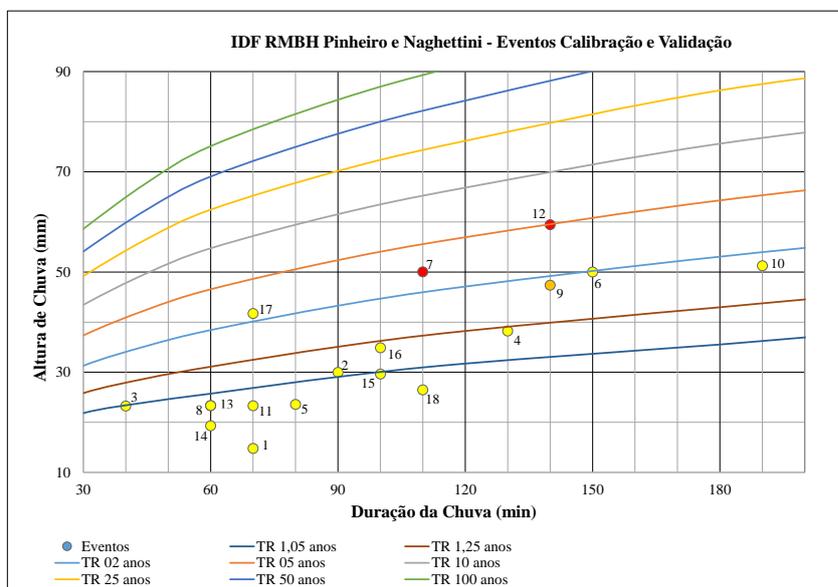


Figura 5.15: Curvas IDF – Eventos de Calibração e Validação
Fonte: Elaborada pela autora.

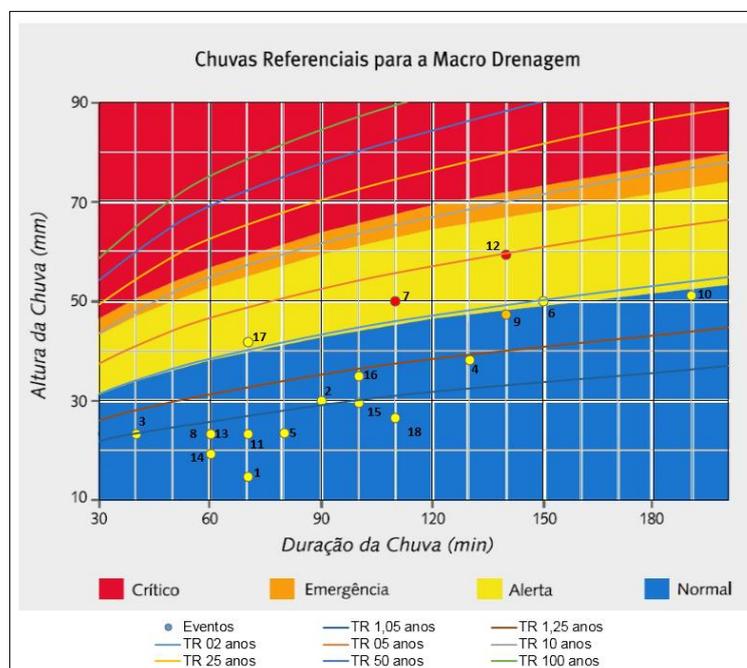


Figura 5.16: Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte – Plotagem dos eventos
Fonte: Adaptado de SUDECAP (2009).

O fato do gráfico da Carta de Risco de Inundações de Belo Horizonte não conseguir prever os riscos associados aos eventos observados atribui-se à metodologia proposta para o desenvolvimento do mesmo. As faixas de risco, com exceção da faixa crítica, não foram associadas à altura útil do canal e sim por uma definição subjetiva, a partir do Tempo de Retorno correspondente à situação de extravasamento indicado nos resultados da modelagem realizada. O modelo utilizado pode ter apresentado bons resultados, porém não foram referências para definir as faixas de risco inferiores à crítica do gráfico de risco.

5.5.2 Plotagem das Precipitações de Projeto no Gráfico de Risco

Ainda para a avaliação do Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte, foram sobrepostas neste as precipitações de projeto. A Tabela 5.11 apresenta os valores dos NA's máximos obtidos nas simulações classificados com as cores dos níveis de alerta de risco, definidos para a seção do córrego Cachoeirinha onde está implantada a estação fluviométrica 13 (Amarelo: 50% da altura útil do canal; Laranja: 80% da altura útil do canal e Vermelho: Condição de extravasamento do canal).

Tabela 5.11: Valores de nível d'água máximo

Nível d'água Máximo (cm)						
Duração (min)	TR (anos)					
	2	5	10	25	50	100
5	378	408	456	502	516	543
10	484	434	544	475	584	598
15	424	545	530	559	599	588
30	455	533	514	555	570	595
45	370	446	484	577	654	580
60	360	382	466	507	577	590
90	324	351	378	510	554	572
120	271	338	355	419	502	489
180	233	299	318	346	366	490
240	224	270	320	357	365	356
480	190	200	243	261	281	318

Fonte: Elaborada pela autora.

Nota: Níveis de Alertas de riscos:

Branco - Condição normal de funcionamento do canal

Amarelo e Laranja - 50% e 80% da altura útil do canal, respectivamente.

Vermelho: Extravasamento do canal

A Tabela 5.12 apresenta os dados de precipitação para diferentes durações e TR's e o tipo de alerta que cada um deles representou de acordo com a classificação dos NA's.

As alturas de precipitação de projeto foram plotadas no gráfico de risco, conforme Figura 5.17. Os resultados da comparação entre as faixas de riscos e a classificação dos alertas das precipitações de projeto simuladas são apresentados na Tabela 5.13.

Tabela 5.12: Valores de precipitação de projeto e alertas de risco

Duração (min)	TR (anos)					
	2	5	10	25	50	100
5	18,48	22,80	26,05	29,64	32,67	35,48
10	22,65	27,31	31,94	36,30	40,05	43,50
15	25,52	30,66	35,83	40,68	44,85	48,68
30	31,29	37,34	43,44	49,18	54,09	58,60
45	35,26	42,49	49,77	56,60	62,48	67,84
60	38,41	46,54	54,73	62,44	69,05	75,11
90	43,27	52,36	61,54	70,16	77,58	84,37
120	47,09	56,93	66,83	76,17	84,20	91,49
180	53,06	64,30	75,61	86,25	95,39	103,76
240	57,69	69,57	81,55	92,74	102,39	111,21
480	70,80	86,00	101,31	115,70	128,05	139,36

Fonte: Elaborada pela autora.

Nota: Níveis de Alertas de riscos:

Branco - Condição normal de funcionamento do canal

Amarelo e Laranja - 50% e 80% da altura útil do canal, respectivamente.

Vermelho: Extravasamento do canal

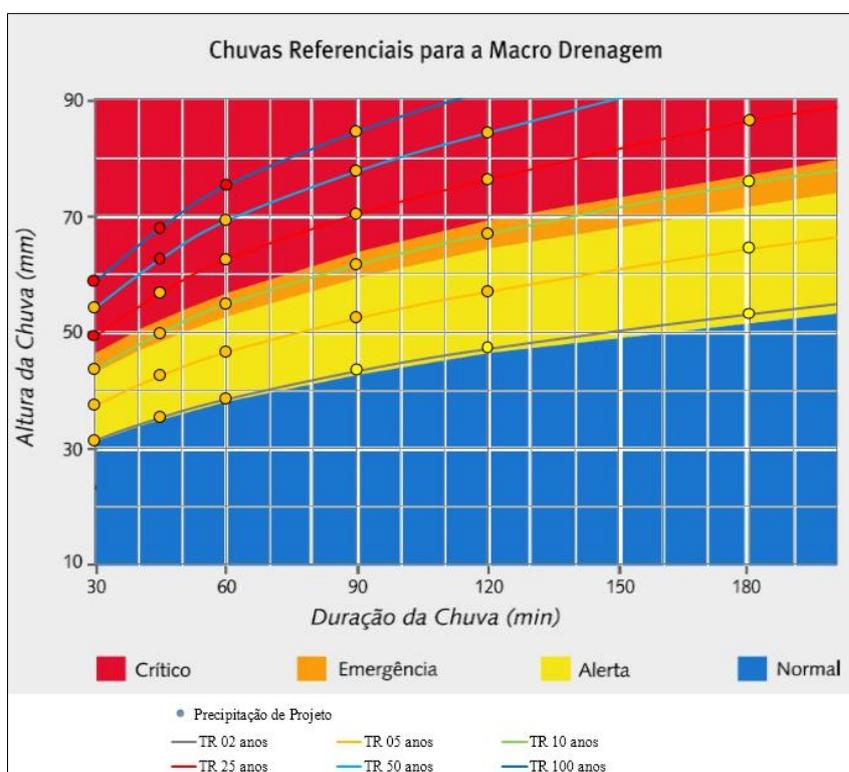


Figura 5.17: Gráfico de Risco e Precipitação de Projeto

Fonte: Adaptado de SUDECAP (2009).

Tabela 5.13: Comparação dos alertas com as faixas de risco

DURAÇÃO (min)	TR (anos)					
	2	5	10	25	50	100
30	N	N	S	S	N	S
45	N	N	S	N	S	S
60	N	N	S	N	N	S
90	S	N	S	N	N	N
120	S	N	S	N	N	-
180	S	S	N	N	N	-

Nota: S= coincidiu N = Não coincidiu

Fonte: Elaborada pela autora.

Em termos de porcentagem, apenas 41% dos alertas definidos para as precipitações de projeto coincidiram com as faixas de riscos propostas no gráfico da Carta de Inundações de Belo Horizonte. Isso implica que o gráfico de risco deve ser revisto de forma a melhor representar o comportamento das precipitações de projeto.

5.6 Proposição do Gráfico de Risco

A partir dos resultados da simulação das precipitações de projeto no modelo construído para a bacia do córrego Cachoeirinha foi elaborado um novo gráfico de risco conforme metodologia descrita no item 4.43. A Figura 5.18 apresenta o gráfico proposto.

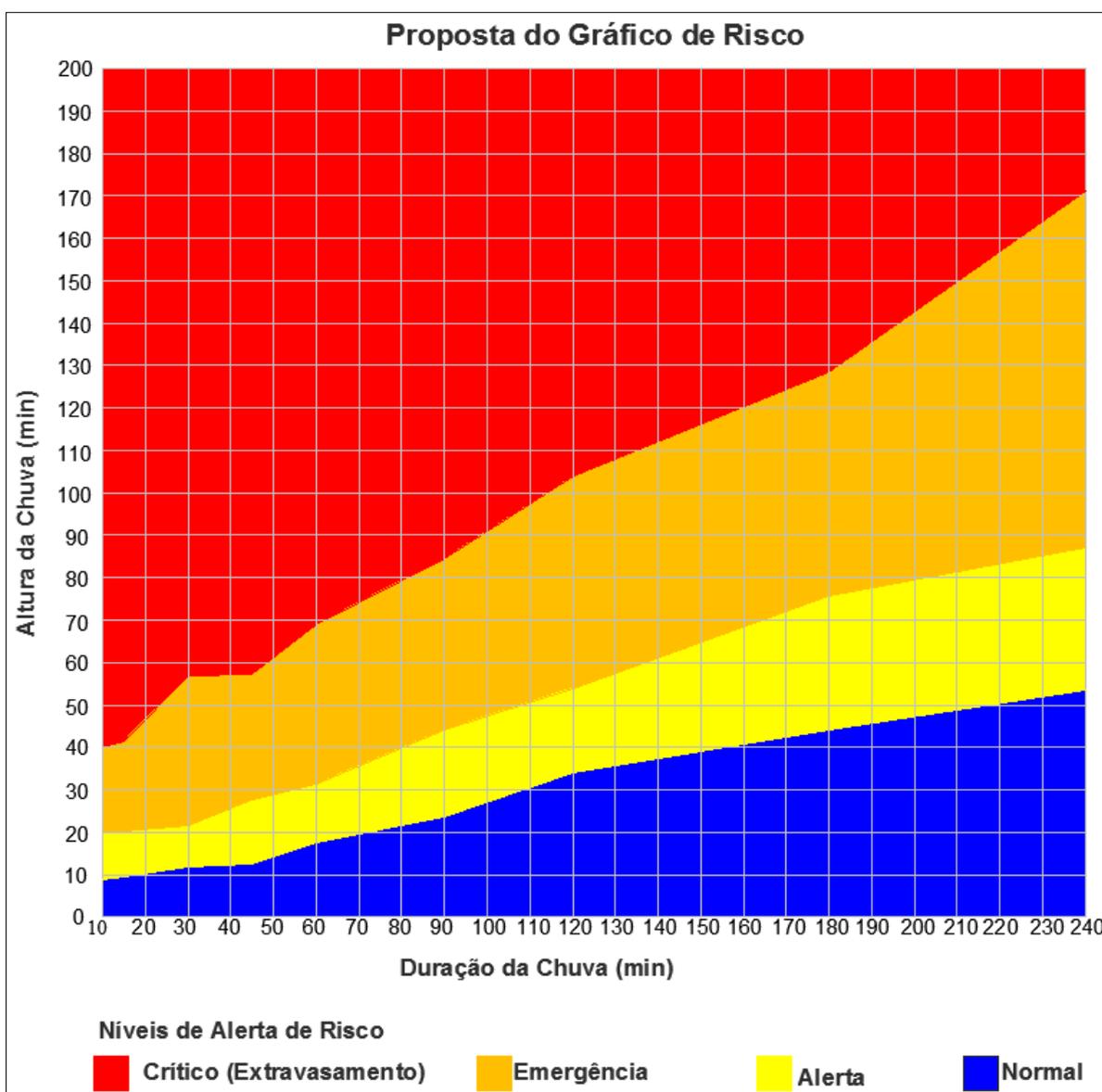


Figura 5.18: Proposta para o gráfico de risco
Fonte: Elaborada pela autora.

Visando avaliar o gráfico de risco proposto, os eventos selecionados para calibração e validação foram plotados, conforme apresentado na Figura 5.19.

Ao se comparar os eventos plotados no gráfico proposto com os plotados no gráfico de risco da Carta de Inundações (Figura 5.12), observa-se que o novo gráfico representou melhor os níveis de riscos. A maioria dos eventos se ajustou às faixas de risco propostas.

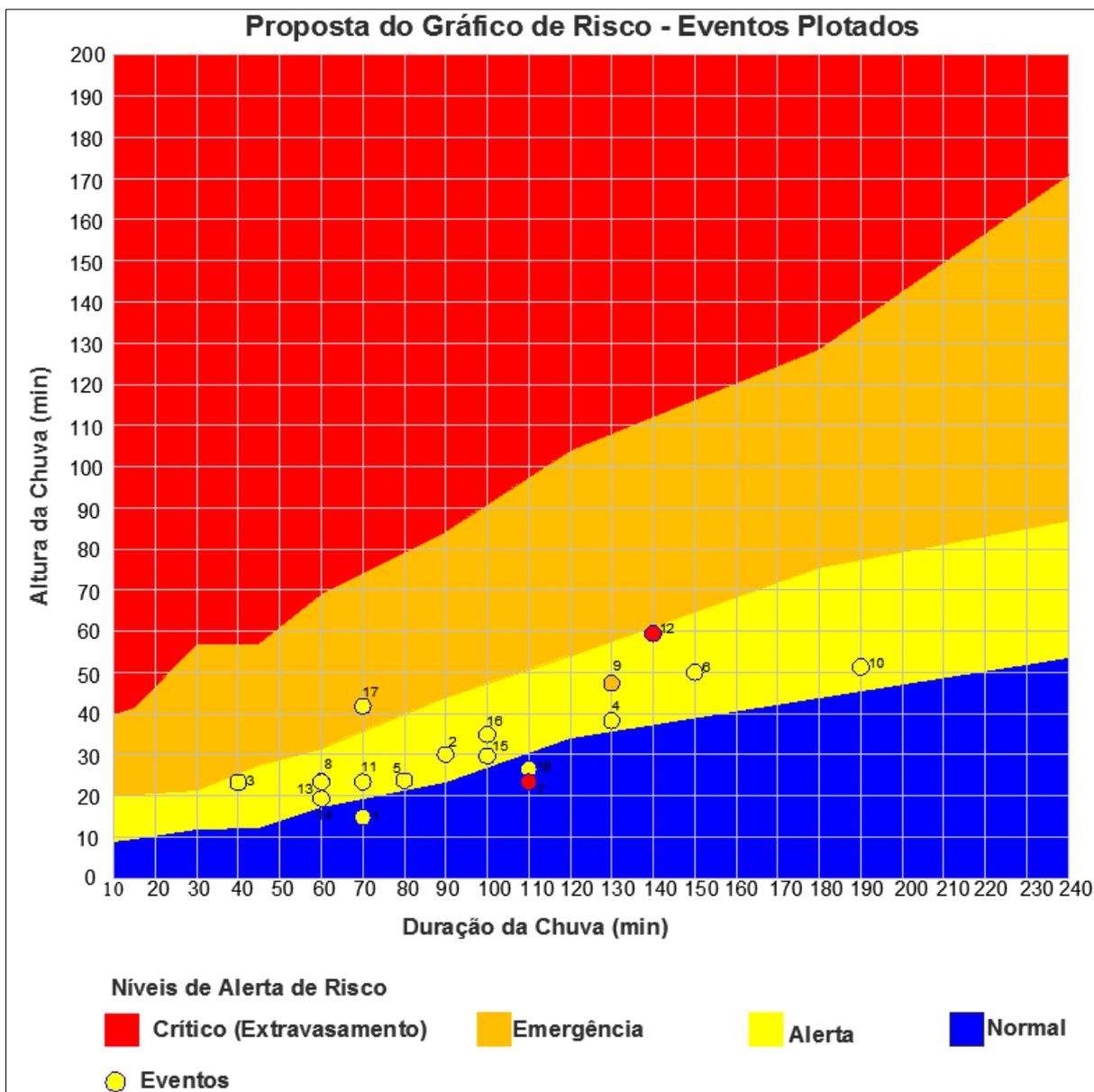


Figura 5.19: Eventos plotados no gráfico proposto

Fonte: Elaborada pela autora.

Dentre os 18 eventos selecionados, 12 classificados como alerta amarelo, estão em concordância com a faixa de risco de alerta do gráfico proposto (Eventos: 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10,

11, 13, 14, 15 e 16). Os eventos 1 e 18 apesar de não coincidirem com a faixa de risco, tiveram uma boa aproximação.

Porém o modelo não representou bem os eventos que geraram alerta laranja e vermelho: os eventos 7, 9 e 12 ao serem simulados pelo modelo não geraram alerta conforme o observado. Além das limitações na representação das singularidades estruturais do canal (discutidas anteriormente), observa-se que os eventos laranja (um evento) e vermelho (dois eventos) foram raros. Na calibração, todos os eventos, com exceção de um, foram amarelos, fato que dificulta a calibração do modelo para representar situações extremas

Apesar do número limitado de dados (18 eventos), com o intuito de identificar os motivos que poderiam ter influenciado a não detecção dos eventos críticos, procedeu-se à análises de correlação da intensidade da precipitação e do número de dia secos antecedentes com o NA observado nos eventos. Tais análises foram inclusivas e não foi possível estabelecer nenhuma relação entre a resposta hidrológica da bacia e as variáveis analisadas.

Além disso, sabe-se que a distribuição temporal e espacial da precipitação de projeto podem influenciar consideravelmente a forma e o pico do hidrograma simulado.

De acordo com Brandão *et al.* (2001) uma precipitação com pico de intensidade concentrada no final do evento gerará um escoamento superficial maior do que outra cuja intensidade máxima se concentra no início do evento. Ou seja, se o pico da intensidade da chuva ocorrer no final do evento, a precipitação efetiva será semelhante ao total precipitado, uma vez que as perdas iniciais já foram satisfeitas; ao contrário, se o pico da precipitação ocorrer no início do evento, só uma parte dessa precipitação gerará escoamento superficial, sendo que o restante irá satisfazer as perdas iniciais e, dessa forma, irá provocar uma vazão, ou um nível d'água menor quando comparado à primeira situação.

Por fim, como todo modelo, o SWMM busca reproduzir os fenômenos da natureza, que não têm um comportamento padrão, previsível, fazendo uma estimativa/aproximação de suas consequências no meio físico. Apesar das limitações do SWMM, o modelo demonstrou ser uma boa ferramenta para modelar bacias urbanas, produzindo resultados satisfatórios para a bacia do córrego Cachoeirinha.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

Diante dos resultados apresentados neste trabalho, foi possível avaliar a validade do Gráfico de Risco da Carta de Inundações de Belo Horizonte construído para a bacia do córrego Cachoeirinha.

Para tanto, eventos de precipitação registrados na estações de monitoramento hidrológico implantadas nesta bacia foram plotados no gráfico de risco, em função da altura de precipitação acumulada e duração dos mesmos. A faixa de alerta de risco, em que os eventos plotados se enquadraram no Gráfico de Risco foi comparada com os níveis de alertas nos quais eles foram classificados de acordo com o NA máximo registrado.

Através desta comparação foi constatado que dos dezoito eventos observados, apenas dois foram compatíveis com a faixa de risco proposta no gráfico. Esse resultado demonstrou que o Gráfico de Risco da Carta de Inundações não conseguiu prever os riscos associados a estes eventos. Portanto, o Gráfico de Risco da Carta de Inundações não foi considerado uma ferramenta eficaz no que tange à gestão de risco de inundação, devendo ser reavaliado.

Como o objetivo deste trabalho foi a proposição de uma metodologia para construção de gráfico de risco para bacias urbanas, foi desenvolvido um novo gráfico de risco para a bacia do córrego Cachoeirinha.

Sendo assim, foi construído o modelo hidrológico e hidráulico para essa bacia, o qual foi calibrado e validado a partir dos dados de precipitação e nível d'água disponibilizados no Sistema de Monitoramento Hidrológico de Belo Horizonte.

Os parâmetros do modelo que mais influenciaram os resultados da simulação, indicados na análise de sensibilidade, foram compatíveis com os indicados em análises desenvolvidas em outros estudos. Os parâmetros indicados foram: coeficiente de rugosidade para o escoamento superficial da parcela impermeável da sub-bacia (n-impermeável), profundidade do armazenamento em depressão na parcela impermeável da sub-bacia (s-impermeável) e coeficiente de rugosidade dos condutos (n).

A calibração e a validação do modelo foram avaliados pelo Coeficiente de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE), que indicaram valores médios de 0,72 e 0,70 respectivamente, sendo o desempenho do modelo considerado aceitável. Através dos gráficos resultantes dos processos de calibração e validação, foi possível verificar um bom ajuste entre as curvas linimétricas geradas na simulação e as observadas no monitoramento.

Calibrado e validado o modelo, simulou-se as precipitações de projeto e a partir dos resultados da simulação foi construído o novo gráfico de risco.

Assim como no Gráfico de Risco da Carta de Inundações, os eventos observados nas estações de monitoramento foram plotados no novo gráfico e comparados com as faixas de alerta de risco em que se enquadraram.

Ao se comparar os eventos plotados no gráfico proposto com os plotados no gráfico de risco da Carta de Inundações (Figura 5.12 e 5.15), observou-se que o novo gráfico representou melhor os riscos nos quais eles foram associados. A maioria dos eventos se ajustou às faixas de risco propostas.

O novo gráfico é considerado válido, principalmente para eventos de alerta amarelo. O modelo construído não representou bem os eventos que geraram alerta laranja e vermelho e isso deve a limitações do próprio modelo, como por exemplo, a impossibilidade de representar o vigaamento transversal existente no canal do córrego Cachoeirinha.

Diante do exposto, supõem-se que uma das causas do modelo não detectar o alerta vermelho (situação de transbordamento do canal) esteja associada à limitação do mesmo em representar o vigaamento existente.

Em relação ao modelo SWMM foram constatadas algumas limitações, tais como:

- Representação de mudança de seção transversal de um trecho do conduto para outro. Os trechos em transição que representavam a mudança de seção, não puderam ser representados linearmente. Sendo assim, eles foram subdivididos em sub-trechos de seções contínuas de forma a se obter um sub trecho adotando a seção do início da transição, outros adotando seções intermediárias e o último adotando a seção correspondente ao final da transição;

- Constatou-se que os trechos de condutos com extensão menor que dez metros estavam causando instabilidade numérica nos resultados do modelo. Esperava-se que o NA aumentasse em função do aumento da intensidade da chuva e reduzisse quando esta terminasse. Porém, observou-se que o NA aumentava e ao atingir um valor máximo, oscilava em torno desse e não diminuía, como era de se esperar, uma vez que a chuva terminou. Ao reajustar os comprimentos dos trechos, considerando a extensão mínima de dez metros, os resultados foram mais condizentes com o esperado. O nível foi aumentando à medida que a chuva se intensificava até atingir um pico e depois decresceu com o fim da mesma, até atingir um nível próximo à condição antecedente à chuva;
- Não foi possível representar os trechos que continham singularidades, tais como vigamentos e pilares.

Apesar das limitações do modelo SWMM, ele demonstrou ser uma boa ferramenta para modelar bacias urbanas, gerando resultados satisfatórios. O modelo construído para a bacia do córrego Cachoeirinha reproduziu aceitavelmente os eventos de calibração e validação.

A metodologia de construção de gráfico de risco de inundações urbanas aqui proposta pode ser considerada validada, principalmente para eventos de alerta amarelo. No caso da bacia do córrego Cachoeirinha, o modelo construído não representou bem os eventos mais intensos (que geraram alerta laranja e vermelho). Contudo, em termos percentuais, o modelo conseguiu reproduzir 83% dos alertas gerados nas estações de monitoramento hidrológico, o que pode ser considerado muito bom, tendo em vista as limitações do modelo e as incertezas envolvidas no processo de modelagem, tais quais a determinação de parâmetros do modelo e das precipitações de projeto.

Em relação aos tempos de ascensão dos linigramas, os tempos simulados se aproximaram bem dos observados, sendo as diferenças constatadas de, no máximo, dez minutos. Dos 18 eventos, apenas cinco apresentaram tempo de ascensão diferente do observado.

Essa aproximação do tempo de ascensão representa um ganho na gestão de riscos, pois quanto mais acertos, maior é a confiabilidade e a segurança conferida aos gestores para emitir diretrizes quanto a ações de prevenção. Ao agir em tempo hábil, muitas vidas podem ser salvas e danos podem ser evitados e ou minimizados.

Para a gestão do risco de inundações em cidades como Belo Horizonte, o gráfico de risco de inundações proporcionará aos gestores mais assertividade nas decisões a serem tomadas no que se refere, por exemplo à implantação de Sistemas de Previsão e Alerta de Chuva.

No caso de bacias urbanizadas e com o uso do solo consolidado, como a bacia do córrego Cachoeirinha, o gráfico de risco, a partir de informações de previsão do tempo, possibilitará aos gestores municipais e aos órgãos de defesa civil que atuem de forma preventiva em curto prazo, com medidas como a evacuação antecipada das áreas sujeitas à inundação; desvios no trânsito local; avisos para que as pessoas permaneçam em casa ou no local de trabalho em determinados horários.

6.2 Recomendações

Após a realização deste estudo percebe-se que muito há a se fazer para aprimorar essa ferramenta de gestão de risco de inundação, no caso específico, o gráfico de Risco de Inundação. E neste contexto são feitas as seguintes recomendações:

- Apesar do modelo desenvolvido ter apresentado um bom ajuste em relação aos eventos de precipitação selecionados, esse ajuste pode ser melhorado, ao se analisar mais profundamente as possíveis causas da não representação dos eventos que geraram alerta vermelho. Através das hipóteses levantadas, pode-se modificar os parâmetros ou inserir novas informações no modelo, que melhore o seu desempenho e reproduza resultados mais satisfatórios;
- A definição da precipitação de projeto interfere de forma significativa nos resultados do Gráfico de Risco. As faixas foram calculadas pela equação de chuvas intensas IDF, que foi desenvolvida para a região metropolitana de Belo Horizonte em um estudo datado de 1997, baseada em dados de precipitação registrados em estações pluviométricas. Recomenda-se a atualização deste estudo, uma vez que atualmente tem-se uma série histórica de dados maior, novas estações foram implantadas na cidade, além da questão das alterações climáticas, que podem ter mudado o regime de chuvas da região. Essa equação é amplamente utilizada nos estudos e projetos de engenharia e portanto, a sua atualização é de grande importância para a cidade.
- Recomenda-se que a Prefeitura de Belo Horizonte atualize a Carta de Riscos de Inundação, para todas as bacias monitoradas no município, revisando os conceitos e modelos adotados,

de forma a melhorar a representação das condições atuais das bacias da cidade. Com essa atualização, os seus gestores serão munidos de informações mais precisas o que possibilitará mais acertos nas decisões a serem tomadas na administração, quanto aos riscos de inundação a que algumas regiões do município estão sujeitas e quanto ao planejamento urbano da cidade.

- Neste estudo a calibração do modelo foi realizada com base nos valores de NA registrados na estação de monitoramento uma vez que a mesma não é dotada de equipamento que permitam estimar valores de vazão. Sendo assim, fica como perspectiva a análise da calibração por NA comparada com a calibração por vazão, assim que dados de vazão estiverem disponíveis.
- Para estudos futuros, recomenda-se que seja avaliado o desempenho de outros modelos hidrológico-hidráulicos, assim como a utilização de um número maior de eventos ou mesmo a simulação contínua. A avaliação de metodologias que considerem a variação espaço-temporal das chuvas de projeto também poderá agregar benefícios à metodologia aqui proposta.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, J. P. M. Previsão hidrometeorológica visando sistema de alerta antecipado de cheias em bacias urbanas. 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia: Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- ANDRADE, R. J. C.; BATISTA, P. C. S.; LEITÃO, M. J. M.; FRANCO, C. O papel do poder no processo de tomada de decisão estratégica. IX Simpósio de Excelência em Gestão e Tecnologia, SEGeT, Resende – RJ, 2012. Disponível em < <https://www.aedb.br/seget/arquivos/artigos12/52116800.pdf> >. Acesso em: 05 set. 2017.
- ARAÚJO, A. S. Calibração multiobjectivo de modelos hidrológico e de superfície atmosférico. 2014. 121 p. Tese (Doutorado em Computação Aplicada) – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos, 2014.
- SOUZA, F. P. Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá – Brasília/DF – e avaliação de bacias de detenção. 2014. 139 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.
- ASCE. *Task Committee on Definition of Criteria for Evaluation of Watershed Models of the Watershed Management*. Committee Irrigation and Drainage Division. Criteria for evaluation of watershed models. J. Irrig. Drainage Eng., 119:429-442, 1993.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 2ª. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- BATISTA, L. F. D. R. Estudo de indicadores de risco de inundações no município do Cabo de Santo Agostinho. 2015. 91 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Geociências – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2015.
- BELING, F. A., Paiva, E. M. C. D.; Paiva, J. B. D. Análise de sensibilidade do modelo SWMM5 na geração de escoamento superficial. Publicado nos anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Bento Gonçalves – RS, 2013.
- BRANDÃO, C.; RODRIGUES, R.; COSTA, J.P. (2001) Análise de fenómenos extremos precipitações intensas em Portugal continental. Lisboa: Direção dos Serviços de Recursos Hídricos.
- BRAVO, J. M.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Calibração automática de um modelo hidrológico utilizando um algoritmo evolucionário multiobjectivo. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 21, n.1, p. 53-64, jul./mar. 2016.
- BRIGHENTI, T. M.; BONUMÁ, N. B.; CHAFFE, P. L. B. Calibração hierárquica do modelo SWAT em uma bacia hidrográfica Catarinense. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 21, n.1, p. 53-64, jan./mar. 2016.

BROXTON, P., TROCH, P. A., SCHAFFNER, M., UNKRICH, C., GOODRICH, D. *An All-Season Flash Flood Forecasting System for Real-Time Operations*. Bulletin of the American Meteorological Society. Volume 95, n.3, p. 399-407, march, 2014. Disponível em: <<https://journals.ametsoc.org/doi/abs/10.../BAMS-D-12-00212.1>>. Acesso em: 03 ago 2017.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 304 p.

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

CARVALHO, M. Calibração de modelos de drenagem urbana utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivo. 2011. 107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Meio Ambiente) – Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

CASTRO, A. L. C. 1999. Manual de Planejamento em Defesa Civil, Volume I. Ministério da Integração Social, Secretaria de Defesa Civil. 66 p. Disponível em: <<http://www.dominiopublico.gov.br>>. Acesso em: 02 jan. 2017.

CHAMPS, J. R., PEREZ, S. T. C., FRÓES, C. M. V. O planejamento do sistema de drenagem urbana na cidade de Belo Horizonte. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 23. Anais. João Pessoa: ABES. 2001.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C.E.M. Ajuste multiobjetivo dos parâmetros de um modelo hidrológico. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v 8, n 3, p. 27-39, 2003.

COLLISCHONN, W. Simulação hidrológica em grandes bacias. 2011. 270 P. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

COLLODEL, M. G. Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuvavazão. 2009. 225 p. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CRED. Cred crunh 45: 2016 preliminary data1 – Human impacto f natural disaters. Scholl of Public Health, Université Catholique de Louvain, Belgium, 2016. Disponível em: <<http://cred.be/node/1700>>. Acesso em: 01mar. 2017.

CRICHTON, D. (1999). The risk triangle. In: Ingleton, J. (ed.) Natural Disaster Management. Tudor Rose Holdings Limited, Leicester, Inglaterra, pp. 102-103.

CRICHTON, D., Mounsey, C. (1997) How the Insurance Industry will use its flood research. *Proceedings of the Third MAFF Conference of Coastal and River Engineers*. 131-134.

CUNHA, S. F.; SILVA, F. E. O.; MOTA, T. U.; PINHEIRO, M. C. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo da precipitação efetiva e hidrogramas de cheias. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 20, n.4, p. 837-878, Out/Dez 2015.

DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES AND MINES (2002) – Guidance on the assessment of tangible flood damages. Queensland Government Bulletin. Governo do Estado de Queensland, Austrália, 21 p.

DENIS, C., Michel, L. *Use of documentary Source on past flood events for flood risk management and land planning*. France, 2008. Disponível em: <http://www.researchgate.net/publication/248548628_Use_of_documentary_sources_on_past_flood_events_for_flood_risk_management_and_land_planning>. Acesso em: 03 mar 2015.

DIAS, F.S., Júnior, J.E.F.F.; Pimentel, I.M.C. A gestão de risco de inundação no estado do Rio de Janeiro. Publicado nos anais do XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Brasília – DF, 2015.

DOTTORI, F., Salamon, P.; Kalas, M.; Bianchi, A. A near real-time procedure for flood hazard mapping and risk assessment in Europe. The Netherlands, 2015. Disponível em: <http://www.researchgate.net/publication/279917368_A_near_real-time_procedure_for_flood_hazard_mapping_and_risk_assessment_in_Europe>. Acesso em: 01 set. 2015.

Diário Oficial da União (DOU), nº 249, terça-feira, 24 de dezembro de 2013, ISSN 1677-7042, p.58.

DRUMOND, P. P. Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica. 2012. 204 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ERICK, J. P. *Flood risk and flood management, Germany, 2002*. Disponível em: <<http://redac.eng.usm.my/EAH/Literature/PlateJHydrology2002.pdf>> Acesso em: 03 mar. 2015.

FAVA, M. C. Modelo de Alerta Hidrológico com base participativa usando sistemas de informações voluntárias para previsão de enchentes. 107 p. Dissertação (Mestrado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

FEITOSA, F. F. S. Avaliação do Uso de Trincheiras e Infiltração para atenuação de Picos de Cheia utilizando o SWMM. 2015. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Juazeiro do Norte, 2015.

FERREIRA, R. S.; Santos, R. Mapeamento de áreas susceptíveis a inundação no perímetro urbano de Ferreira Gomes - AP. Publicado nos anais do XI Simpósio Nacional de Geomorfologia, SINAGEO, Maringá – PR, 2016.

FREITAS, M. A. S. Análise de Risco e incerteza na tomada de decisão na gestão hidroambiental. Agência Nacional de Águas – ANA, Brasília - DF, 2015. Disponível em <<http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Marcos%20Airton%20de%20S.%20Freitas/An%C3%A1lise%20de%20risco%20e%20incerteza.pdf>>. Acesso em: 08 set. 2017.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (FCTH), CAbc, Software para Simulação Hidrológica de Bacias Complexas, Manual do Usuário. São Paulo, 2002.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (FCTH), CLiv, Software para Simulação de Escoamentos em Condutos Livres, Manual do Usuário. São Paulo, 2002.

G1 MG. PBH vai monitorar 9 pontos críticos da cidade durante período chuvoso. Foto. G1 – Globo Minas Gérias, 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/minas-gerais/noticia/2013/10/pbh-vai-monitorar-9-pontos-criticos-da-cidade-durante-periodo-chuvoso.html>>. Acesso em: 11 fev. 2017.

GARCIA, J. I. B. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela. 2005. 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

GOERL, R. F.; KOBIYAMA, M. Considerações sobre as inundações no Brasil. Publicado nos anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, João Pessoa, 2005.

GRACIOSA, M.C.P.; MENDIONDO, E. M. Gestão do risco de inundações no contexto de bacias urbanas brasileiras. Publicado nos anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, 2007.

GRACIOSA, M.C.P. Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em simulação hidráulico-hidrológica como ferramenta de gestão do risco de inundações. 2010. 191 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Carlos, São Carlos, 2010.

GURGEL, G.M. Crescimento urbano e seus impactos no sistema de drenagem de uma bacia em Natal/RN. 2016. 84 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

HAIMES, Y. Y. *Risk Modeling, Assessment, and Management*. Center for Risk Management of Engineering Systems, University of Virginia, Charlottesville. Ed. Wiley. Hoboken, Nova Jersey, 2016, 720p.

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

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE – Disponível em:<<http://www.cidades.ibge.gov.br/v4/brasil/mg/belo-horizonte/panorama>>. Acesso em: 16 mai. 2017.

JONOV, C. M. P.; NASCIMENTO, N. O.; SILVA, A. P. Avaliação de danos às edificações causadas por inundações e obtenção dos custos de recuperação. Revista da Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Porto Alegre, Volume 13 n3, p. 75-94, jan./mar, 2013.

JORNAL ESTADO DE MINAS. Temporal em Belo Horizonte, 2013. Disponível em: <http://www.em.com.br/app/galeria-de-fotos/2012/11/15/interna_galeriafotos,3067/temporal-em-belo-horizonte.shtml>. Acesso em: 11 fev. 2017.

LAVEL, A. (2003). *La Gestión Local Del Riesgo: Nociones y Precisiones em Torno al concepto y la Práctica*. Guatemala: CEPREDENAC/PNUD, 101p. Disponível em: <http://www.desenredando.org/public/libros/2006/ges_loc_riesg/gestion_riesgo_espanol.pdf>. Acesso em: 26 jun. 2016.

LENHS – Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (Tradução). Manual do Usuário EPA SWMM 5.0. UFPB: 2012. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/swmm/SWMM_2012.pdf>. Acesso em 03 set. 2015.

LISBOA, A. H., GOULART, E.M.A., DINIZ, L.F.M. Projeto Manuelzão: A história da mobilização que começou em torno de um rio. Belo Horizonte: Instituto Guaicuy, 2008. 260 p.

LOUCKS, D. P; Beeck, E. V. *Water Resouces Systems Planning and Management. An Introduction to Methods, Models and Applications*. Paris, 2005. Cap 2. Disponível em: <<http://unesdoc.unesco.org/images/0014/001434/143430e.pdf>>. Acesso em: 06 abr. 2017.

MACHADO, M. L.; BAPTISTA, M.; SILVA, A.; LIMA, J. C.; DIAS, R.; MACHADO, E.; FERNANDES, W. Curvas de danos de inundação versus profundidade de submersão: desenvolvimento de metodologia. Revista de Gestão de Água da América Latina. Volume 2, n.1, p. 35-52, jan/jun. 2005.

MACHADO, R.E . & VETTORAZZI , C.A. Simulação da produção de sedimentos para a microbacia hidrográfica do Ribeirão dos Marins, SP. R. Bras. Ci. Solo, 27:735-741,2003.

MARQUES, J. R. A importância da tomada de decisões nas organizações. Instituto Brasileiro de Coaching (IBC), 2016. Disponível em: <<http://www.ibccoaching.com.br/portal/a-importancia-da-tomada-de-decisoes-nas-organizacoes>>. Acesso em: 06 jul. 2017.

MELLER, A., Paiva, E.M.C.D. Simulação Hidrodinâmica 1D de Inundações em Sistemas de Drenagem Urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 12, n.2, p. 81-97, abr/jun. 2007.

MELO, N. I.; MOURA, P. M.; AGUIAR, I. M. C. *Verificação da Avaliação da Estimativa de Área Impermeável do Município de Belo Horizonte*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2014.

MENDOZA, G. A., MACOUN. P., “The Criteria and Indicators Toolbox Series”, In: *Guidelines for Applying Multi-Criteria Analysis to the Assessment of Criteria and Indicators*, V.9, Center for International Forestry Research, 1999.

NIAZI, M.; NIETCH, C.; MAGHREBI, M.; ASCE, A. M.; JACKSON, N.; BENNETT, B. R.; TRYBY, M.; MASSOUDIEH, A.; ASCE, M. Storm Water Management Model: Performance Review and Gap Analysis. Journal of Sustainable Water Built Environment, volume 3, n.2, 2017, p. 04017002-1 - 04017002-32.

MOMO, M. R.; PINHEIRO, A.; SEVERO, D. L.; CUARTAS, L. A.; Nobre, A. D. Desempenho do modelo HAND no mapeamento de áreas suscetíveis à inundação usando dados de alta

resolução espacial. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 21 n.1, p. 200-208, jan./mar. 2016.

MORITZ, G.; PERREIRA, M. F. Processo Decisório. 3. ed. Florianópolis: Departamento de Ciências da Administração / UFSC, 2015. 158 p.

NASCIMENTO, N. de O., BAPTISTA, M.B. Técnicas compensatórias em águas pluviais. In: Righetto, A. M. (coord.). Manejo de águas pluviais urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. cap. 4, p. 148-197.

NASCIMENTO, N., MACHADO, M. L., BAPTISTA, M. & DE PAULA E SILVA, A. 2007. The assessment of damage caused by floods in the Brazilian context. Urban Water Journal, 4, 195-210.

PINHEIRO, M. M., NAGUETTINI, M. (1998) Análise regional da frequência e distribuição temporal das tempestades na região metropolitana de Belo Horizonte – RMBH. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 3 n.4 Out/Dez 1998.

PEREIRA, D. R.; ULIANA, E. M.; MARTINEZ, M.; SILVA, D. D. Desempenho de um modelo hidrológico concentrado e de um semidistribuído na previsão de vazões diárias. Brazilian Journal of Irrigation and Drainage - IRRIGA. Volume 21, n.2, p. 409-424, mai./jun. 2016.

POLIDO, W. Seguros para riscos ambientais. Editora Revista dos Tribunais. São Paulo, 637 p, 2005.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2016). Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2016. Disponível em:<https://prefeitura.pbh.gov.br/sites/default/files/estrutura-de-governo/obras-e-iiinfraestrutura/2018/documentos/volumei_final_pms2016_2019_agosto.pdf>. Acesso em 17 jun. 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2011). Relatório: *Consolidação do Diagnósticos das Enchentes na Bacia do Córrego Cachoeirinha e dos Ribeirões Pampulha e da Onça* – V.1. Belo Horizonte: PBH, 2011.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2010). Relatório: *Monitoramento Hidrológico Bacias Arrudas e Onça. Estabelecimento de Curvas-Chave*. Belo Horizonte: PBH, 2010.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2009). Carta de Inundações de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2009.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2007). Relatório de Simulação 1 – Bacias do Ribeirão Ressaca e Córrego Sarandi. Modelação Hidráulica e Hidrológica Aplicada à Bacia do Ribeirão Ressaca “Bacia Piloto” – V.1. Belo Horizonte: PBH, 2007.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2000). Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2000.

QUIKOTAN, B., Gersonius, B.; Kwast, H. V. D. *Development of Flood Damage Curves for Cotonou City, Benim. The Netherlands*, 2015. Disponível em: <<http://89.31.100.18/~iahrpapers/87548.pdf>>. Acesso em: 01 set. 2015.

RAMOS, M. H. D. Drenagem urbana: aspectos urbanísticos, legais e metodológicos em Belo Horizonte. 1998. 103p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1998.

ROCHA, N. Planejamento urbano da bacia do córrego Samambaia (Goiânia - GO) utilizando o SWMM – *Storm Water Management Model*. 2013. 91 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

REIS, J. B. C.; PONS, N. A. D. Uso de geotecnologia para o mapeamento de área de risco no município de Itajubá (MG). Publicado nos anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Bento Gonçalves, 2013.

RIGHETTO, J. M.; MENDIONDO, E. M. Modelo de seguro para riscos hidrológicos no contexto de manejo integrado de bacias hidrográficas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 12, n.2, p. 107-113, Abr/Jun 2007.

SILVA, A. B.; CARVALHO, E. T.; FANTINEL, L. M.; ROMANO, A. W. & VIANA, C. S. Estudos Geológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos e Geoambientais Integrados no Município de Belo Horizonte. (Projeto estudos técnicos para o levantamento da carta geológica do Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG município de Belo Horizonte). Prefeitura de Belo Horizonte, UFMG, Instituto de Geociências. Belo Horizonte, 1995.

SILVA, P. M. O.; MELLO, C. R.; SILVA, A. M. & COELHO, G. Modelagem da hidrógrafa de cheia em uma bacia hidrográfica da região Alto Rio Grande. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola Ambiental*, volume 12, n.3, p. 258-265, 2008.

SILVA, P. V. R. M.; JUNIOR, R. A. F. C.; NORONHA, G. C. Mapeamento e análise de risco de inundação da bacia do rio Paraíba/AL: Estudo de caso. *Revista Eletrônica Sistemas & Gestão*, volume 11, n.4, p. 431-443, 2016.

SILVA, T.; VIÇON-LEITE, B.; G.; NASCIMENTO, N. Monitoramento e modelagem da qualidade da água do escoamento superficial nas bacias dos córregos Ressaca e Sarandi (Minas Gerais, Brasil). *Águas Urbanas*. Editora da Universidade/UFRGS, ABRH. Porto Alegre, V.1, p. 142, 2015.

SIMON, H. A. A capacidade de decisão e liderança. Rio de Janeiro: Fundo de Cultura, 1963. Comportamento administrativo. Rio de Janeiro: USAID, 1965. Comportamento administrativo. Rio de Janeiro: FGV, 1970. *The new science of management decision*. New Jersey: Prentice-Hall, 1977.

SIQUEIRA, E.Q. Complexity and Uncertainty in Hydrological Modeling for Urban Areas of Varying Database Quality. 2003. 117f. Tese (Doutorado), University of Guelph, Canada. 2003.

SIQUEIRA, V. A.; SORRIBAS, M. V.; BRAVO, J. M.; COLLISCHONN, W.; LISBOA, A. M. V.; TRINIDAD, G. G. V. Atualização em tempo real do modelo HEC-RAS para previsão de vazões utilizando um algoritmo de otimização. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 21, n.4, p. 855-870, Out/Dez. 2016.

SOBRINHO, G. Enchente BH Avenida Bernardo Vasconcelos 2012. Imagem retirada do vídeo publicado no site do Youtube. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=1fcwugZVziQ>>. Acesso em: fev. 2017.

SOROOSHIAN, S.; GUPTA, V.K. Model calibration In: Singh, V. J. (editor) Computer models of watershed hydrology. Water Resourc. Pub., Highlands Ranch. 1130 p., 1995.

SOSNOSKI, A. S. K.; PION, S. M.; UEMURA, S.; CONDE, F. Calibração e validação de modelo de previsão de inundações em tempo real do município de São Paulo. Publicado nos anais do XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Brasília, 2015.

SOUZA, F.P. Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá – Brasília/DF – e avaliação de bacias de detenção. 2014. 139 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

SOUZA, R.M.P.; CRISPIM, D. C.; FORMIGA, K. T. M. Estudo comparativo entre os modelos SWMM e HEC-HMS para simulação de escoamento superficial – Caso de estudo da bacia do córrego Samambaia. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Volume 5, n.2, Out 2012.

TEIXEIRA, M. L. C. Estimativa de Área Impermeável do Município de Belo Horizonte, 2013. Relatório Final (Correspondente à bolsa de iniciação científica financiada pela Fundação de Amparo à Pesquisa de estado de Minas Gerais - FAPEMIG). Escola de Engenharia. Departamento de Hidráulica e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, 2013.

THONSON, R., DRYNAN, L.; BALL, J.; VELDEMA, A; PHILLIPS, Dr B. Flooding risk assessment in stationary and non-stationary environments. The Netherlands, 2015. Disponível em: <<http://89.31.100.18/~iahrpapers/87548.pdf>> Acesso em: 01 set. 2015.

TREBY, E. J.; CLARK, M. J.; PRIEST, S. J. *Confronting flood risk: implications for insurance and risk transfer*. Journal of Environmental Management, Vol. 81, p. 351-359, 2006.

TUCCI, C. E. M. *Hidrologia: ciência e aplicação*. 4. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, ABRH, 2007. 943 p.

TUCCI, C. E. M.; BRAGA, B. Clima e recursos hídricos. In: Tucci, C. E. M.; Braga, B. (Orgs). Clima e recursos hídricos no Brasil. Porto Alegre: ABRH, 2003. cap. 1, p. 1-22.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento Integrado das Inundações urbanas no Brasil. REGA-Vol.1, n°.1, p. 59-73, jan./jun. 2004.

TUCCI, C. E. M. Modelos Hidrológicos. 1. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, ABRH, 1998. 669 p.

UNDRO (1979). United Nations Disaster Relief Organization – Natural Disasters and Vulnerability Analysis, Julho de 1979.

WARD, R. E. T.; HERWEIJER, C.; PATMORE, N.; MUIR-WOOD, R. *The role of insurers in promoting adaptation to the impacts of climate change*. The Geneva Papers, Vol. 33, p. 133-139, 2008.

WHITEHEAD, P. G.; ROBINSON, M. *Experimental basin studies: an international and historic perspective of forest impacts*. Journal de Hydrology, 145:217-230, 1993.

WORLD RESOURCES INSTITUTE, 2015. *World's 15 Countries with the Most People Exposed to River Floods*. Disponível em: < www.wri.org/blog/2015/03/world%E2%80%99s-15-countries-most-people-exposed-river-floods >. Acesso em: 01 mar. 2017.

**APÊNDICE 1 - TABELAS RESUMO – DADOS DE ENTRADA DO MODELO
REFERENTES AO CÓRREGO CACHOEINHA E AFLUENTES**

Tabela 1: Dados de entrada das sub-bacias no modelo

Id	Sub-bacias	% Imperm	Declividade (%)	CN	Área (ha)	Largura W (m)
1	4131301A	55,27	11,3	92	33,670	870,388
2	4131301B	52,90	9,1	93	30,980	834,895
3	4131301C	34,46	9,6	81	33,160	863,771
4	4131301D	58,87	13,7	96	18,910	652,284
5	4131301E	54,50	11,2	93	89,410	1418,353
6	4131301F	50,82	10,7	87	70,960	1263,566
7	4131301G	60,00	5,2	98	0,068	39,115
8	4131301H	54,63	13,6	92	50,690	1067,954
9	4131301I	57,00	12,0	96	31,110	836,645
10	4131301J	51,19	12,1	91	8,299	432,120
11	4131301K	49,98	10,8	82	25,680	760,132
12	4131301L	56,99	19,7	97	5,651	356,577
13	4131302A	57,32	13,3	94	53,630	1098,488
14	4131302B	54,67	12,4	90	42,830	981,669
15	4131302C	57,23	12,9	96	13,130	543,530
16	4131302D	45,39	7,3	77	5,044	336,883
17	4131302E	57,26	13,1	95	14,190	565,044
18	4131302F	52,61	11,2	90	36,980	912,168
19	4131302G	53,91	9,1	94	79,410	1336,684
20	4131302H	53,18	10,5	91	78,590	1329,765
21	4131302I	56,84	11,4	93	29,640	816,639
22	4131302J	36,38	9,9	74	8,080	426,380
23	4131302K	57,58	10,6	95	20,280	675,500
24	4131302L	59,12	10,9	97	6,377	378,791
25	4131302M	58,20	9,0	97	24,770	746,542
26	4131302N	56,69	10,7	93	27,070	780,433
27	4131302O	56,79	10,4	94	16,700	612,985
28	4131302P	55,25	11,3	94	82,570	1363,021
29	4131302Q	55,47	14,6	95	24,380	740,642
30	4131303A	51,47	10,7	87	146,900	1818,035
31	4131303B	53,27	9,4	89	16,910	616,827
32	4131303C	56,85	11,1	93	18,440	644,127
33	4131303D	53,65	11,4	90	64,300	1202,809
34	4131303E	52,89	9,5	88	50,810	1069,217
35	4131303F	44,82	10,4	84	53,490	1097,053
36	4131303G	52,90	7,7	88	43,650	991,022
37	4131303H	51,34	14,6	91	88,380	1410,160
38	4131303I	52,34	10,0	92	49,450	1054,810
39	4131303J	51,48	9,6	90	79,260	1335,421

Tabela 2: Resumo das fichas do SIG - Córrego da Justiça

Córrego da Justiça											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/11	D.S.8.1	CANRF	10,00	1,50	1,50	0,00	1,50	0,00	785,90	0,00	0,00
02/11	D.S.8.1	CANRF	10,50	2,50	2,50	0,00	2,50	0,00	0,00	789,50	785,60
03/11	D.S.8.1	CANRF	84,00	2,50	2,50	0,00	2,50	789,50	785,60	786,00	782,30
04/11	D.S.8.1	CANRF	59,50	2,50	2,50	0,00	2,50	786,00	782,30	785,20	781,60
05/11	D.S.8.1	CANRF	80,00	2,50	2,50	0,00	2,50	785,20	781,60	785,00	781,30
06/11	D.S.8.1	CANRF	80,50	2,50	2,50	0,00	2,50	785,00	781,30	783,00	779,20
07/11	D.S.8.1	CANRF	80,00	2,50	2,50	0,00	2,50	783,00	779,20	782,20	778,30
08/11	D.S.8.1	CANRF	80,00	2,50	2,50	0,00	2,50	782,20	778,30	781,20	777,70
09/11	D.S.8.1	CANRF	123,50	2,50	2,50	0,00	2,50	781,20	777,70	781,20	777,40
10/11	D.S.8.1	CANRA	123,40	3,00	3,20	0,00	3,20	0,00	777,40	0,00	777,30
11/11	D.S.8.1	CANRF	88,50	3,00	3,00	0,00	3,00	781,10	777,30	778,50	776,60

Tabela 3: Resumo das fichas do SIG - Córrego Pedra Preta

Córrego Pedra Preta											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/14	D.S.8.2A	CANRF	240,00	2,00	1,80	0,20	2,00	806,45	802,25	799,45	796,55
02/14	D.S.8.2A	CANRF	166,00	2,00	1,80	0,20	2,00	799,45	796,55	795,65	792,55
03/14	D.S.8.2A	CANRF	6,00	2,00	1,80	0,20	2,00	795,65	792,55	0,00	0,00
04/14	D.S.8.2A	CANRF	79,00	2,50	2,00	0,25	2,25	0,00	0,00	793,65	790,15
05/14	D.S.8.2A	CANRF	71,00	2,50	2,00	0,25	2,25	793,65	790,15	792,65	788,95
06/14	D.S.8.2A	CANRF	70,00	2,50	2,00	0,25	2,25	792,65	788,95	791,65	787,65
07/14	D.S.8.2A	CANRF	60,00	2,50	2,00	0,25	2,25	791,65	787,65	791,05	787,45
08/14	D.S.8.2A	CANRF	70,00	2,50	2,00	0,25	2,25	791,05	787,45	790,45	786,45
09/14	D.S.8.2A	CANRF	60,00	2,50	2,00	0,25	2,25	790,45	786,45	789,55	785,35
10/14	D.S.8.2A	CANRF	74,00	2,50	2,00	0,25	2,25	789,55	785,35	788,45	784,05
11/14	D.S.8.2A	CANRF	48,00	2,50	2,00	0,25	2,25	788,45	784,05	787,65	782,85
12/14	D.S.8.2A	CANRF	43,00	2,50	2,00	0,25	2,25	787,65	782,85	786,55	782,15
13/14	D.S.8.2A	CANRF	35,00	2,50	2,00	0,25	2,25	786,55	782,15	0,00	0,00
14/14	D.S.8.2A	CANRF	16,30	2,50	2,10	0,25	2,35	0,00	0,00	784,65	779,95

Tabela 4: Resumo das fichas do SIG - Córrego da Avenida Cristiano Machado

Córrego da Avenida Cristiano Machado											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/11	D.S.8.3	CANRF	20,70	5,60	2,40	0,00	2,40	792,63	789,33	0,00	0,00
02/11	D.S.8.3	CANRF	173,80	2,40	2,40	0,00	2,40	0,00	0,00	790,83	787,73
03/11	D.S.8.3	CANRF	47,00	2,40	2,40	0,00	2,40	790,83	787,73	790,53	787,33
04/11	D.S.8.3	CANRF	52,70	2,40	2,40	0,00	2,40	790,53	787,33	0,00	0,00
05/11	D.S.8.3	CANRF	52,80	2,40	2,80	0,00	2,80	-	-	789,73	786,23
07/11	D.S.8.3	CANRF	112,00	2,40	2,80	0,00	2,80	789,13	785,43	788,43	784,73
06/11	D.S.8.3	CANRF	98,50	2,40	2,80	0,00	2,80	789,73	786,23	789,13	785,43
08/11	D.S.8.3	CANRF	60,00	2,40	2,80	0,00	2,80	788,43	784,73	0,00	0,00
09/11	D.S.8.3	CANRF	138,50	3,20	3,20	0,35	3,55	0,00	0,00	0,00	0,00
10/11	D.S.8.3	CANRF	180,00	3,20	3,20	0,00	3,20	0,00	0,00	0,00	0,00
11/11	D.S.8.3	CANRF	41,50	4,20	2,00	0,40	2,40	0,00	0,00	782,93	777,73

Tabela 5: Resumo das fichas do SIG - Córrego da Rua João Arantes

Córrego da Rua João Arantes											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/07	D.T.8.3.3	CANRF	89,00	1,80	2,10	0,00	2,10	798,21	794,71	796,61	793,21
02/07	D.T.8.3.3	CANRF	26,00	1,80	2,10	0,00	2,10	796,61	793,21	0,00	0,00
03/07	D.T.8.3.3	CANRF	18,50	1,80	2,80	0,00	2,80	-	-	794,31	790,31
04/07	D.T.8.3.3	CANRF	59,50	1,80	2,80	0,00	2,80	794,31	790,31	792,71	788,91
05/07	D.T.8.3.3	CANRF	100,00	1,80	2,80	0,00	2,80	792,71	788,91	791,81	788,21
06/07	D.T.8.3.3	CANRF	85,00	1,80	2,80	0,00	2,80	791,81	788,21	790,91	787,61
07/07	D.T.8.3.3	CANRF	14,00	1,80	2,80	0,00	2,80	790,91	787,61	790,71	786,81

Tabela 6: Resumo das fichas do SIG - Córrego da Avenida Cachoeirinha

Córrego da Avenida Cachoeirinha											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/09	D.S.8.4	CANRF	93,00	1,50	1,50	0,15	1,65	809,00	805,50	804,00	800,10
02/09	D.S.8.4	CANRF	90,00	1,50	1,50	0,15	1,65	804,00	800,10	799,80	795,90
03/09	D.S.8.4	CANRF	70,50	1,50	1,50	0,15	1,65	799,80	795,90	797,80	794,80
04/09	D.S.8.4	CANRF	45,50	1,50	1,50	0,15	1,65	797,80	794,80	797,00	793,70
05/09	D.S.8.4	CANRF	68,00	1,50	1,50	0,15	1,65	797,00	793,70	796,10	792,80
06/09	D.S.8.4	CANRF	60,00	1,50	1,50	0,15	1,65	796,10	792,80	795,30	792,50
07/09	D.S.8.4	CANRF	62,00	1,50	1,50	0,15	1,65	795,30	792,50	794,20	790,50
08/09	D.S.8.4	CANRF	28,00	1,50	1,50	0,15	1,65	794,20	790,50	0,00	0,00
09/09	D.S.8.4	CANRF	72,00	1,50	1,35	0,15	1,50	0,00	0,00	0,00	789,50

Tabela 7: Resumo das fichas do SIG - Córrego Renascença

Córrego Renascença											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/24	D.S.8.5	CANRF	75,00	2,20	2,00	0,15	2,15	818,21	813,71	815,81	811,21
02/24	D.S.8.5	CANRF	60,00	2,20	2,00	0,15	2,15	815,81	811,21	814,01	809,31
03/24	D.S.8.5	CANRF	90,00	2,20	2,00	0,15	2,15	814,01	809,31	811,31	807,11
04/24	D.S.8.5	CANRF	150,00	2,20	2,00	0,15	2,15	811,31	807,11	808,41	805,41
06/24	D.S.8.5	CANRF	25,00	2,20	2,00	0,15	2,15	807,41	804,01	0,00	0,00
05/24	D.S.8.5	CANRF	45,00	2,20	2,00	0,15	2,15	808,41	805,41	807,41	804,01
07/24	D.S.8.5	CANRF	29,00	2,00	3,00	0,15	3,15	0,00	0,00	806,91	801,71
08/24	D.S.8.5	CANRF	146,00	2,00	3,00	0,15	3,15	806,91	801,71	805,51	800,31
09/24	D.S.8.5	CANRF	190,00	2,00	3,00	0,15	3,15	805,51	800,31	804,31	798,41
11/24	D.S.8.5	CANRF	50,00	2,00	3,00	0,15	3,15	802,41	796,11	801,31	795,61
12/24	D.S.8.5	CANRF	90,00	2,00	3,00	0,15	3,15	801,31	795,61	799,21	795,01
13/24	D.S.8.5	CANRF	5,00	2,00	3,00	0,15	3,15	799,21	795,01	0,00	0,00
14/24	D.S.8.5	CANRF	18,00	1,70	2,60	0,15	2,75	0,00	0,00	798,71	794,31
10/24	D.S.8.5	CANRF	130,00	2,00	3,00	0,15	3,15	804,31	798,41	802,41	796,11
15/24	D.S.8.5	CANRF	35,50	3,40	2,40	0,30	2,70	798,71	794,31	797,61	793,81
16/24	D.S.8.5	CANRF	8,50	3,40	2,40	0,30	2,70	797,61	793,81	0,00	0,00
18/24	D.S.8.5	CANRF	75,00	3,00	2,40	0,30	2,70	796,71	792,81	796,01	791,81
17/24	D.S.8.5	CANRF	61,50	3,00	2,40	0,30	2,70	0,00	0,00	796,71	792,81
19/24	D.S.8.5	CANRF	74,00	3,00	2,40	0,30	2,70	796,01	791,81	795,51	790,71
20/24	D.S.8.5	CANRF	70,00	3,00	2,40	0,30	2,70	795,51	790,71	794,11	789,71
21/24	D.S.8.5	CANRF	164,00	3,00	2,40	0,30	2,70	794,11	789,71	793,31	787,51
22/24	D.S.8.5	CANRF	60,00	3,00	2,40	0,30	2,70	793,31	787,51	792,31	786,71
23/24	D.S.8.5	CANRF	9,50	3,00	2,40	0,30	2,70	792,31	786,71	0,00	0,00
24/24	D.S.8.5	CANRF	127,50	4,20	2,00	0,40	2,40	0,00	0,00	788,61	784,91

Tabela 8: Resumo das fichas do SIG - Córrego Sem Nome

Córrego Sem Nome											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/09	D.T.8.5.1	CANRF	15,00	1,00	1,50	0,10	1,60	0,00	834,01	836,61	833,21
02/09	D.T.8.5.1	CANRF	72,00	1,00	1,50	0,10	1,60	836,61	833,21	831,71	829,21
03/09	D.T.8.5.1	CANRF	42,00	1,00	1,50	0,10	1,60	831,71	829,21	828,41	822,61
04/09	D.T.8.5.1	CANRF	7,00	1,00	1,50	0,10	1,60	828,41	822,61	0,00	0,00
05/09	D.T.8.5.1	CANRF	33,00	2,00	1,50	0,15	1,65	0,00	0,00	823,91	819,11
06/09	D.T.8.5.1	CANRF	100,00	2,00	1,50	0,15	1,65	823,91	819,11	819,31	815,41
07/09	D.T.8.5.1	CANRF	70,00	2,00	1,50	0,15	1,65	819,31	815,41	818,11	813,81
08/09	D.T.8.5.1	CANRF	53,00	2,00	1,50	0,15	1,65	818,11	813,81	818,71	813,51
09/09	D.T.8.5.1	CANRF	200,00	2,00	1,50	0,15	1,65	818,71	813,51	0,00	803,61

Tabela 9: Resumo das fichas do SIG - Córrego Sem Nome

Córrego Sem Nome											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/10	D.S.8.7	CANRF	12,00	2,00	1,70	0,15	1,85	0,00	836,50	839,90	836,20
02/10	D.S.8.7	CANRF	89,00	2,00	1,70	0,15	1,85	839,90	836,20	836,70	833,60
03/10	D.S.8.7	CANRF	69,50	2,00	1,70	0,15	1,85	836,70	833,60	835,30	832,20
04/10	D.S.8.7	CANRF	64,50	2,00	1,70	0,15	1,85	835,30	832,20	834,10	830,30
05/10	D.S.8.7	CANRF	79,00	2,00	1,70	0,15	1,85	834,10	830,30	832,50	829,30
06/10	D.S.8.7	CANRF	77,00	2,00	1,70	0,15	1,85	832,50	829,30	831,10	827,70
07/10	D.S.8.7	CANRF	53,00	2,00	1,70	0,15	1,85	831,10	827,70	830,00	825,90
08/10	D.S.8.7	CANRF	64,00	2,30	1,50	0,15	1,65	830,00	825,90	827,70	825,00
09/10	D.S.8.7	CANRF	13,00	2,30	1,50	0,15	1,65	827,70	825,00	0,00	0,00
10/10	D.S.8.7	CANRF	17,00	2,30	1,70	0,20	1,90	0,00	0,00	0,00	823,30

Tabela 10: Resumo das fichas do SIG - Córrego da Rua Gonçalves Ledo

Córrego da Rua Gonçalves Ledo											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/09	D.S.8.9	CANRF	13,00	2,40	2,00	0,15	2,15	823,00	815,80	822,30	815,50
02/09	D.S.8.9	CANRF	5,00	2,40	2,00	0,15	2,15	822,30	815,50	821,80	815,40
03/09	D.S.8.9	CANRF	43,40	2,40	2,00	0,15	2,15	821,80	815,70	818,50	812,30
04/09	D.S.8.9	CANRF	123,50	2,40	2,00	0,15	2,15	818,50	812,30	815,30	808,00
05/09	D.S.8.9	CANRF	170,00	2,40	2,00	0,15	2,15	815,30	808,00	808,30	803,80
06/09	D.S.8.9	CANRF	49,50	2,40	2,00	0,15	2,15	808,30	803,80	806,60	802,90
07/09	D.S.8.9	CANRF	105,00	2,40	2,00	0,15	2,15	806,60	802,90	0,00	800,70
-	D.S.8.9	TUBULAR	142,01	1,00	1,00	0,00	1,00	801,70	800,70	798,95	797,95
08/09	D.S.8.9	CANRF	59,00	2,50	2,00	0,20	2,20	800,02	797,82	801,40	796,30
09/09	D.S.8.9	CANRF	45,00	2,50	2,00	0,20	2,20	798,31	796,11	800,50	794,72

Tabela 11: Resumo das fichas do SIG - Córrego Cachoeirinha

Córrego Cachoeirinha											
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Cotas do Trecho (m)			
								Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/62	D.P.8	CANRF - 2	40,00	2,00	1,80	0,20	2,00	838,00	832,50	836,80	831,80
02/62	D.P.8	CANRF - 2	59,00	2,00	1,80	0,20	2,00	836,80	831,80	835,40	830,90
03/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	2,00	1,80	0,20	2,00	835,40	830,90	833,40	828,90
04/62	D.P.8	CANRF - 2	58,00	2,00	1,80	0,20	2,00	833,40	828,90	832,80	828,10
05/62	D.P.8	CANRF - 2	61,00	2,00	1,80	0,20	2,00	832,80	828,10	832,00	827,50
06/62	D.P.8	CANRF - 2	61,50	2,00	1,80	0,20	2,00	832,00	827,50	830,90	826,80
07/62	D.P.8	CANRF - 2	30,00	2,00	1,80	0,20	2,00	830,90	826,80	0,00	0,00
08/62	D.P.8	CANRF - 2	17,00	3,20	2,70	0,30	3,00	0,00	0,00	829,90	824,30
09/62	D.P.8	CANRF - 2	58,00	3,20	2,70	0,30	3,00	829,90	824,30	0,00	0,00
10/62	D.P.8	CANRF - 2	177,70	3,20	3,20	0,35	3,55	0,00	0,00	826,00	819,80
11/62	D.P.8	CANRF - 2	79,00	3,20	3,20	0,35	3,55	826,00	819,80	825,30	819,50
12/62	D.P.8	CANRF - 2	221,00	3,20	3,20	0,35	3,55	825,30	819,50	822,30	817,50
13/62	D.P.8	CANRF - 2	50,00	3,20	3,20	0,35	3,55	822,30	817,50	822,00	817,30
14/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	3,20	3,20	0,35	3,55	822,00	817,30	822,70	816,90
15/62	D.P.8	CANRF - 2	43,50	3,20	3,20	0,35	3,55	822,70	816,90	0,00	0,00
16/62	D.P.8	CANRF - 2	11,50	4,00	3,20	0,35	3,55	0,00	0,00	821,40	814,70
17/62	D.P.8	CANRF - 2	125,00	4,00	3,20	0,35	3,55	821,40	814,70	820,20	814,00
18/62	D.P.8	CANRF - 2	40,00	4,00	3,20	0,35	3,55	820,20	814,00	819,70	813,80
19/62	D.P.8	CANRF - 2	90,00	4,00	3,20	0,35	3,55	819,70	813,80	818,60	813,40
20/62	D.P.8	CANRF - 2	72,00	4,00	3,20	0,35	3,55	818,60	813,40	817,60	812,30
21/62	D.P.8	CANRF - 2	80,50	4,00	3,20	0,35	3,55	817,60	812,30	817,00	811,50
22/62	D.P.8	CANRF - 2	59,50	4,00	3,20	0,35	3,55	817,00	811,50	816,90	811,30
23/62	D.P.8	CANRF - 2	59,50	4,00	3,20	0,35	3,55	816,90	811,30	816,60	811,10
24/62	D.P.8	CANRF - 2	44,00	4,00	3,20	0,35	3,55	816,60	811,10	816,40	810,90
25/62	D.P.8	CANRF - 2	236,00	4,00	3,20	0,35	3,55	816,40	810,90	0,00	0,00
26/62	D.P.8	CANRF - 2	64,00	2,30	2,20	0,40	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00
27/62	D.P.8	CANRF - 2	180,00	5,00	3,00	0,60	3,60	0,00	0,00	809,20	804,00
28/62	D.P.8	CANRF - 2	66,50	5,00	3,00	0,60	3,60	809,20	804,00	807,70	802,60
29/62	D.P.8	CANRF - 2	59,00	5,00	3,00	0,60	3,60	807,70	802,60	805,70	800,40
30/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	5,00	3,00	0,60	3,60	805,70	800,40	804,00	798,50
31/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	5,00	3,00	0,60	3,60	804,00	798,50	802,70	797,50
32/62	D.P.8	CANRF - 2	57,00	5,00	3,00	0,60	3,60	802,70	797,50	802,10	796,20
33/62	D.P.8	CANRF - 2	63,50	5,00	3,00	0,60	3,60	802,10	796,20	801,50	795,40
34/62	D.P.8	CANRF - 2	30,00	5,00	3,00	0,60	3,60	801,50	795,40	0,00	0,00
35/62	D.P.8	CANRF - 2	29,00	5,80	3,00	0,60	3,60	0,00	0,00	801,10	794,50
36/62	D.P.8	CANRF - 2	62,00	5,80	3,00	0,60	3,60	801,10	794,50	800,20	793,70
37/62	D.P.8	CANRF - 2	49,00	5,80	3,00	0,60	3,60	800,20	793,70	799,40	793,50
38/62	D.P.8	CANRF - 2	67,00	5,80	3,00	0,60	3,60	799,40	793,50	800,30	793,30
39/62	D.P.8	CANRF - 2	64,30	5,80	3,00	0,60	3,60	800,30	793,30	799,70	793,10
40/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	5,80	3,00	0,60	3,60	799,70	793,10	799,20	792,70
41/62	D.P.8	CANRF - 2	63,50	5,80	3,00	0,60	3,60	799,20	792,70	798,50	792,30
42/62	D.P.8	CANRF - 2	61,00	5,80	3,00	0,60	3,60	798,50	792,30	798,00	791,80
43/62	D.P.8	CANRF - 2	68,00	5,80	3,00	0,60	3,60	798,00	791,80	797,20	790,90
44/62	D.P.8	CANRF - 2	138,00	5,80	3,00	0,60	3,60	797,20	790,90	796,60	790,80
45/62	D.P.8	CANRF - 2	60,00	5,80	3,00	0,60	3,60	796,60	790,80	796,00	790,50
46/62	D.P.8	CANRF - 2	65,00	5,80	3,00	0,60	3,60	796,00	790,50	0,00	0,00
47/62	D.P.8	CANRF - 2	198,00	5,80	3,50	0,60	4,10	0,00	0,00	787,60	0,00

**Tabela 12: Resumo das fichas do Levantamento Topográfico (Trecho 1)
Córrego Cachoeirinha**

Córrego Cachoeirinha								Cotas do Trecho (m)			
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
01/17	D.P.8	CANRA	33,00	6,00	6,05	0,50	6,55	791,63	785,08	791,49	784,94
02/17	D.P.8	CANRA	93,44	6,00	6,05	0,50	6,55	791,49	784,94	784,68	791,23
03/17	D.P.8	CANRA	7,00	Transição	Transição	-	-	791,23	784,68	784,41	790,96
04/17	D.P.8	CANRA	18,79	7,50	5,50	0,50	6,00	790,96	784,41	784,40	790,40
05/17	D.P.8	CANRA	75,00	7,50	5,50	0,50	6,00	790,40	784,40	783,16	789,16
06/17	D.P.8	CANRA	69,00	7,50	5,50	0,50	6,00	789,16	783,16	781,78	787,78
07/17	D.P.8	CANRA	86,00	7,50	5,50	0,50	6,00	787,78	781,78	781,33	787,33
08/17	D.P.8	CANRA	93,00	7,50	5,50	0,50	6,00	787,33	781,33	781,09	787,09
09/17	D.P.8	CANRA	77,00	7,50	5,50	0,50	6,00	787,09	781,09	780,46	786,46
10/17	D.P.8	CANRA	52,00	7,50	5,50	0,50	6,00	786,46	780,46	780,29	786,29
11/17	D.P.8	CANRA	55,50	7,50	5,50	0,50	6,00	786,29	780,29	779,60	785,60
12/17	D.P.8	CANRA	62,50	7,50	5,75	0,50	6,25	785,60	779,60	779,43	785,68
13/17	D.P.8	CANRA	77,00	7,50	5,75	0,50	6,25	785,68	779,43	779,24	785,49
14/17	D.P.8	CANRA	81,00	7,50	5,75	0,50	6,25	785,49	779,24	779,02	785,27
15/17	D.P.8	CANRA	72,00	7,50	5,75	0,50	6,25	785,27	779,02	778,85	785,10
16/17	D.P.8	CANRA	75,73	7,50	5,75	0,50	6,25	785,10	778,85	778,62	784,87
17/17	D.P.8	CANRA	22,04	7,50	5,75	0,50	6,25	784,87	778,62	778,56	784,81

**Tabela 13: Resumo das fichas do Levantamento Topográfico (Trecho 2)
Córrego Cachoeirinha**

Córrego Cachoeirinha								Cotas do Trecho (m)			
Ficha	Cod Campo	Tipo Canal	Extensão (m)	Largura (m)	Altura (m)	Calha (m)	Altura Total (m)	Início		Final	
								Topo	Fundo	Topo	Fundo
1/30	D.P.8	CANRF	31,50	7,50	5,20	0,50	5,70	784,26	778,56	784,21	778,51
2/30	D.P.8	CANRF	25,50	7,50	5,20	0,50	5,70	784,21	778,51	783,89	778,19
3/30	D.P.8	CANRF	25,00	7,50	5,20	0,75	5,95	784,14	778,19	783,59	777,64
4/30	D.P.8	CANRF	25,00	7,50	5,20	0,75	5,95	783,59	777,64	783,56	777,61
5/30	D.P.8	CANRF	20,30	7,50	4,30	0,75	5,05	783,56	777,61	782,57	777,55
6/30	D.P.8	CANRF	44,70	7,50	5,20	0,75	5,95	782,57	777,52	783,41	777,46
7/30	D.P.8	CANRF	80,00	7,50	5,20	0,75	5,95	783,41	777,46	783,16	777,21
8/30	D.P.8	CANRF	34,30	7,50	5,20	0,75	5,95	783,16	777,21	782,93	776,98
9/30	D.P.8	CANRF	38,70	8,00	5,75	0,75	6,50	782,93	776,98	782,98	776,48
10/30	D.P.8	CANRF	31,00	8,00	5,75	0,75	6,50	782,98	776,48	782,84	776,34
11/30	D.P.8	CANRF	42,70	8,00	4,85	0,75	5,60	782,84	776,34	781,75	776,15
12/30	D.P.8	CANRF	163,50	8,00	4,55	0,75	5,30	781,75	776,15	780,98	775,68
13/30	D.P.8	CANRF	10,30	8,00	5,20	0,00	5,20	780,98	775,68	780,81	775,61
14/30	D.P.8	CANRF	314,50	8,00	5,20	0,00	5,20	780,81	775,61	779,66	774,46
15/30	D.P.8	CANRF	29,60	8,00	5,20	0,00	5,20	779,66	774,46	779,34	774,14
16-A/30	D.P.8	CANRF	211,70	3,80	4,20	0,00	4,20	778,34	774,14	777,42	773,22
16-B/30	D.P.8	CANRF	234,00	3,90	4,20	0,00	4,20				
17-A/30	D.P.8	CANRF	142,00	3,80	4,20	0,00	4,20	777,42	773,22	776,47	772,27
17-B/30	D.P.8	CANRF	192,60	3,90	4,20	0,00	4,20	777,31	773,11	775,91	771,71
18/30	D.P.8	CANRF	69,44	3,80	4,20	0,00	4,20	776,47	772,27	775,91	771,71
19/30	D.P.8	CANRF	80,00	8,00	4,45	0,75	5,20	776,91	771,71	776,25	771,05
20/30	D.P.8	CANRF	9,20	Transição	Transição	0,00	-	776,25	771,05	776,19	770,99
21/30	D.P.8	CANRF	54,80	10,25	5,20	0,00	5,20	776,19	770,99	776,09	770,89
22/30	D.P.8	CANRF	70,00	10,25	5,20	0,00	5,20	776,09	770,89	776,00	770,80
23/30	D.P.8	CANRF	66,00	10,25	5,20	0,00	5,20	776,00	770,80	775,96	770,67
24/30	D.P.8	CANRF	71,00	10,25	5,20	0,00	5,20	775,96	770,67	775,88	770,68
25/30	D.P.8	CANRF	64,90	10,25	5,20	0,00	5,20	775,88	770,68	775,82	770,62
26/30	D.P.8	CANRA	33,60	10,25	5,40	0,50	5,90	775,82	770,62	776,42	770,52
27/30	D.P.8	CANRA	91,40	8,00	4,20	0,50	4,70	774,72	770,52	774,52	770,32
28/30	D.P.8	CANRA	30,00	Transição	Transição	0,00	-	774,52	770,32	773,19	770,19
29/30	D.P.8	CANRF	57,20	5,50	2,45	0,55	3,00	773,19	770,19	773,13	770,13
30/30	D.P.8	CANRF	48,90	5,50	2,45	0,55	3,00	773,13	770,13	773,02	770,02

APÊNDICE 2 – RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO

As tabelas 14 a 22 apresentam as tentativas de calibração, para os nove eventos selecionados para esta etapa, considerando a combinação dos parâmetros n-imper, n-perm, n do canal, bem como o COE e o NA máximo obtidos através da simulação de cada uma delas no modelo construído.

Tabela 14: Resultado das tentativas de calibração - Evento 1 – 02/12/2011

Evento 1 - 02/12/2011					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	1,66	0,66
2			1,87	1,45	0,78
3			1,97	1,38	0,69
4	0,013		1,37	1,55	0,71
5			1,87	1,43	0,72
6			1,97	1,61	0,73
7	0,014		1,37	1,54	0,67
8			1,87	1,54	0,72
9			1,97	1,64	0,74
10	0,015		1,37	1,52	0,75
11			1,87	1,33	0,74
12			1,97	1,53	0,75
13	0,012	0,016	1,37	1,54	0,74
14			1,87	1,54	0,71
15			1,97	1,55	0,75
16	0,013		1,37	1,54	0,67
17			1,87	1,53	0,75
18			1,97	1,54	0,76
19	0,014		1,37	1,52	0,73
20			1,87	1,53	0,74
21			1,97	1,53	0,74
22	0,015		1,37	1,53	0,73
23			1,87	1,52	0,73
24			1,97	1,53	0,76
25	0,012	0,017	1,37	1,55	0,74
26			1,87	1,55	0,72
27			1,97	1,55	0,71
28	0,013		1,37	1,54	0,74
29			1,87	1,54	0,71
30			1,97	1,56	0,71
31	0,014		1,37	1,54	0,72
32			1,87	1,54	0,71
33			1,97	1,54	0,72
34	0,015		1,37	1,54	0,70
35			1,87	1,54	0,71
36			1,97	1,53	0,72

Tabela 15: Resultado das tentativas de calibração - Evento 2 – 05/12/2011

Evento 2 - 05/12/2011					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,13	0,65
2			1,87	2,14	0,72
3			1,97	2,14	0,66
4	0,013		1,37	2,14	0,96
5			1,87	1,99	0,94
6			1,97	2,34	0,96
7	0,014		1,37	2,19	0,94
8			1,87	2,20	0,96
9			1,97	2,11	0,95
10	0,015		1,37	2,24	0,95
11			1,87	2,07	0,93
12			1,97	2,04	0,92
13	0,012	0,016	1,37	2,08	0,93
14			1,87	2,29	0,95
15			1,97	2,24	0,95
16	0,013		1,37	2,10	0,93
17			1,87	2,27	0,95
18			1,97	2,42	0,94
19	0,014		1,37	2,23	0,94
20			1,87	2,28	0,95
21			1,97	2,29	0,94
22	0,015		1,37	2,16	0,93
23			1,87	2,30	0,94
24			1,97	2,83	0,88
25	0,012	0,017	1,37	2,36	0,94
26			1,87	2,34	0,90
27			1,97	2,60	0,88
28	0,013		1,37	2,28	0,93
29			1,87	2,38	0,93
30			1,97	2,32	0,94
31	0,014		1,37	2,06	0,93
32			1,87	2,41	0,92
33			1,97	2,76	0,86
34	0,015		1,37	2,31	0,93
35			1,87	2,76	0,88
36			1,97	2,82	0,87

Tabela 16: Resultado das tentativas de calibração - Evento 3 – 13/12/2011

Evento 3 - 13/12/2011					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,85	0,85
2			1,87	3,44	0,72
3			1,97	2,83	0,83
4	0,013		1,37	2,77	0,84
5			1,87	2,81	0,84
6			1,97	3,14	0,81
7	0,014		1,37	2,95	0,83
8			1,87	2,87	0,85
9			1,97	2,92	0,84
10	0,015		1,37	3,54	0,66
11			1,87	2,86	0,83
12			1,97	3,42	0,72
13	0,012	0,016	1,37	2,84	0,80
14			1,87	3,22	0,77
15			1,97	2,70	0,74
16	0,013		1,37	3,33	0,70
17			1,87	2,77	0,85
18			1,97	2,92	0,81
19	0,014		1,37	2,79	0,77
20			1,87	2,75	0,73
21			1,97	2,70	0,81
22	0,015		1,37	3,17	0,77
23			1,87	3,10	0,77
24			1,97	2,58	0,81
25	0,012	0,017	1,37	3,03	0,79
26			1,87	3,02	0,71
27			1,97	3,35	0,71
28	0,013		1,37	3,37	0,64
29			1,87	3,43	0,71
30			1,97	3,04	0,75
31	0,014		1,37	3,04	0,77
32			1,87	2,64	0,80
33			1,97	2,59	0,81
34	0,015		1,37	3,07	0,69
35			1,87	2,79	0,80
36			1,97	2,56	0,79

Tabela 17: Resultado das tentativas de calibração - Evento 4 – 28/12/2012

Evento 4 - 28/12/2012					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,96	0,66
2			1,87	2,56	0,66
3			1,97	2,75	0,68
4	0,013		1,37	2,62	0,67
5			1,87	2,48	0,72
6			1,97	2,92	0,65
7	0,014		1,37	2,52	0,66
8			1,87	2,33	0,74
9			1,97	2,38	0,70
10	0,015		1,37	2,38	0,64
11			1,87	2,41	0,73
12			1,97	2,23	0,72
13	0,012	0,016	1,37	2,50	0,63
14			1,87	2,56	0,64
15			1,97	2,48	0,58
16	0,013		1,37	2,75	0,58
17			1,87	2,57	0,66
18			1,97	2,52	0,63
19	0,014		1,37	2,58	0,63
20			1,87	2,53	0,64
21			1,97	2,52	0,68
22	0,015		1,37	2,53	0,70
23			1,87	2,62	0,72
24			1,97	2,91	0,56
25	0,012	0,017	1,37	2,48	0,61
26			1,87	2,53	0,61
27			1,97	2,48	0,64
28	0,013		1,37	2,55	0,63
29			1,87	2,53	0,66
30			1,97	2,80	0,60
31	0,014		1,37	2,50	0,61
32			1,87	2,84	0,64
33			1,97	2,92	0,60
34	0,015		1,37	2,59	0,57
35			1,87	2,91	0,64
36			1,97	2,96	0,62

Tabela 18: Resultado das tentativas de calibração - Evento 5 – 04/11/2012

Evento 5 - 04/11/2012					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,32	0,72
2			1,87	2,37	0,70
3			1,97	2,37	0,70
4	0,013		1,37	2,38	0,67
5			1,87	2,47	0,67
6			1,97	2,61	0,60
7	0,014		1,37	2,51	0,60
8			1,87	2,43	0,68
9			1,97	2,49	0,64
10	0,015		1,37	2,40	0,66
11			1,87	2,49	0,65
12			1,97	2,38	0,61
13	0,012	0,016	1,37	2,87	0,50
14			1,87	2,44	0,65
15			1,97	2,25	0,70
16	0,013		1,37	2,53	0,62
17			1,87	2,32	0,65
18			1,97	2,25	0,65
19	0,014		1,37	2,45	0,65
20			1,87	2,31	0,66
21			1,97	2,36	0,66
22	0,015		1,37	2,20	0,70
23			1,87	2,76	0,52
24			1,97	2,37	0,64
25	0,012	0,017	1,37	2,47	0,63
26			1,87	2,62	0,59
27			1,97	2,37	0,64
28	0,013		1,37	2,38	0,64
29			1,87	2,35	0,64
30			1,97	2,36	0,65
31	0,014		1,37	2,56	0,58
32			1,87	2,43	0,62
33			1,97	2,15	0,68
34	0,015		1,37	2,35	0,63
35			1,87	2,24	0,65
36			1,97	2,25	0,62

Tabela 19: Resultado das tentativas de calibração - Evento 6 – 07/01/2013

Evento 6 - 07/01/2013					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	3,34	0,16
2			1,87	3,22	0,16
3			1,97	3,33	0,03
4	0,013		1,37	2,97	0,14
5			1,87	3,45	0,06
6			1,97	2,79	0,31
7	0,014		1,37	3,25	0,29
8			1,87	3,01	0,28
9			1,97	2,97	0,20
10	0,015		1,37	2,87	0,28
11			1,87	2,80	0,32
12			1,97	2,91	0,32
13	0,012	0,016	1,37	3,19	0,04
14			1,87	3,06	0,18
15			1,97	2,82	0,27
16	0,013		1,37	2,90	0,27
17			1,87	3,43	0,11
18			1,97	3,33	0,08
19	0,014		1,37	3,33	0,11
20			1,87	3,24	0,17
21			1,97	3,38	-0,10
22	0,015		1,37	3,43	-0,14
23			1,87	2,90	0,32
24			1,97	3,30	-0,05
25	0,012	0,017	1,37	2,99	0,15
26			1,87	3,25	-0,03
27			1,97	3,10	0,14
28	0,013		1,37	2,96	0,18
29			1,87	2,92	0,18
30			1,97	2,86	0,16
31	0,014		1,37	3,23	-0,04
32			1,87	2,98	0,13
33			1,97	2,91	0,17
34	0,015		1,37	2,94	0,13
35			1,87	2,90	0,12
36			1,97	3,02	0,12

Tabela 20: Resultado das tentativas de calibração - Evento 8 – 05/12/2013

Evento 8 - 05/12/2013					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,11	0,71
2			1,87	2,00	0,78
3			1,97	2,52	0,75
4	0,013		1,37	2,31	0,78
5			1,87	2,10	0,71
6			1,97	2,17	0,75
7	0,014		1,37	1,99	0,74
8			1,87	2,16	0,72
9			1,97	2,22	0,77
10	0,015		1,37	2,10	0,69
11			1,87	1,94	0,71
12			1,97	1,99	0,73
13	0,012	0,016	1,37	2,37	0,59
14			1,87	2,25	0,68
15			1,97	2,22	0,70
16	0,013		1,37	2,19	0,71
17			1,87	2,36	0,67
18			1,97	2,22	0,67
19	0,014		1,37	2,35	0,69
20			1,87	2,19	0,64
21			1,97	2,21	0,66
22	0,015		1,37	1,98	0,63
23			1,87	2,46	0,60
24			1,97	2,23	0,67
25	0,012	0,017	1,37	2,14	0,71
26			1,87	2,14	0,69
27			1,97	2,24	0,68
28	0,013		1,37	2,29	0,64
29			1,87	2,48	0,60
30			1,97	2,44	0,54
31	0,014		1,37	2,39	0,53
32			1,87	2,43	0,59
33			1,97	2,27	0,62
34	0,015		1,37	2,41	0,63
35			1,87	2,46	0,65
36			1,97	2,59	0,53

Tabela 21: Resultado das tentativas de calibração - Evento 9 – 11/12/2013

Evento 9 - 11/12/2013					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,69	0,74
2			1,87	3,49	0,75
3			1,97	2,84	0,77
4	0,013		1,37	3,18	0,75
5			1,87	3,00	0,77
6			1,97	3,13	0,80
7	0,014		1,37	3,56	0,72
8			1,87	2,79	0,78
9			1,97	3,19	0,79
10	0,015		1,37	3,14	0,77
11			1,87	3,21	0,75
12			1,97	3,65	0,70
13	0,012	0,016	1,37	3,10	0,75
14			1,87	3,38	0,68
15			1,97	2,92	0,77
16	0,013		1,37	2,92	0,77
17			1,87	3,00	0,78
18			1,97	2,87	0,78
19	0,014		1,37	2,96	0,79
20			1,87	2,88	0,78
21			1,97	3,18	0,75
22	0,015		1,37	3,15	0,70
23			1,87	2,81	0,77
24			1,97	2,98	0,78
25	0,012	0,017	1,37	2,99	0,75
26			1,87	3,09	0,74
27			1,97	3,62	0,76
28	0,013		1,37	3,15	0,72
29			1,87	2,99	0,75
30			1,97	2,97	0,74
31	0,014		1,37	3,21	0,72
32			1,87	2,95	0,75
33			1,97	3,66	0,73
34	0,015		1,37	3,38	0,70
35			1,87	2,97	0,73
36			1,97	3,01	0,75

Tabela 22: Resultado das tentativas de calibração - Evento 10 – 22/12/2013

Evento 10 - 22/12/2013					
Tentativa	n imper	n	S imper	NA Max	COE
1	0,012	0,015	1,37	2,90	0,78
2			1,87	2,92	0,76
3			1,97	2,74	0,60
4	0,013		1,37	3,53	0,57
5			1,87	3,30	0,65
6			1,97	2,80	0,78
7	0,014		1,37	2,94	0,76
8			1,87	2,73	0,74
9			1,97	2,93	0,76
10	0,015		1,37	2,67	0,78
11			1,87	2,71	0,78
12			1,97	3,05	0,74
13	0,012	0,016	1,37	3,13	0,64
14			1,87	2,79	0,65
15			1,97	2,85	0,74
16	0,013		1,37	2,73	0,72
17			1,87	2,58	0,74
18			1,97	3,16	0,70
19	0,014		1,37	2,87	0,75
20			1,87	2,99	0,66
21			1,97	2,88	0,64
22	0,015		1,37	2,94	0,70
23			1,87	2,77	0,72
24			1,97	2,73	0,75
25	0,012	0,017	1,37	2,66	0,75
26			1,87	2,65	0,76
27			1,97	2,67	0,76
28	0,013		1,37	2,65	0,74
29			1,87	2,65	0,74
30			1,97	2,72	0,73
31	0,014		1,37	2,66	0,74
32			1,87	2,71	0,73
33			1,97	2,63	0,74
34	0,015		1,37	2,64	0,74
35			1,87	2,70	0,74
36			1,97	2,63	0,74

Eventos de Calibração - Resultado Gráfico

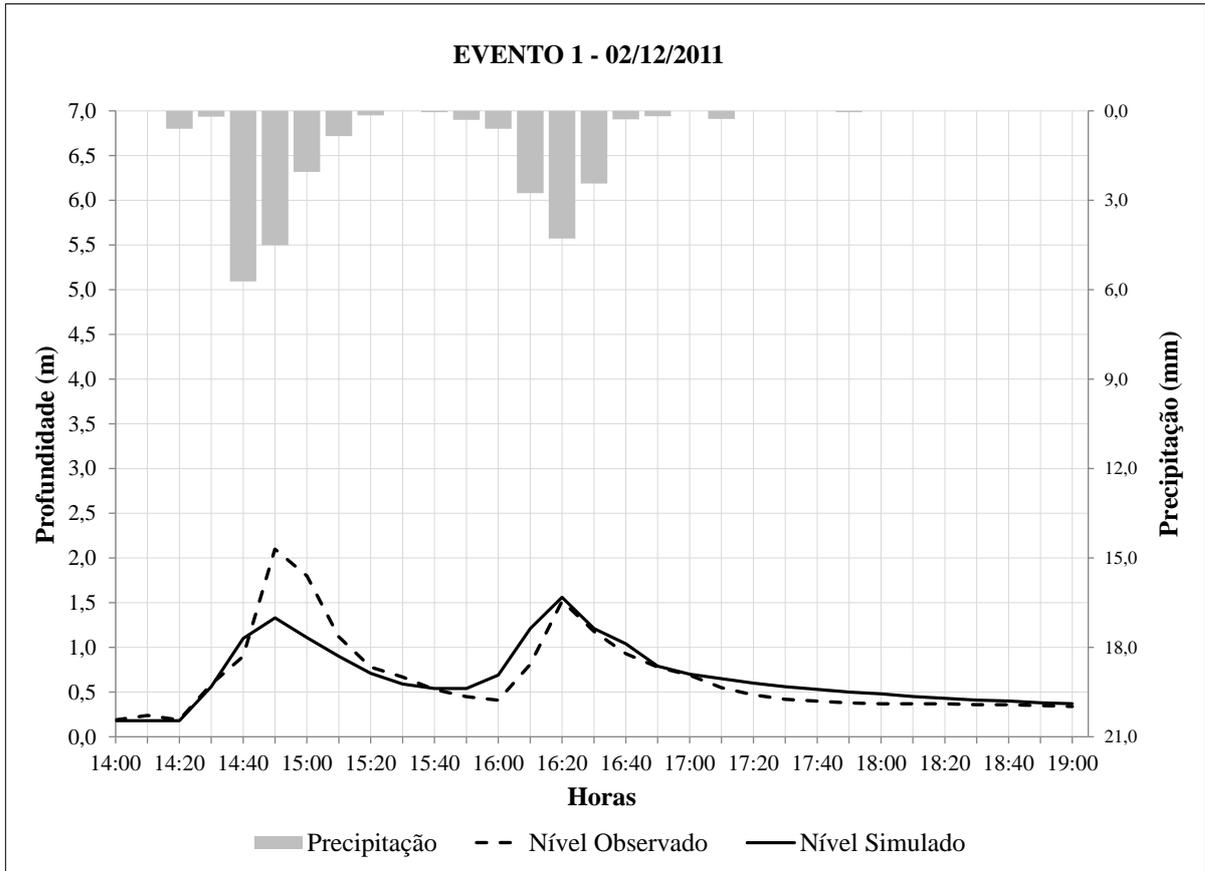


Figura 1: Resultado da Simulação - Evento 1 (02/12/2011) - COE = 0,74

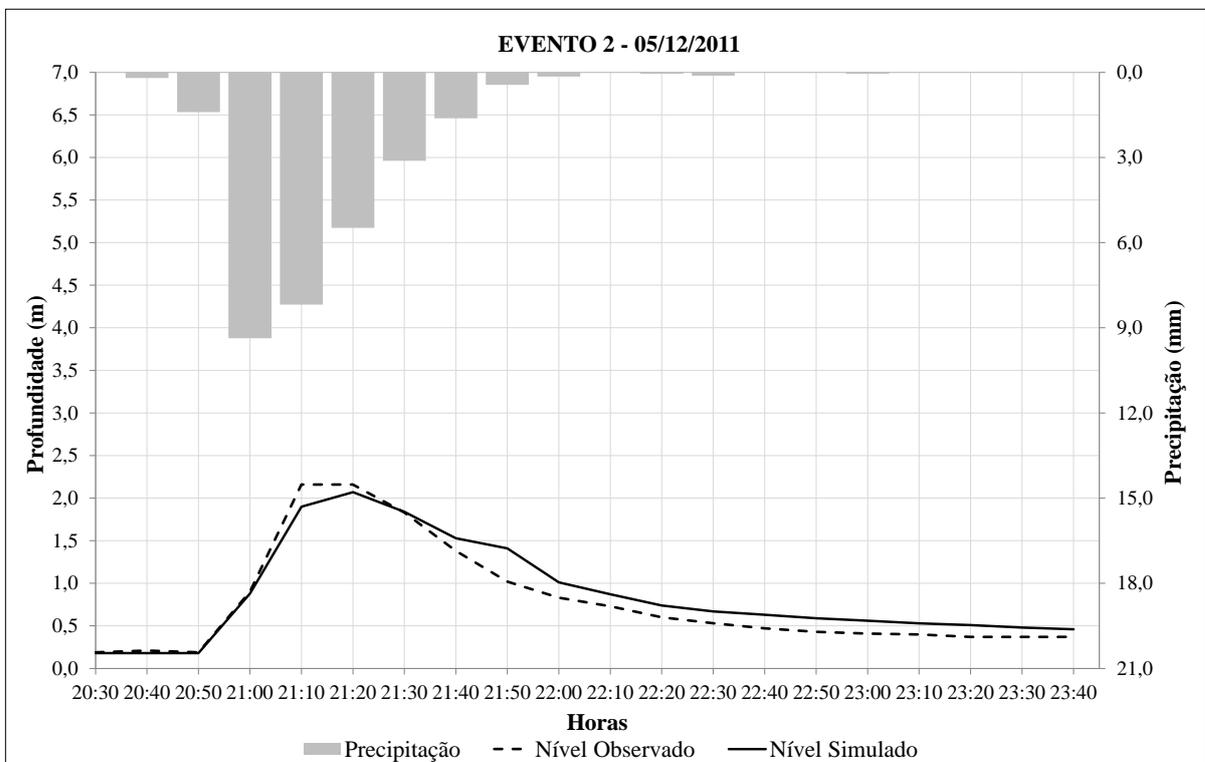


Figura 2: Resultado da Simulação - Evento 2 (05/12/2011) - COE = 0,93

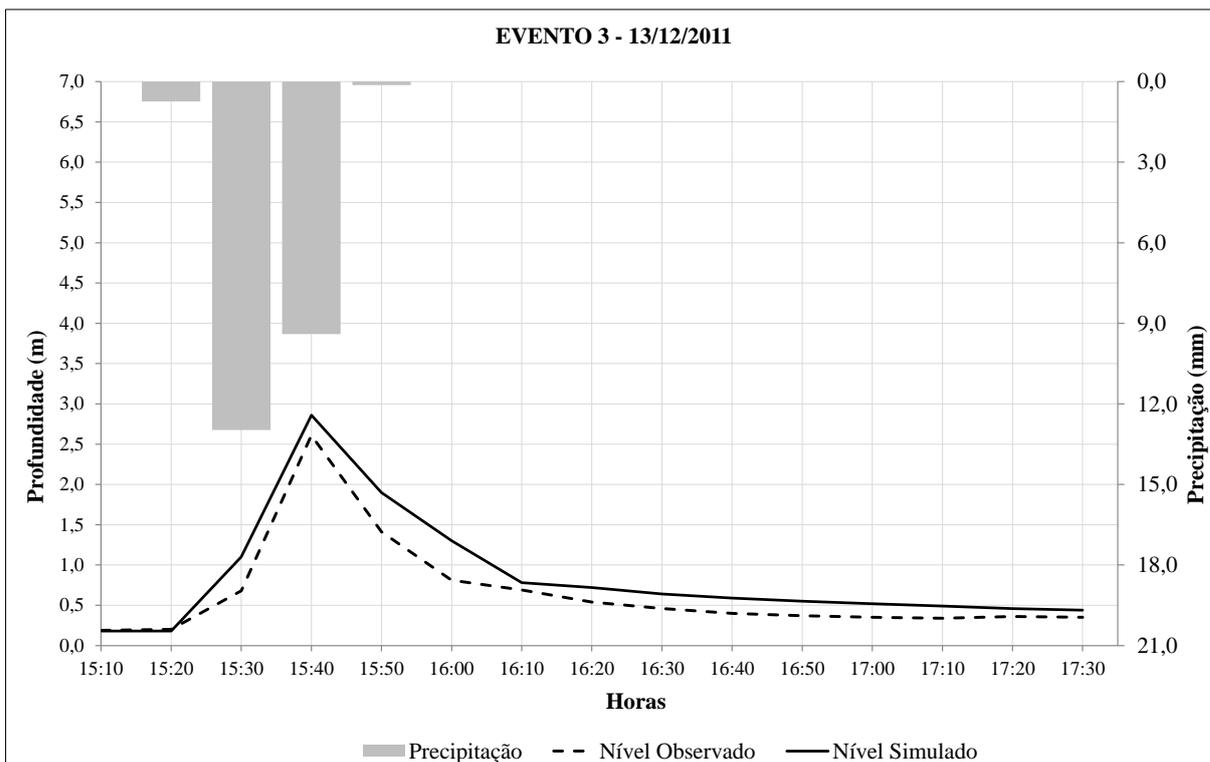


Figura 3: Resultado da Simulação - Evento 3 (13/12/2011) - COE = 0,83

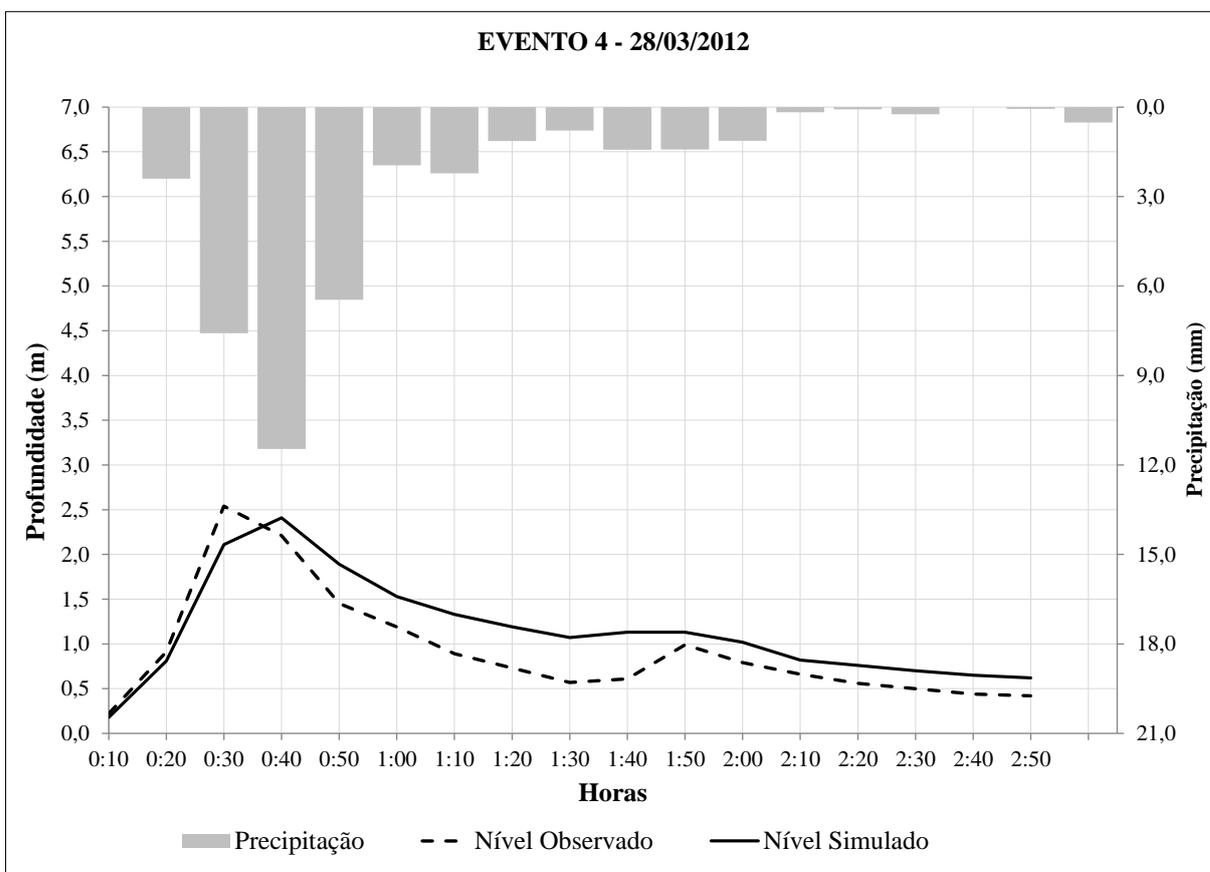


Figura 4: Resultado da Simulação - Evento 4 (28/03/2012) - COE = 0,72

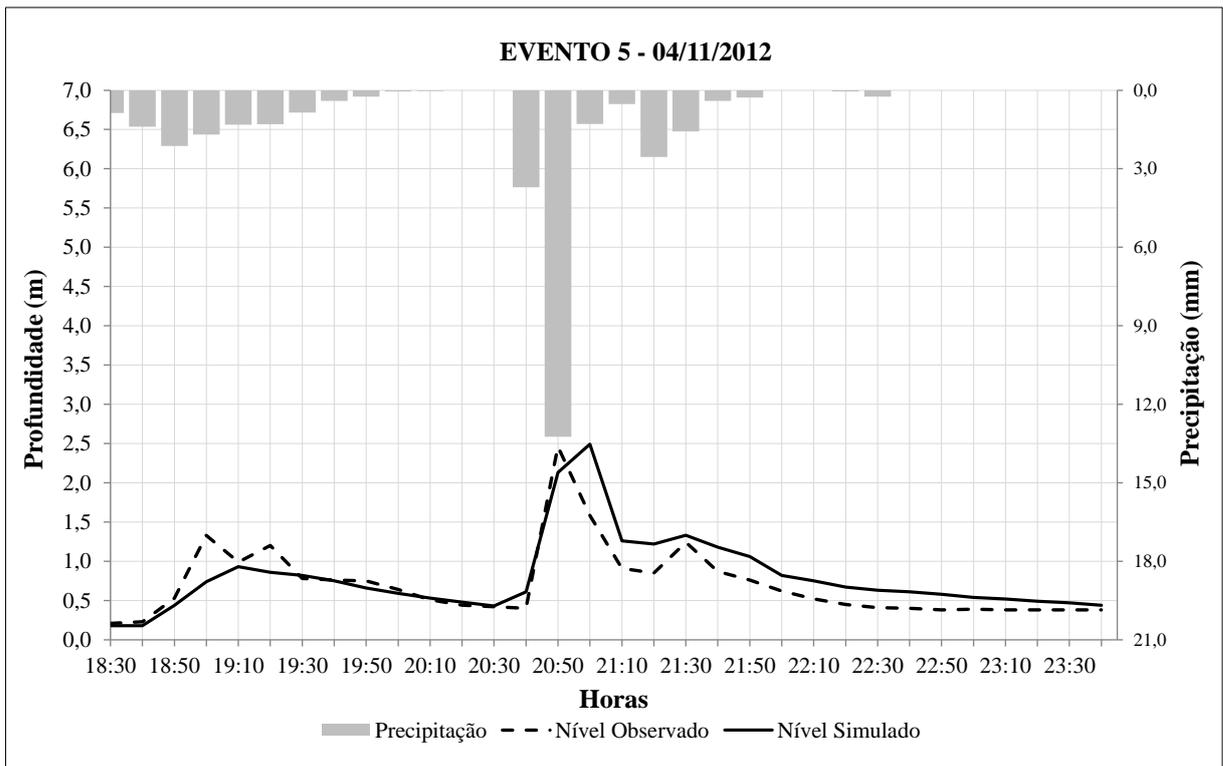


Figura 5: Resultado da Simulação - Evento 5 (04/11/2012) - COE = 0,65

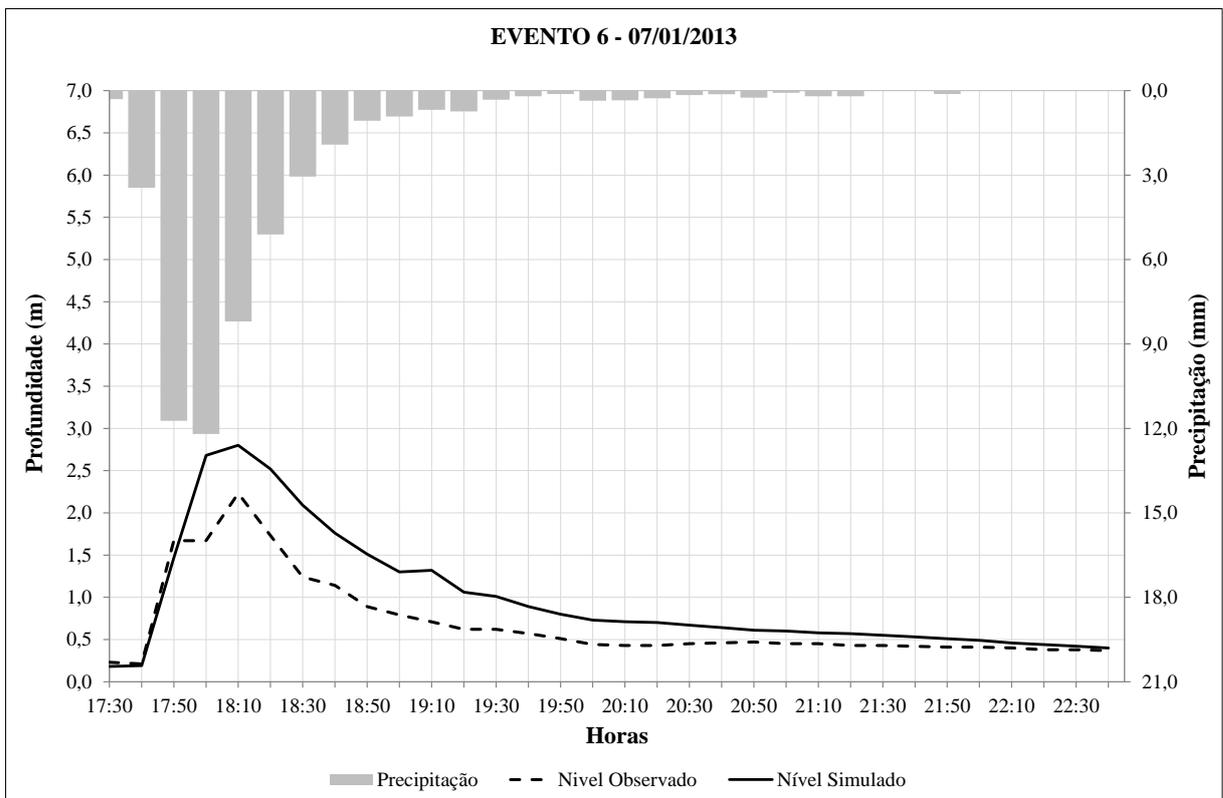


Figura 6: Resultado da Simulação - Evento 6 (07/01/2013) - COE = 0,32

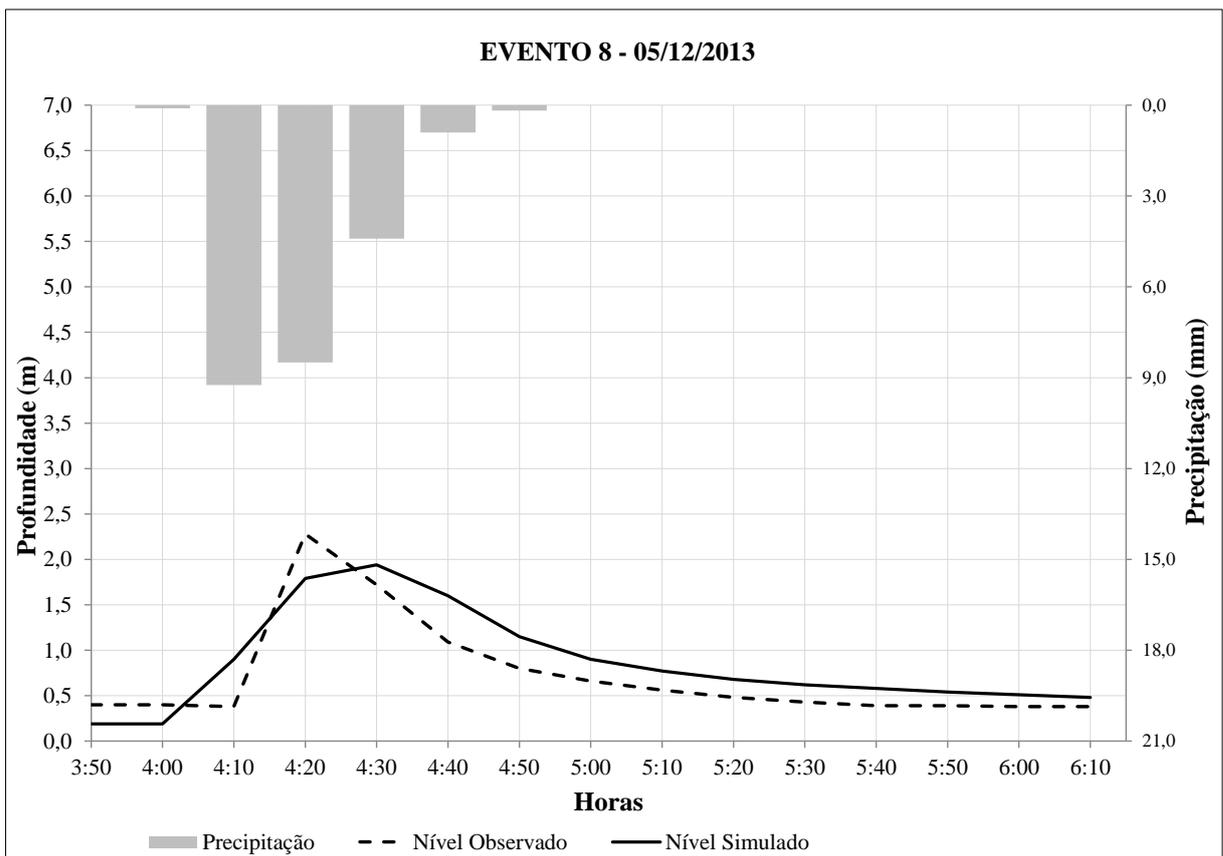


Figura 7: Resultado da Simulação - Evento 8 (05/12/2013) - COE = 0,71

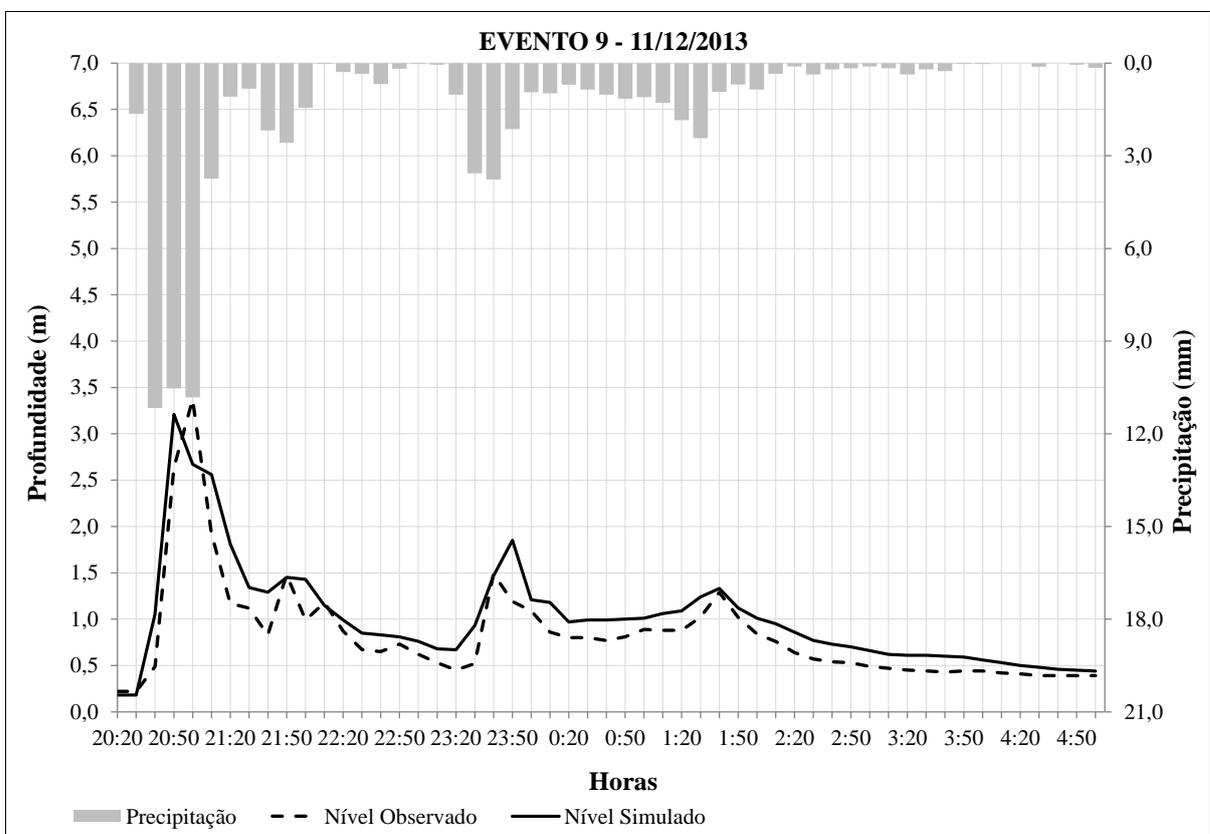


Figura 8: Resultado da Simulação - Evento 9 (11/12/2013) - COE = 0,75

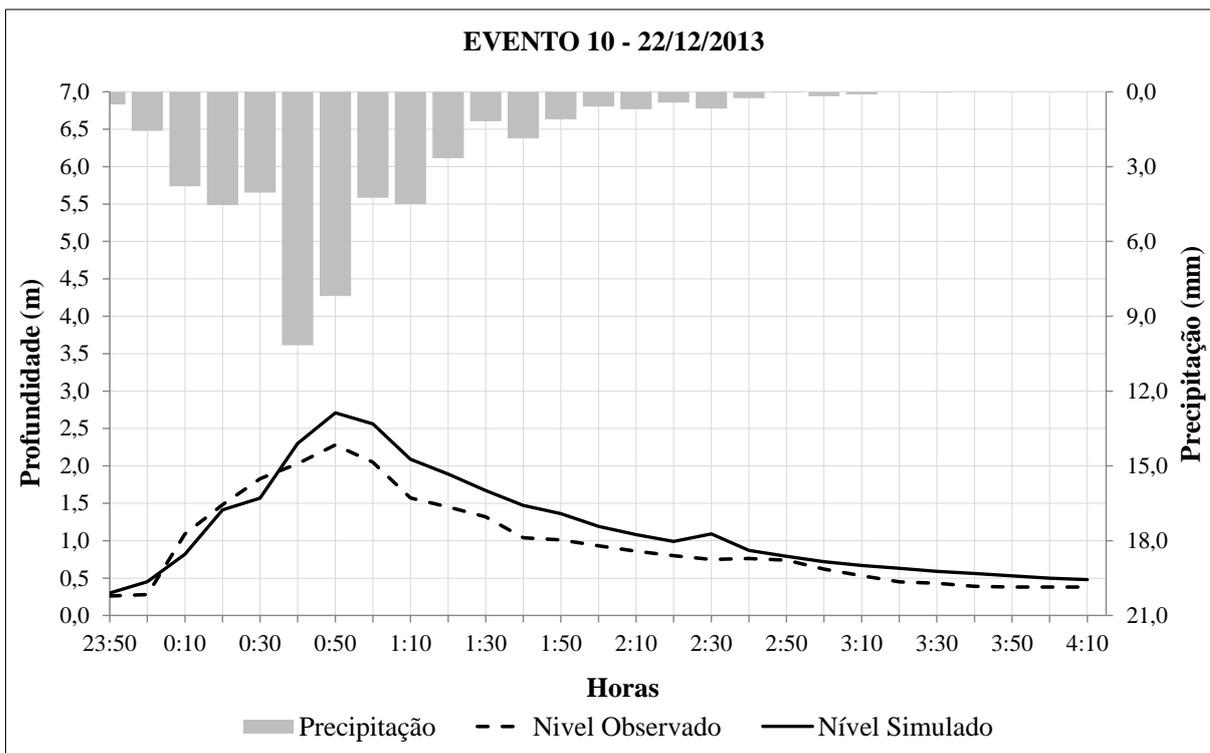


Figura 9: Resultado da Simulação - Evento 10 (12/12/2013) - COE = 0,78

Eventos de Validação - Resultado Gráfico

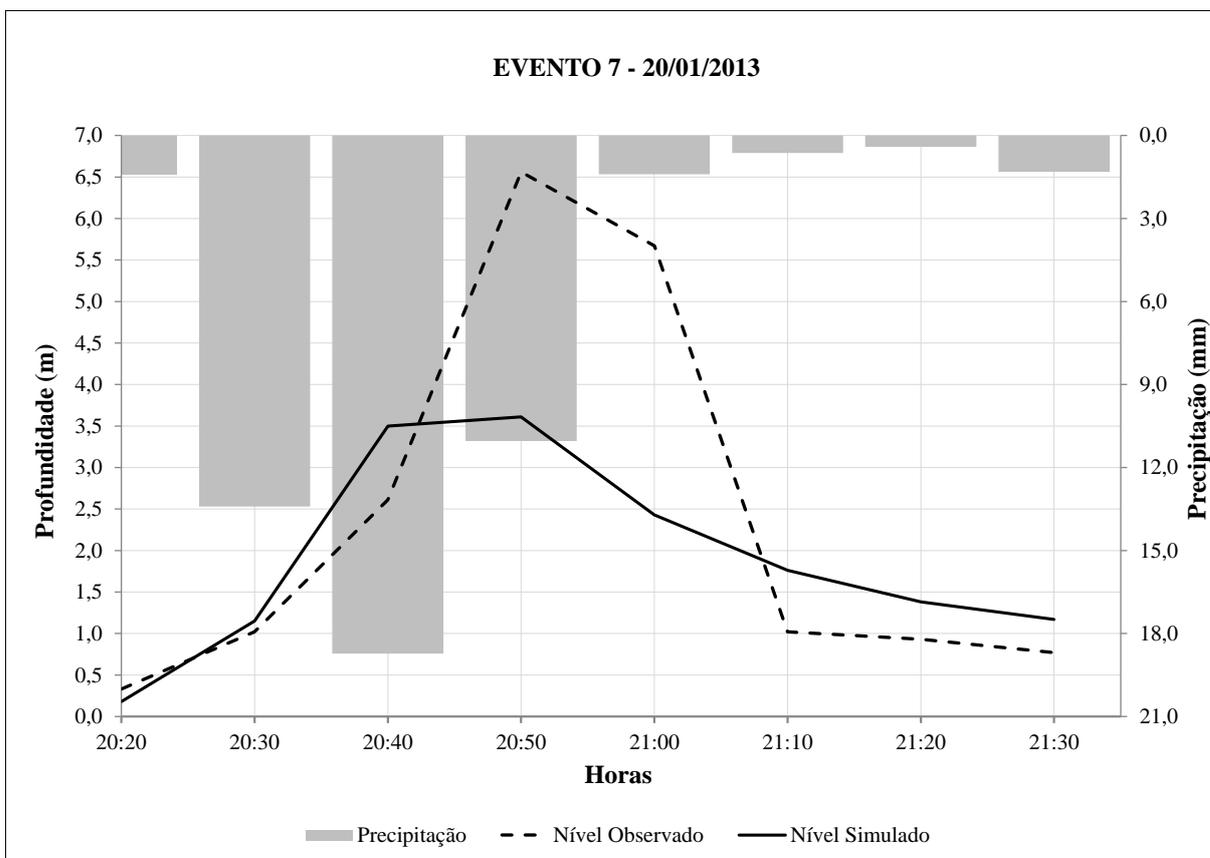


Figura 10: Resultado da Simulação - Evento 7 (20/01/2013) - COE = 0,49

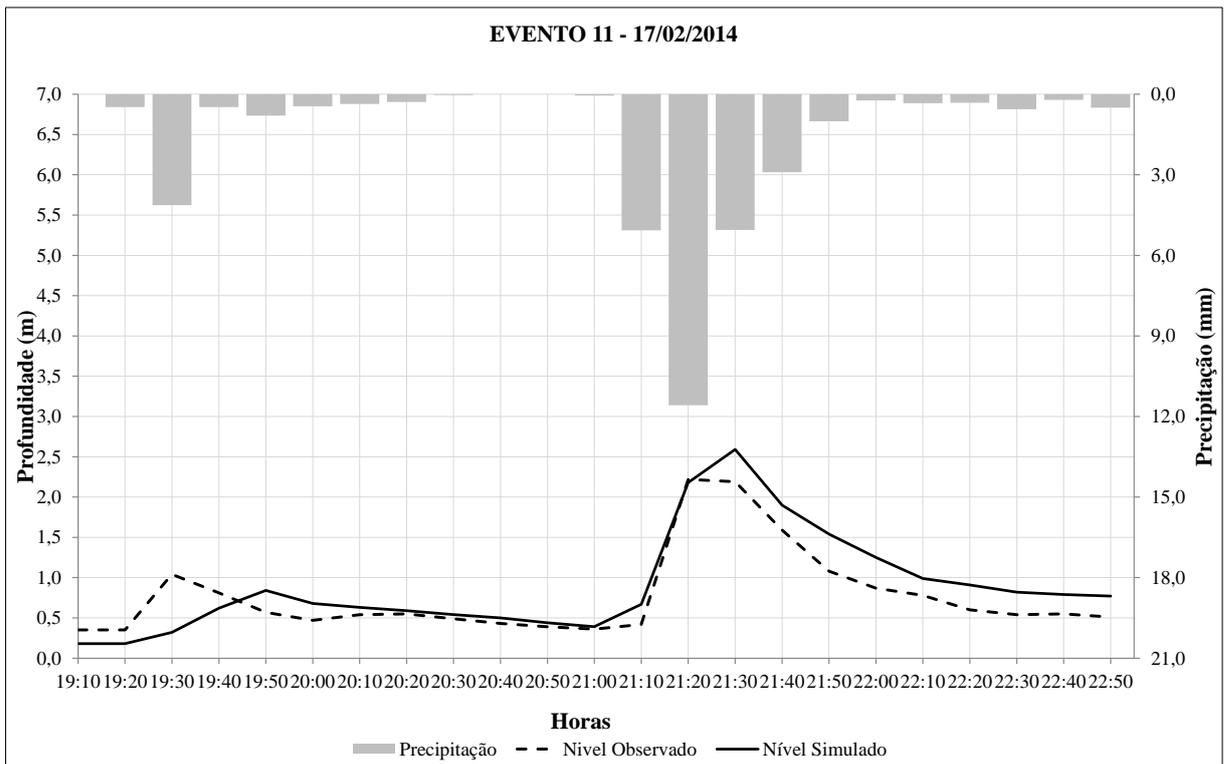


Figura 11: Resultado da Simulação - Evento 11 (17/02/2014) - COE = 0,76

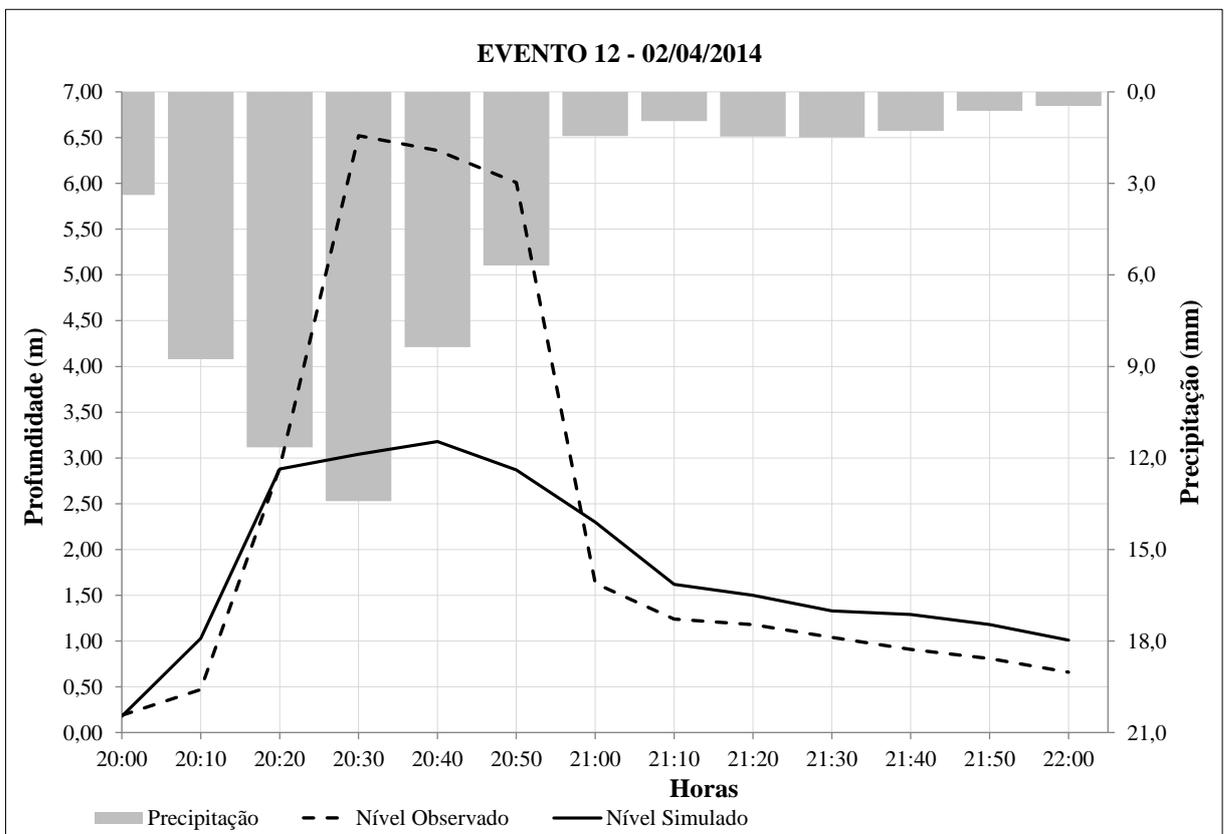


Figura 12: Resultado da Simulação - Evento 12 (02/04/2014) - COE = 0,50

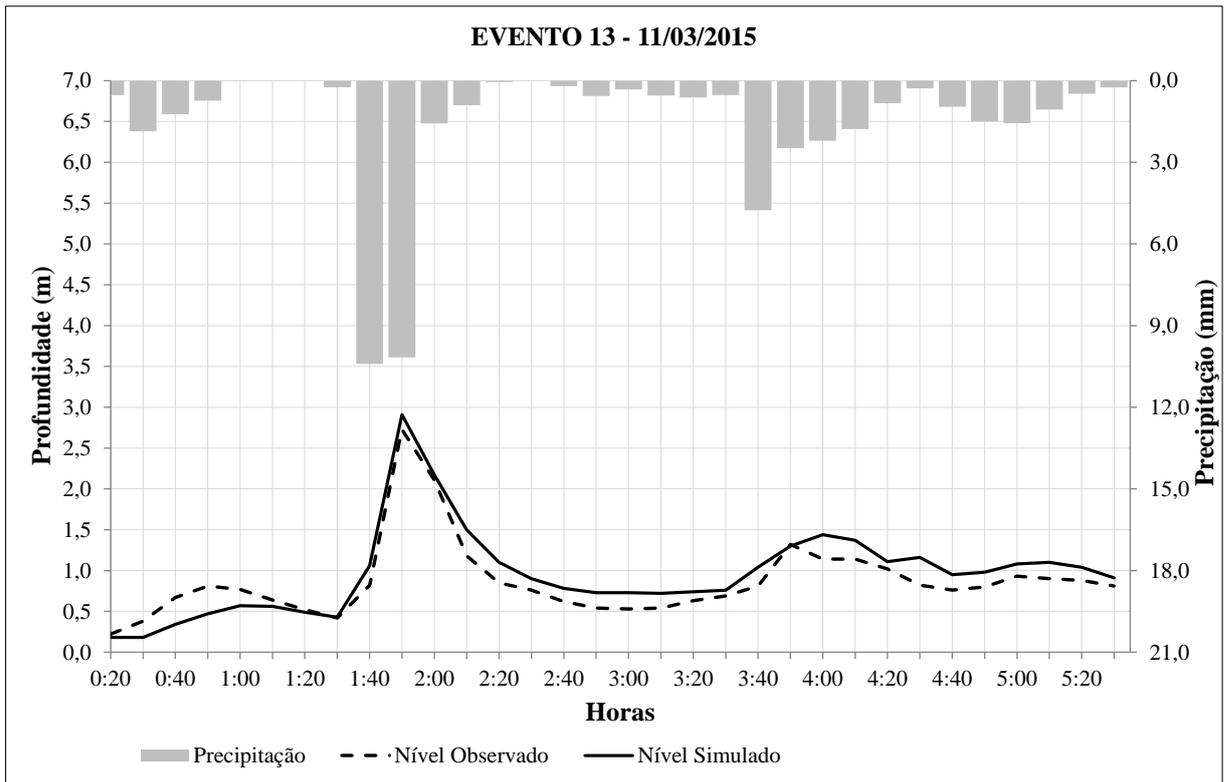


Figura 13: Resultado da Simulação - Evento 13 (11/03/2015) - COE = 0,83

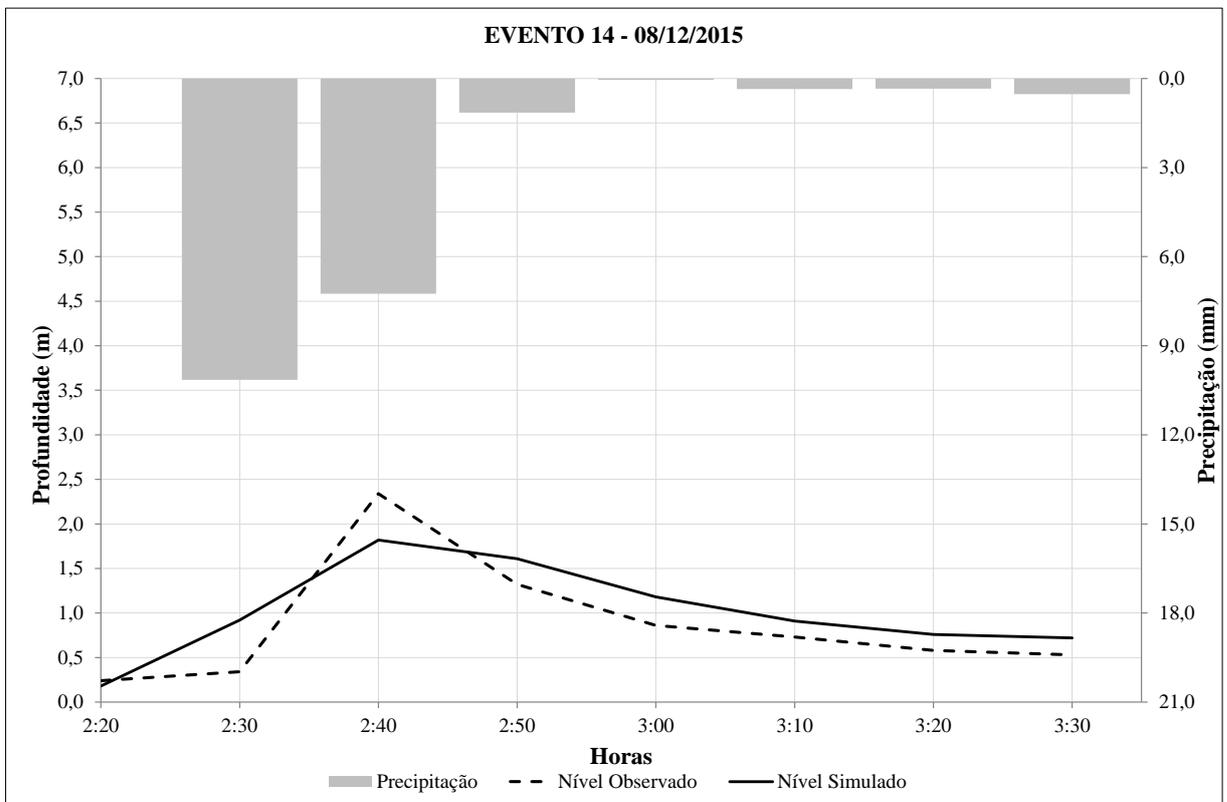


Figura 14: Resultado da Simulação - Evento 14 (08/12/2015) - COE = 0,72

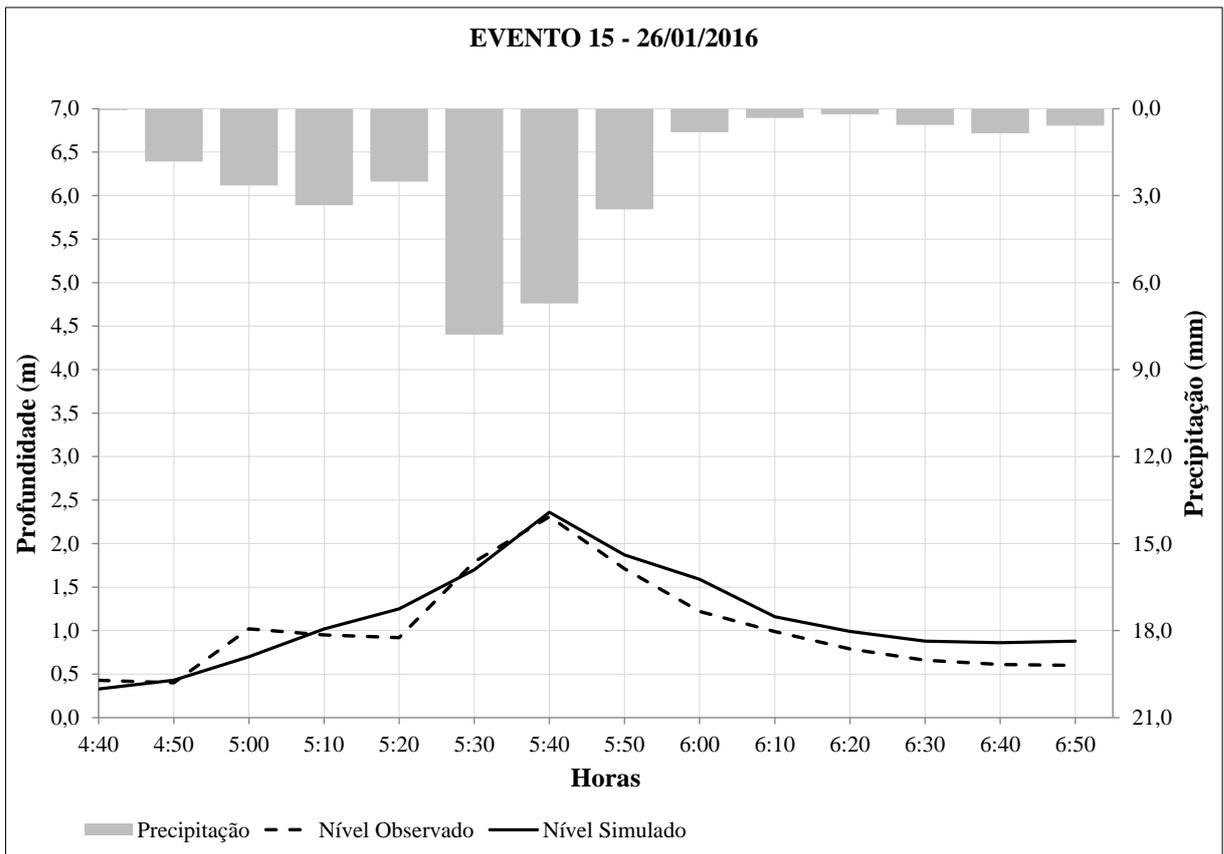


Figura 15: Resultado da Simulação - Evento 15 (26/01/2016) - COE = 0,84

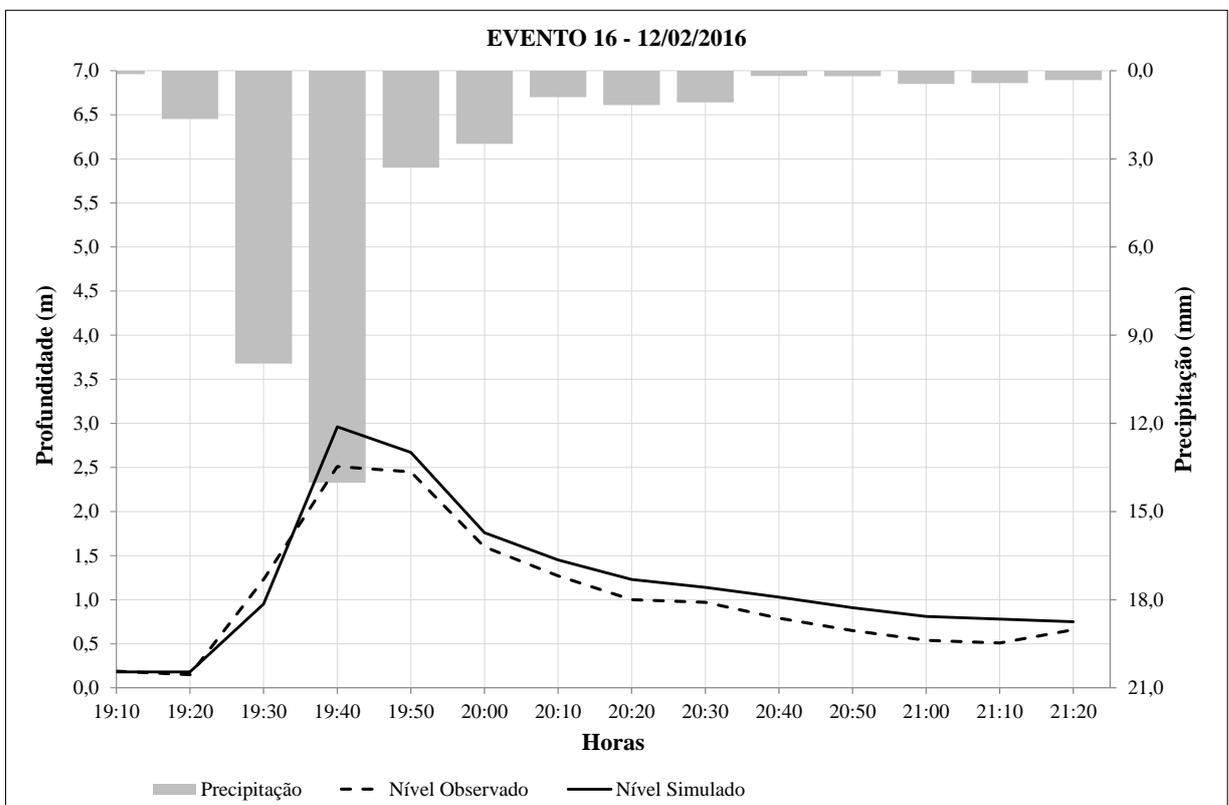


Figura 16: Resultado da Simulação - Evento 16 (12/02/2016) - COE = 0,89

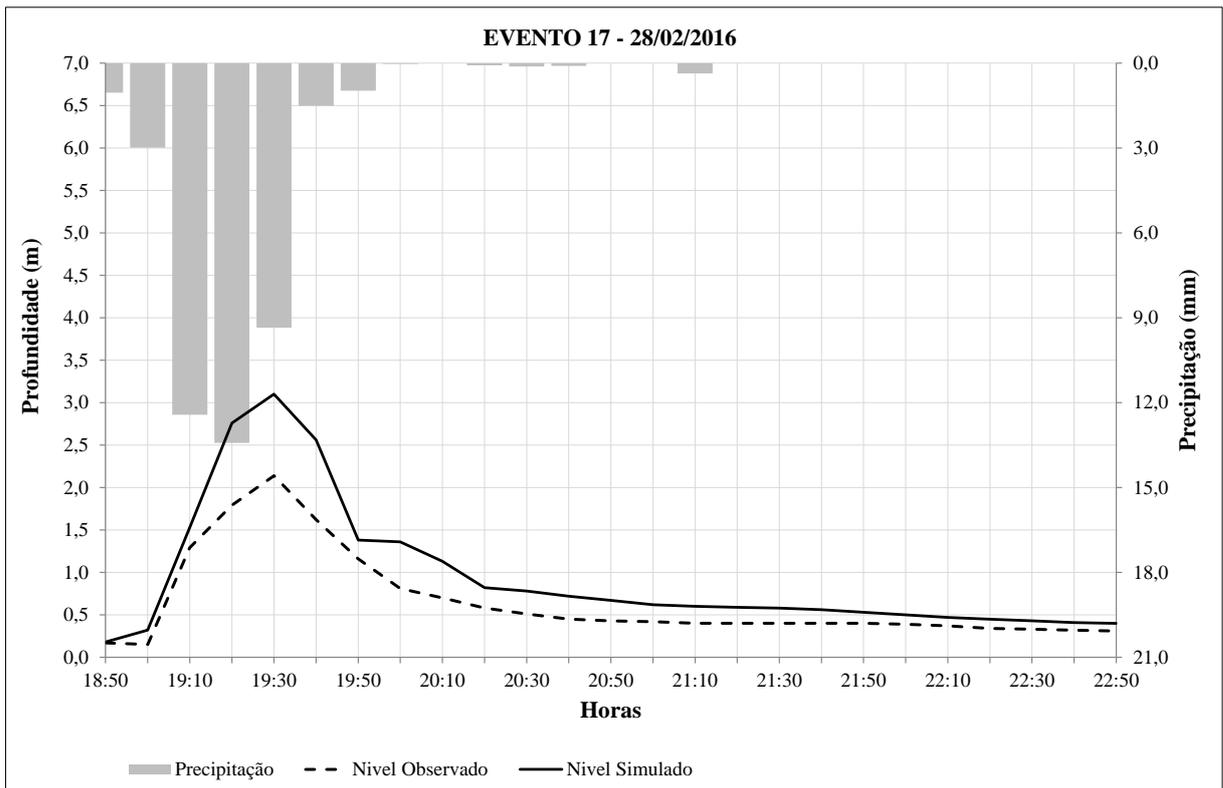


Figura 17: Resultado da Simulação - Evento 17 (28/02/2016) - COE = 0,42

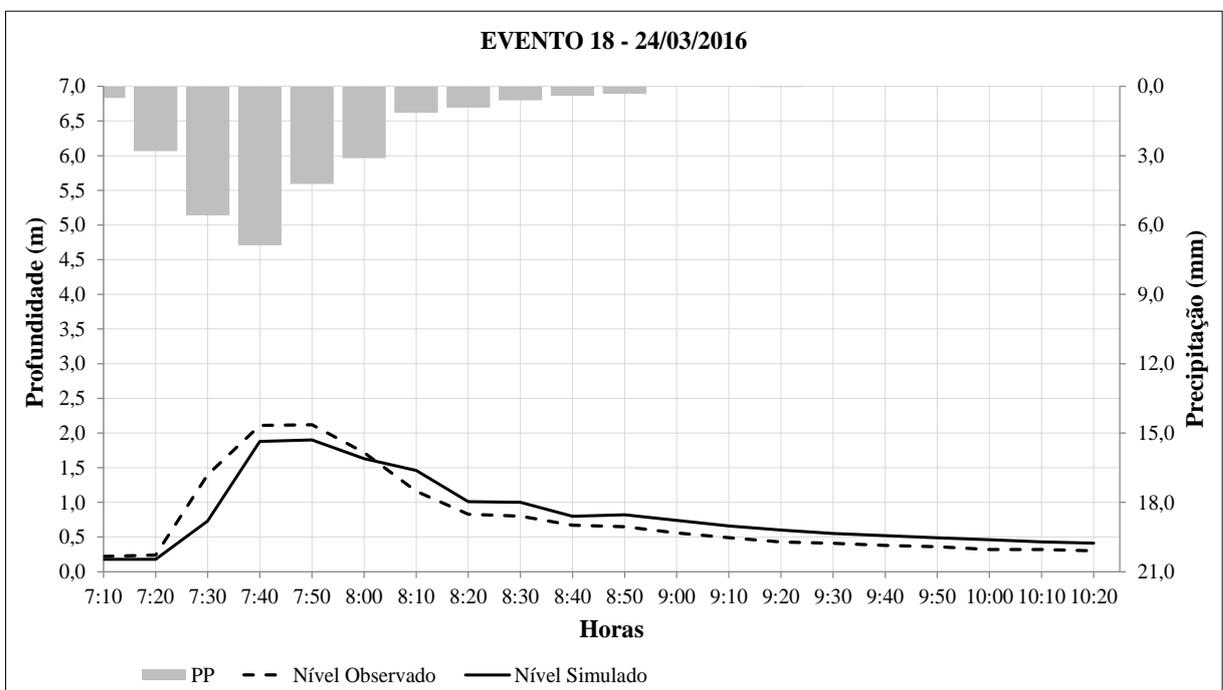


Figura 18: Resultado da Simulação - Evento 18 (24/03/2016) - COE = 0,86