

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
AMBIENTAL**

Hermínio Elias Mulungo

**ESTUDO DE INUNDAÇÃO NA BACIA DO CAMPUS DA UFSC,
FLORIANÓPOLIS-SC**

Florianópolis
2012

Hermínio Elias Mulungo

**ESTUDO DE INUNDAÇÃO NA BACIA DO CAMPUS DA UFSC,
FLORIANÓPOLIS-SC**

Dissertação submetida ao Programa de
Pós-graduação em Engenharia
Ambiental da Universidade Federal de
Santa Catarina para a obtenção do
Grau de mestre em Engenharia Ambiental
Orientadora: Profa. Dra. Cláudia Weber Corseuil
Co-orientador: Prof. Dr. Masato Kobiyama

Florianópolis
2012

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Mulungo, Hermínio Elias

Estudo de inundação na bacia do Campus da UFSC,
Florianópolis-sc [dissertação] / Hermínio Elias Mulungo ;
orientador, Cláudia Weber Corseuil ; co-orientador, Masato
Kobiyama. - Florianópolis, SC, 2012.
163 p. ; 21cm

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Ambiental.

Inclui referências

1. Engenharia Ambiental. 2. Modelagem hidrologia. 3.
HEC-HMS. 4. HEC-RAS. 5. Uso e ocupação do solo. I.
Corseuil, Cláudia Weber. II. Kobiyama, Masato. III.
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Ambiental. IV. Título.

“Estudo de Inundação na Bacia do Campus da UFSC, Florianópolis-SC”

HERMÍNIO ELIAS MULUNGO

Dissertação submetida ao corpo docente do Programa de Pós - Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA AMBIENTAL

na Área de Engenharia Ambiental.

Aprovado por:


Prof. Davide Franco, Dr.


Prof. Cátia Regina S. de Carvalho Pinto, Dr.


Prof. Rutimera Tassi, Dr.


Prof. Claudia Weber Corseuil, Dr.
(Orientadora)


Prof. Flávio Rubens Lapoli, Dr.
(Coordenador)

FLORIANÓPOLIS, SC – BRASIL
JUNHO/2012

AGRADECIMENTOS

A Deus (Allah) pela vida.

Agradeço aos governos de Moçambique e do Brasil, representados pelo Ministério da Ciência e Tecnologia (MCT) e (CNPq) respectivamente, pela oportunidade concedida para prosseguir com a minha formação acadêmica no curso de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da UFSC pela possibilidade de realizar o curso de Mestrado.

À minha orientadora Cláudia Weber Corseuil, pela confiança que me foi dada para realizar esse trabalho, pelo auxílio no desenvolvimento do mesmo e pela amizade.

Ao Professor Masato Kobiyama, pela oportunidade de trabalhar em sua equipe no LABHIDRO, pelos ensinamentos e esclarecimentos e, sobretudo, pela confiança.

Ao Professor Davide Franco, pelo auxílio no entendimento do modelo HEC-RAS, pela disponibilização do espaço físico em que trabalhei durante meses e a todos do Laboratório de Hidráulica Marítima da UFSC, pelo harmonioso ambiente de trabalho.

Ao Professor Cesar Pompêo pelos ensinamentos teóricos na disciplina Informática Aplicada a Drenagem Urbana, fundamentais para o desenvolvimento e análises das praticas contidas na dissertação.

A todos os colegas do LABHIDRO que de uma forma ou outra muito contribuíram para o sucesso deste trabalho, especialmente o Pablo, Pedrinho, Leonardo, Roberto, Gisele, Patrícia, Aline, Gean, Láis, Nadine, Fernando, Albert e Simone.

Aos membros da banca, avaliadores deste trabalho, pelas valiosas contribuições a este estudo.

Ao Instituto de Planejamento de Florianópolis que forneceu banco de dados utilizados nessa pesquisa.

À EPAGRI e ao LABSOLAR pelo fornecimento dos dados de precipitação.

À Família Ramos que durante muito tempo fora a minha família brasileira.

A minha querida namorada Mônica Bruschi pelo carinho, suporte e compreensão nos momentos difíceis.

Aos grandes amigos, Marlon, Felipe, Helder, Thiago, Pickler, Al Capone, Honório, Antonio e Alarico, pela amizade e apoio incondicionais.

A minha família a quem de uma maneira ou de outra devo o que sou.

A todos que de alguma forma contribuíram para a conclusão desse trabalho.

MUITO OBRIGADO!

“Quando Deus criou o mundo e colocou as pessoas, para viverem nele, imagino que raciocinou da seguinte forma: se Eu fizer com que todas as coisas possam ser previstas, estes seres humanos, os quais Eu dotei de bons cérebros, aprenderão sem dúvida a prever tudo e, de agora em diante, não terão motivação para fazer coisa alguma porque reconhecerão que o futuro é totalmente determinado e não pode ser influenciado por qualquer ação humana. Por outro lado, se Eu fizer com que nada possa ser previsto eles irão, gradualmente, descobrir que não há base racional para qualquer que seja a decisão e, como na primeira hipótese, de agora em diante, eles não terão motivação para fazer ou decidir coisa alguma. Nenhum dos dois esquemas faria sentido, Eu devo, portanto, criar uma mistura dos dois, deixando algumas coisas como previsíveis e outras imprevisíveis. Eles então, entre outras coisas, terão a tarefa muito importante de descobrir o que é previsível e o que não é previsível.”

Schumacher, em *Small is Beautiful*

RESUMO

Nos últimos anos muitas cidades brasileiras têm passado por um processo acelerado de mudanças no seu sistema urbano, caracterizado por um crescimento populacional em ritmo mais acentuado do que o da população rural, devido às precárias condições no campo e oportunidades de empregos na indústria, no comércio e nos serviços. Esse processo faz parte da urbanização e, muitas vezes, tem sido realizado de maneira desordenada, sem implementação de um sistema de planejamento de bacias hidrográficas, o que origina inúmeros problemas socioambientais intimamente ligados às inundações. Para prever os efeitos de urbanização e avaliar formas de intervenção no sistema de drenagem urbana, a modelagem hidrológica tem se mostrado como a ferramenta mais adequada. Nesse contexto, o presente estudo analisou as inundações da bacia hidrográfica do Campus da UFSC, por meio dos modelos HEC-HMS e HEC-RAS. A utilização do modelo HEC-HMS tem por objetivo a determinação da vazão a partir de dados pluviométricos para diferentes períodos de retorno. Já o uso do modelo HEC-RAS visa determinar a cota do nível d'água (cota de inundação) para as diversas vazões obtidas no modelo HEC-HMS. Os resultados mostram um bom ajuste entre os hidrogramas observados e simulados na exutória da bacia, um índice de NASH de 0,936 na calibração e 0,902 na validação. Já para o coeficiente de determinação foi obtido 0,966 na calibração e 0,957 na validação, permitindo avaliar a vazão do rio na bacia de estudo. Na simulação de cenários, no período entre 1998 e 2007, houve um aumento na vazão de pico de 27% e no volume escoado foi de 26%. Isto foi devido às mudanças de uso e ocupação do solo, principalmente em função do aumento da taxa de áreas construídas de 15%. Já na simulação com o modelo HEC-RAS foi verificado que no cenário de 1998, uma ponte localizada no canal principal da área de estudo, apresentou condições favoráveis quanto à capacidade máxima de escoamento sem transbordamento, quando comparado com o cenário de 2007. Este último apresentou excelente capacidade máxima de escoamento de vazão para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos, sem capacidade de vazão para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

Palavras-chave: Modelagem hidrologia, HEC-HMS, HEC-RAS, Uso e ocupação do solo.

ABSTRACT

In recent years many Brazilian cities have undergone an accelerated process of change in its urban system, characterized by population growth in a higher rate than the rural one due to poor field conditions and low employment opportunities in industry, commerce and services. This process is a part of urbanization and has often been disorderly conducted without implementation of a watershed planning, which leads to numerous socio-environmental problems closely linked to floods. To predict the hydrological effects of urbanization and to evaluate interventions in the urban drainage system, the hydrological modeling has proven to be the most appropriate tool. In this context, the present study used the models HEC-HMS and HEC-HAS to analyze flood in the UFSC Campus basin. The HEC-HMS aims at determining the discharge from rainfall data for different return periods. The HEC-RAS is used to determine the water level (flood elevation) for different discharge rates obtained from HEC-HMS. The results show a good fitting between the observed and simulated hydrographs at the outlet of the basin, where the values of the NASH were 0.936 and 0.902 for calibration and validation, respectively. The values of the mean square error were 0.966 and 0.957 for calibration and validation, respectively. In the scenario simulation between 1998 and 2007, there was an increase in peak discharge rate of 27% and the volume in 26%. It is due to land use change, mainly the increasing rate of 15% of construction areas. In the simulation with HEC-RAS, it was verified that in the scenario of 1998, a bridge located in the main channel of the study area, had favorite conditions for the discharge capacity without overland flow, when compared with the 2007 scenario. The latter showed excellent flow capacity only for the return periods of 2, 5 and 10 years, however insufficient capacity for the return periods of 25, 50 and 100 years.

Keywords: Hydrological modeling, HEC-HMS, HEC-RAS, land use and occupation.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	viii
ABSTRACT.....	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xiii
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xvii
LISTA DE ABREVIATURAS	xix
1 INTRODUÇÃO.....	21
2 OBJETIVOS.....	23
2.1 OBJETIVO GERAL	23
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	23
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
3.1 INUNDAÇÃO	24
3.2 MODELAGEM MATEMÁTICA.....	28
3.2.1 <i>Sistemas de Informação Geográfica</i>	30
3.3 HEC-HMS.....	31
3.3.1 <i>Descrição do modelo HEC-HMS</i>	31
3.3.2 <i>Métodos para simulação do processo chuva-vazão</i>	35
3.4 HEC-RAS	40
3.4.1 <i>Descrição do modelo HEC-RAS</i>	40
3.4.2 <i>Cálculo de perdas de carga</i>	41
3.4.3 <i>Subdivisão das seções transversais para o cálculo da capacidade de escoamento (Conveyance)</i>	42
3.4.4 <i>Cálculo de coeficiente de correção da energia cinética</i>	43
3.4.5 <i>Avaliação da perda de carga por fricção</i>	43
3.5 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO.....	45
3.6 ESTUDOS DE INUNDAÇÃO EM BACIAS URBANAS UTILIZANDO HEC-HMS E HEC-RAS	47
4 ÁREA DE ESTUDO	50
4.1.1 <i>A influência da bacia Campus da UFSC sobre o Manguezal do Itacorubi</i>	57
5 MATERIAS E MÉTODOS	59

5.1	FLUXOGRAMA METODOLÓGICO	59
5.2	MATERIAIS	60
5.2.1	<i>Dados dos registros históricos</i>	60
5.2.2	<i>Dados topográficos</i>	63
5.2.3	<i>Dados monitorados</i>	64
5.2.4	<i>Dados calculados</i>	67
5.2.5	<i>Dados cartográficos</i>	67
5.2.6	<i>Programas computacionais</i>	68
5.3	METODOLOGIA	69
5.3.1	<i>Geração do Modelo Numérico de Terreno</i>	69
5.3.2	<i>Mapeamento das áreas inundadas em Dezembro de 1995...</i>	69
5.3.3	<i>Uso e ocupação do solo</i>	70
5.3.4	<i>Chuva de Projeto</i>	71
5.4	MODELO HEC-HMS	73
5.4.1	<i>Aplicação do modelo HEC-HMS</i>	73
5.4.2	<i>Determinação de parâmetros de entrada do Modelo HEC-HMS.</i>	74
5.5	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO HEC-HMS	81
5.6	MODELO HEC-RAS	83
5.6.1	<i>Aplicação do modelo HEC-RAS</i>	83
5.6.2	<i>Calibração do Modelo HEC-RAS</i>	89
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
6.1	HISTÓRICO DE OCORRÊNCIA DE INUNDAÇÃO	91
6.2	USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	102
6.3	CURVA NÚMERO	106
6.4	ESTIMATIVAS DE VAZÃO COM HEC-HMS NAS ETAPAS DE CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO	109
6.4.1	<i>Calibração e validação do modelo HEC-HMS</i>	109
6.4.2	<i>Estimativas de vazão</i>	115
6.5	SIMULAÇÃO HIDRÁULICA.....	121
6.5.1	<i>Calibração do modelo HEC-RAS</i>	121
6.5.2	<i>Perfil longitudinal simulado</i>	124
6.5.3	<i>Perfil transversal da seção Ponte na Rua Delfino Conti ...</i>	127
6.5.4	<i>Manchas de Inundação na bacia do Campus da UFSC</i>	134

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143
ANEXO A: Hietograma para período de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100anos.....	155
ANEXO B: Fotografias da bacia do campus da UFSC referentes a inundação de 23 a 25 de dezembro de 1995.....	158
ANEXO C: Fotografias da bacia do Campus da UFSC relativos ao processo de urbanização.....	162

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Perfil esquemático do processo de enchente e inundação.....	24
Figura 3.2: Processos de Modelagem Hidrologia.	29
Figura 3.3: Fluxograma dos processos e cálculos envolvidos na simulação hidrológica utilizando o HEC-HMS.....	33
Figura 3.4: Fluxograma dos processos e cálculos envolvidos na simulação hidrológica utilizando o HEC-HMS.....	34
Figura 3.5: Representação dos termos da Equação da Energia (o 1 e 2 são seções transversais de jusante e montante, respectivamente).....	41
Figura 3.6: Método adotado pelo HEC-RAS para a Subdivisão Padrão.	42
Figura 3.7: Esquema do processo de calibração.....	46
Figura 4.1: Localização da bacia do Campus da UFSC e do Itacorubi.	51
Figura 4.2: Precipitação anual e média anual entre 1969 e 2010.	52
Figura 4.3: Mapa altimétrico da bacia do Campus da UFSC.	53
Figura 4.4 Fotografia da fazenda Assis Brasil antes da construção da UFSC em 1960.....	55
Figura 4.5: Fotografia do campus da UFSC na década de 1970.	56
Figura 5.1: Fluxograma metodológico.	59
Figura 5.2: Localização dos pontos levantados em campo com DGPS.	62
Figura 5.3 Relação cota-vazão da estação fluviométrica da bacia do Campus da UFSC.....	65
Figura 5.4: Localização das estações pluviométrica e fluviométrica.	66
Figura 5.5: Fluxograma metodológico para estimativa de vazão no HEC-HMS.....	74
Figura 5.6: Bacia do campus da UFSC com respectivas sub-bacias e trechos utilizados para simulações no HEC-HMS.....	76
Figura 5.7: localização do trecho do rio de Meio.....	83
Figura 5.8: Fluxograma metodológico para estimativa de níveis de inundação e áreas inundáveis.	84
Figura 5.9: Perfil longitudinal simulado do Trecho do rio do Meio onde: (1) ponte da rua Deslfino Conti, (2) ponte entre reitoria e CTC, (3) ponte da rua Eng. Agrônomo Andrey Cristian Ferreira e ponte entre AGECOM e CDS.	87
Figura 6.1: Chuva mensal em 1981 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.....	92
Figura 6.2: Chuva diária para o mês de março de 1981.	92

Figura 6.3: Chuva mensal em 1983 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.....	93
Figura 6.4: Chuva diária para o mês de janeiro de 1983.....	93
Figura 6.5: registro do pluviômetro relativo ao dia 15 de novembro de 1991.....	94
Figura 6.6: Chuva mensal em 1991 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.....	94
Figura 6.7: Chuva diária de novembro de 1991.....	95
Figura 6.8: Chuva mensal em 1995 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.....	95
Figura 6.9: Chuva diária de dezembro de 1995.....	96
Figura 6.10: Mancha da área inundada em 1995.....	97
Figura 6.11: Fotografia da inundação de dezembro de 1995, (a) laboratório da Mecânica, (b) entre Reitoria e Laboratório da Mecânica, (c) e (d) Ponte Rua Delfino Conti, (e) CTC e (f) Hospital Universitário.....	98
Figura 6.12: Chuva mensal em 2008 e chuva média mensal para período de 1969 a 2010.....	99
Figura 6.13: Chuva diária de janeiro de 2008.....	99
Figura 6.14: Rio do Meio confluência com rio carvoeira no momento de ocorrência do evento de chuva no dia 13/12/2011.....	101
Figura 6.15: Chuva horária observada entre 14h00min e 15h00min no dia 13/12/2011.....	101
Figura 6.16: Uso e ocupação do solo da bacia do Campus da UFSC- 1998.....	104
Figura 6.17: Uso e ocupação do solo da bacia do Campus da UFSC -2007.....	105
Figura 6.18: Valores de CN para o cenário de 1998.....	107
Figura 6.19: Valores de CN para o cenário de 2007.....	108
Figura 6.20: Hietograma e hidrogramas observado e simulado obtidos na etapa de calibração.....	112
Figura 6.21: Diagrama de dispersão: vazão observada e simulada obtido na etapa de calibração.....	112
Figura 6.22: Hietograma e hidrogramas observado e simulado obtidos na etapa de validação.....	113
Figura 6.23: Diagrama de dispersão: vazão observada e simulada obtido na etapa de validação.....	113

Figura 6.24: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 2anos.....	115
Figura 6.25: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 5 anos.....	116
Figura 6.26: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 10 anos.....	116
Figura 6.27: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 25 anos.....	117
Figura 6.28: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 50 anos.....	117
Figura 6.29: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 100 anos.....	118
Figura 6.30 Análise comparativa de hidrogramas.....	120
Figura 6.31: Mancha de inundação observada(MO) e simulada (MS), para 1995, na fase de calibração do HEC-RAS.	123
Figura 6.32: Perfil longitudinal simulado para cenário de 2007, (NA) Nível de água, (Tr) período de retorno, (a) 89,7838;	125
Figura 6.33: Perfil longitudinal simulado para cenário de 1998.	126
Figura 6.34: Ponte Rua Delfino Conti, lado (a) montante e (b) jusante. ...	128
Figura 6.35: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 2007.....	130
Figura 6.36: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 1998.....	130
Figura 6.37: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 2007.....	132
Figura 6.38: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 1998.....	132
Figura 6.39: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 2 anos..	135
Figura 6.40: Área de inundada para o período de retorno (tr) de 5 anos...	136
Figura 6.41: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 10 anos	137
Figura 6.42: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 25 anos	138
Figura 6.43: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 50 anos	139
Figura 6.44: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 100 anos	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1: Datas de ocorrência das inundações na bacia do campus da UFSC no período entre 1980 e 2011.	60
Tabela 5.2: Cotas altimétricas, altura do nível da água e as coordenadas geodésicas dos pontos levantados em campo com DGPS.....	63
Tabela 5.3: Estações pluviométricas e fluviométrica utilizadas no estudo..	67
Tabela 5.4: Características das sub-bacias da bacia do Campus da UFSC..	77
Tabela 5.5: Descrição dos grupos hidrológicos dos solos.	79
Tabela 5.6: Valores iniciais dos parâmetros utilizados para a calibração do HEC-HMS.....	81
Tabela 5.7: Valores do coeficiente de rugosidade adotados para o estudo..	90
Tabela 6.1: Datas de ocorrência de inundações na bacia do Campus da UFSC, número de dias de chuva, chuva acumulada, média e dos 5 dias anteriores.	91
Tabela 6.2: Uso e ocupação do solo, em área e porcentagem, na bacia do Campus da UFSC, nos anos de 1998 e 2007.....	103
Tabela 6.3: Valores de CN por Sub-bacias.....	106
Tabela 6.4: Valores calibrados dos parâmetros para os dois eventos.	109
Tabela 6.5: Resultado da função-objetivo.	110
Tabela 6.6: Chuva de projeto, vazão de pico e volume escoado obtido na simulação.....	118
Tabela 6.7: Vazão de pico e nível de água simulado para 1998 e 2007.	129
Tabela 6.8: Vazão de pico e nível de água simulado para 1998 e 2007.	131
Tabela 6.9: Variação do nível simulado no cenário 1 e 2.....	133
Tabela 6.10: Áreas inundadas por sub-bacias	134

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
\bar{Q}_c	Médias aritméticas das vazões para o canal
\bar{Q}_d	Médias aritméticas das vazões para a margem direita
\bar{Q}_e	Médias aritméticas das vazões para a margem esquerda
\bar{Q}_{obs}	Média das vazões observadas
\bar{S}_f	Declividade da linha de energia
h_e	Perda de carga
$Q_{obs}(t)$	Vazão observada
A_c	Áreas de fluxo para o canal principal
A_d	Áreas de fluxo para margem direita
A_e	Áreas de fluxo para margem esquerda
A_t	Área total do fluxo na seção transversal
A_τ	Área de contribuição da bacia no tempo
C_0, C_1 e C_2	Coefficientes do método Muskingum
C_A e C_B	Coefficientes de propagação
I_a	Abstração inicial
L_c	Comprimentos da seção transversais no canal
L_d	Comprimentos da seção transversais na margem direita
L_e	Comprimentos da seção transversais na margem esquerda
P_e	Precipitação excedente
Q_o	Vazão inicial
$Q_{sim}(t)$	Vazão calculada
R^2	Coefficiente de determinação
$S_{máx}$	Armazenamento máximo de água na bacia
S_o	Declividade do fundo do canal
V_i	Velocidade média para a sub-área
Z_{GPS}	Cota altimétrica determinada com GPS
Z_{Trena}	Altura de marca de inundação
$Z_{inundado}$	Cota atingida pela inundação
q_c	Capacidade de vazão do canal
q_d	Capacidade de vazão da margem direita
q_e	Capacidade de vazão da margem esquerda
q_i	Capacidade de vazão de cada subseção
$q_{obs}(pico)$	Vazão de pico observada.
$q_{sim}(pico)$	Vazão de pico simulada
q_t	Capacidade da vazão da seção transversal

t_c	Tempo de concentração
$\Delta s/\Delta t$	Volume armazenado no tempo
Δt	Diferença entre o tempo de vazão de entrada e de saída.
N	Número de observações
A	Área total da bacia
AI	Área inundada
C	Coefficiente de perda de carga por expansão e contração
CN	Curva Número
$CN(I)$	As chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm
$CN(II)$	As chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40 mm
$CN(III)$	As chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm
EPP	Erro Percentual nos Picos
F	Constante de decaimento exponencial
I	Vazão de entrada
K	Tempo médio de trânsito da onda
L	Distância ponderada entre duas seções
$NASH$	Índice de eficiência de Nash-Sutcliffe
O	Vazão de saída
P	Precipitação total
P	Perímetro
Q	Vazão
R	Coefficiente de armazenamento
Rh	Raio hidráulico
S	Volume armazenado
T	Período de retorno
V	Velocidade média
X	Fator de ponderação das vazões
Z	Elevação do fundo do canal
c	Calha principal
d	Direita
e	Esquerda
g	Aceleração de gravidade
i	Intensidade da chuva
n	Coefficiente de Manning
t	Índice temporal
α	Coefficiente de correção da energia cinética
τ	Duração da precipitação

LISTA DE ABREVIATURAS

AGECOM	Agência de Comunicação da UFSC
CN	Curve Number (Curva Número)
CTC	Centro Tecnológico
ENS	Engenharia Sanitária e Ambiental
EPAGRI\ CIRAM	Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural do Estado de Santa Catarina e Centro de Informação e Agrometeorologia
ESRI	<i>Environmental Systems Research Institute</i>
GPS	<i>Global Positioning System</i>
HEC	<i>Hydrologic Engineering Center</i>
HEC-GeoHMS	<i>Geospatial Hydrologic Modeling Extension</i>
HEC-GeoRAS	<i>Geospatial River Modeling Extension</i>
HEC-HMS	<i>Hydrologic Modeling System</i>
HEC-RAS	<i>River Analysis System</i>
HU	Hospital Universitário
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
INPE	Instituto Nacional de Pesquisa Espacial
IPH	Modelo de transformação chuva – Versão II
IPUF	Instituto de Planejamento Urbano Florianópolis
LABHIDRO	Laboratório de Hidrologia
LABSOLAR	Laboratório energia solar
MNT	Modelo Numérico de Terreno
NASH	Coefficiente de Nash e Sutcliffe
NRCS	<i>Natural Resources Conservation Service</i>
PNRH	Política Nacional de Recursos Hídricos
PPGEA	Pós-Graduação em Engenharia Ambiental
SCS	<i>Soil Conservation service</i>
SIG	Sistemas de Informação Geográfica
SPRING	Sistema de Processamento de Informações Georreferenciadas
TGO	<i>Trimble Geomatics Office</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USACE	<i>US Army Corps of Engineers</i>
UTM	Universal Transversa de Mercator
TIN	<i>Triangular Irregular Network</i>

SAD
ESRI
SUS

South American Datum
Environmental Systems Research Institute
Serviço de Único de Saúde

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos muitas cidades brasileiras têm passado por um processo acelerado de mudanças no seu sistema urbano, caracterizado por um crescimento populacional em ritmo mais acentuado do que o da população rural, devido às precárias condições no campo e oportunidades de empregos na indústria, no comércio e nos serviços (SANTOS, 2003). Esse processo faz parte da urbanização e, muitas vezes, tem sido realizado de maneira desordenada, sem implementação de um sistema de planejamento de bacias hidrográficas, o que origina inúmeros problemas socioambientais intimamente ligados às inundações (TUCCI & BERTONI, 2003).

Assim, o processo de urbanização, que leva à impermeabilização do solo e à canalização dos cursos d'água, influencia no aumento da frequência de inundações e alagamentos, assim como na magnitude de seus impactos, podendo ocasionar um acréscimo das vazões máximas em até 7 vezes (TUCCI, 2005; MENDES & MENDIONDO, 2007).

A bacia do Campus da UFSC, inserida na bacia do Itacorubi, localiza-se na região centro oeste de Florianópolis, Santa Catarina, e vem sofrendo com constantes problemas de inundações, em função de seu desenvolvimento urbano ter se dado de maneira desordenada, sem considerar os aspectos naturais. As condições de relevo, juntamente com o uso e ocupação sem adequado planejamento contribuem para a redução do tempo de concentração da bacia. Aliado a isso, as obras de drenagem subdimensionadas e de manutenção precária, favorecem a ocorrência de inundações (BEZ *et al.*, 1999; SANTOS, 2003; KOBAYAMA *et al.*, 2006).

A bacia do campus da UFSC, em dezembro de 1995, foi atingida por um evento forte e contínuo de precipitação pluvial que causou a inundação no rio do Meio (canal principal). Suas principais consequências foram a destruição de moradias, estradas, cabeceiras das pontes, bem como a paralisação das atividades universitárias e hospitalares. Eventos desta natureza, registrados na bacia em estudo, são de grande impacto na economia local e na região do estado de Santa Catarina.

Com isso, existe uma demanda quanto à compreensão dos eventos de inundações ocorridos na bacia do Campus da UFSC, relacionando-os às mudanças do uso e ocupação do solo, considerando

os processos naturais atuantes e suas consequências na vazão do rio principal da bacia.

Para prever os efeitos do processo de urbanização e avaliar as formas de intervenção no sistema de drenagem urbana, a modelagem hidrológica e hidráulica tem se mostrado uma ferramenta adequada (Paz *et al.*, 2012). Entre os modelos existentes, atualmente o HEC-HMS e o HEC-RAS, considerados robustos, de fácil aquisição, vêm sendo amplamente utilizados em estudos hidrológicos (OLIVERA & MAIDMENT, 1998). O modelo HEC-HMS determina a vazão a partir de dados pluviométricos para diferentes períodos de retorno. Já o modelo HEC-RAS pode determinar a cota do nível d'água (cota de inundação) e mancha de inundação a partir das vazões obtidas no modelo HEC-HMS.

Nesse contexto, o presente estudo analisou as inundações da bacia hidrográfica do Campus da UFSC, por meio dos modelos HEC-HMS e HEC-RAS.

A área de estudo adotada foi a bacia hidrográfica, visto que é considerada a unidade ideal para o gerenciamento de recursos naturais. Este procedimento está de acordo com o artigo 3º da Lei 9.433/97, que explicita as diretrizes gerais de ação para implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH) em seus incisos II e V: “a adequação da gestão de recursos hídricos às diversidades físicas, bióticas, demográficas, econômicas, sociais e culturais das diversas regiões do País e a articulação da gestão de recursos hídricos com a do uso do solo”.

Salienta-se que o Laboratório de Hidrologia (LabHidro) do departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (ENS) do Centro Tecnológico (CTC) da UFSC desenvolve estudos relacionados à prevenção de desastres naturais, procurando reduzir a vulnerabilidade das comunidades locais frente às ameaças ocorridas. Desta forma, o estudo pode servir de apoio às atividades de pesquisa em bacias-escolas desenvolvidas pelo LabHidro, para compreender melhor os desastres hídricos.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar as inundações da bacia hidrográfica do Campus da UFSC por meio dos modelos HEC-HMS e HEC-RAS.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar a vazão com base na chuva de projeto para diferentes períodos de retorno para a bacia do campus da UFSC, por meio do modelo HEC-HMS;
- Verificar as mudanças no uso cobertura do solo da bacia e analisar suas consequências na vazão do rio do Meio;
- Verificar a área inundada, e as respectivas cotas, na bacia do Campus da UFSC, através do modelo HEC-RAS.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 INUNDAÇÃO

Existe uma frequente confusão entre os termos “inundação” e “enchente”. Guerra & Guerra (1997), por exemplo, diz que “inundação” é o mesmo que alagado (área alagadiça após a enchente). E define “enchente”, como grandes chuvas que ocorrem nos rios e geralmente causam verdadeiros desastres, causando perdas na agricultura, pecuária, cidades próximas.

O termo “inundação” vem sendo discutido por vários autores (MAGALHÃES, 1970; TUCCI, 1993; LEOPOLD, 1994) sendo definido como um processo que ocorre quando as águas de um rio, riacho ou galerias pluviais transbordam do seu leito devido à falta de capacidade de transporte do sistema de drenagem. Estes eventos podem ocorrer devido ao comportamento natural dos rios e/ou pelo efeito de alteração produzida pelo homem na urbanização como pela impermeabilização das superfícies e a canalização dos rios.

Além dos os autores supracitados, Kobiyama *et al.* (2006) citam que a inundação é o aumento do nível dos rios além da sua vazão normal, ocorrendo o transbordamento de suas águas sobre as áreas próximas a ele. Esta foi a definição adotada no presente estudo. A Figura 3.1 ilustra a diferença entre uma situação normal do volume de água no canal de um curso d’água e nos eventos de enchente e inundação.



Fonte: Min. Cidades/IPT9 (2007).

As inundações podem ser classificadas em função da magnitude e da tipologia. Em função da magnitude são classificadas como: excepcionais; de grande magnitude; normais ou regulares e de pequena magnitude. Já em função da tipologia as inundações são classificadas como: enchentes ou inundações graduais; enxurradas ou inundações bruscas; alagamentos e inundações litorâneas provocadas pela brusca invasão do mar (CASTRO *et al.*, 2007).

Castro *et al.* (2007) caracterizam as diferentes tipologias da seguinte maneira:

• Enchentes ou inundações graduais: onde as águas elevam-se de forma paulatina e previsível, mantêm a situação de cheia durante algum tempo e a seguir, escoam-se gradualmente. Estas inundações são cíclicas e nitidamente sazonais;

• Enxurradas ou inundações bruscas: provocadas por chuvas intensas e concentradas, em regiões de relevo acidentado, caracterizando-se por produzirem súbitas e violentas elevações dos caudais, os quais se escoam de forma rápida e intensa. Este fenômeno costuma surpreender por sua violência e menor previsibilidade, exigindo um monitoramento complexo;

• Alagamentos: águas acumuladas no leito dos rios e nos perímetros urbanos por fortes precipitações, em cidades com sistemas de drenagem deficiente;

• Inundações litorâneas: são aquelas provocadas pela brusca invasão do mar, normalmente caracterizam-se como desastres secundários, podendo ser provocadas por vendavais, ciclones tropicais, trombas d'água, tsunamis e ressacas muito intensas.

A urbanização é um dos processos que mais provoca danos ao ciclo hidrológico, principalmente nos países em desenvolvimento e/ou subdesenvolvidos. Trata-se de um conjunto de ações que têm consequências preocupantes, tanto sociais quanto ambientais (OLIVEIRA *et al.*, 2004). Below *et al.* (2009) cita a *International Strategy for Disaster Reduction* que considera as inundações como desastres hidrológicos, ou seja, relacionados aos desvios no ciclo hidrológico.

Segundo o *Emergency Disaster Database* - EM-DAT (OFDA/CRED, 2009), que traz uma compilação de dados e informações sobre a ocorrência de desastres obtidos de diversas fontes, como agências das Nações Unidas, organizações não governamentais, companhias de seguros, institutos de pesquisa e agências de notícias, o

Brasil é classificado como um dos países do mundo mais afetados por inundações e enchentes, com mais de 60 desastres cadastrados no período de 1974 a 2003.

De acordo com Tucci & Bertoni (2003) as inundações são resultantes da conjugação de diversos fatores, dentre os quais a intensidade das precipitações, duração, frequência e a respectiva distribuição espacial, assim como pelas ações antropogênicas, ausência de sistema de planejamento e de educação ambiental da população.

Para Tucci (2003), as inundações e os danos em áreas urbanas podem ser produzidos por dois processos que ocorrem de forma isolada ou combinada que são: inundações de áreas ribeirinhas e inundações devido à urbanização.

As inundações ribeirinhas têm sido registradas junto com a história do desenvolvimento urbano. Elas podem ocorrer em áreas ribeirinhas, onde os rios geralmente possuem dois leitos: o leito menor onde a água escoar na maioria do tempo e o leito maior que é inundado em média a cada dois anos. Este tipo de evento ocorre, normalmente, em bacias grandes (maior do que 500 km²), decorrente do processo natural do ciclo hidrológico. Os problemas resultantes da inundação dependem do grau de ocupação da várzea pela população e da frequência com a qual ocorrem. A ocupação de áreas de riscos de inundação provoca impactos sociais relevantes (TUCCI, 2003).

Em relação à inundação urbana, esta tem sido mais frequente neste século, com o aumento significativo da população nas cidades e a tendência dos engenheiros atuais de fazerem projetos com uma visão pontual do problema, ou seja, drenarem o escoamento pluvial o mais rápido possível das áreas urbanizadas (TUCCI & MULLER, 2007).

O processo de urbanização desencadeou um aumento significativo na frequência e nos níveis das inundações, refletindo na qualidade de vida da população e nos prejuízos associados a estes eventos. Com a urbanização, as alterações hidrológicas são inevitáveis trazendo problemas como: aumento dos volumes escoados e alterações nos hidrogramas de cheias, principalmente devido ao crescimento de áreas impermeáveis. O volume que escoava lentamente através do solo rugoso e poroso, com a urbanização passa a escoar rapidamente em galerias pluviais, tendo como exigência uma maior capacidade de escoamento e gerando maiores custos de manutenção para reduções dos picos de vazão. O escoamento rápido da água precipitada através de

canalização, apenas transfere o problema para a população a jusante (TUCCI & BERTONI, 2003).

Garcia & Paiva (2006) verificaram a influência do crescimento urbano na bacia de Arroio Cancela, Rio Grande do Sul, e constataram que o aumento de 0,67% da área impermeável devido ao crescimento da área urbana teve um aumento médio da vazão de pico e o volume escoado de 42,4% e 32,2%, respectivamente. Isso para o ano de 1980 e 1992. Já entre os anos de 1992 e 2004 verificaram que o aumento de 1,3% da área impermeabilizada, causou aumento na vazão de pico e no volume escoado 49,1 e 41,4%, respectivamente.

Rosa *et al.* (2007) verificaram que o aumento da área impermeabilizada de 3% para 9%, ocasionou aumento na vazão de pico de $23 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ para $35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, na bacia de Jacarepaguá no rio de Janeiro.

Justino *et al.* (2011) analisaram os efeitos da impermeabilização de solos urbanos na drenagem da água pluvial na bacia Córrego Lagoinha, Minas Gerais, e constataram que o aumento de 54% da área impermeável implicou no aumento da vazão de pico em 59,40%.

Chen *et al.* (2009) analisaram dois cenários futuros de uso e ocupação do solo na bacia de Xitiaoxi, China. Os autores verificaram que o primeiro cenário com crescimento da área urbana de 9,2 para 17%, houve aumento na vazão de pico de 3,8%, 2,6 % e 2,3% e, para o volume escoado, o aumento foi de 4,7%, 3,4% e 3,0%, respectivamente. Isso para período de retorno de 10, 50 e 100 anos. Já no segundo cenário com crescimento da área urbana de 9,2 para 14%, adotando os períodos de retorno utilizados anteriormente foi verificado que houve aumento na vazão de pico de 2,8%, 1,9% e 1,7%, e para o volume escoado, o aumento foi de 3,3%, 2,5% e 2,1%, respectivamente

3.2 MODELAGEM MATEMÁTICA

O modelo é uma representação do comportamento de um sistema ou de uma realidade complexa (TUCCI, 1998). Ele melhora o conhecimento acerca de um determinado aspecto e o seu contexto no mundo físico real, sendo muito útil para solucionar problemas que seriam onerosos em uma solução experimental ou muito complicados para tratamento analítico. Na hidrologia, os modelos procuram descrever os processos pelos quais a água passa no seu ciclo.

De acordo com Tucci (2005), os modelos podem ser classificados em físicos, analógicos e numéricos. Os físicos representam o sistema a partir de um protótipo. Os analógicos são baseados em equações que descrevem o sistema modelado. Dentre estes, encontram-se os modelos numéricos, que traduzem as equações diferenciais em sistemas de equações algébricas integradas com métodos apropriados.

Para Beven (2001), os processos de modelagem hidrológica podem ser descritos em cinco etapas fundamentais (Figura 3.2).

A primeira etapa se refere à forma como o observador percebe cada processo na bacia hidrográfica, sendo este denominado modelo de percepção. Com base neste modelo, criam-se conceitos matemáticos que procuram descrever os processos atuantes na bacia. Com o modelo conceitual funcionando faz-se necessário desenvolvimento de um sistema computacional, que se denomina modelo de procedimentos para soluções analíticas complexas. O código computacional, muitas vezes, depende de vários parâmetros. Com isso, a calibração é realizada para o ajuste dos referidos parâmetros através da comparação entre a série simulada e observada. Quando o modelo é calibrado, passa para outra etapa, em que é alimentado com outra série de dados da mesma bacia para testar a sua eficiência em termos de comportamento da nova simulação. Esta etapa é denominada Validação (BEVEN, 2001).

Segundo Kobiyama & Manfroi (1999), o sucesso da modelagem e da simulação depende da qualidade do monitoramento, e que não há um bom modelo sem o uso de dados obtidos pelo fenômeno monitorado. Assim, a modelagem e o monitoramento são métodos científicos utilizados paralelamente.

Conforme Queiroga *et al.* (2005) a modelagem hidrológica é uma ferramenta utilizada para melhor entender e representar o comportamento da bacia. Para Maksimovic (2001) a modelagem permite avaliar as respostas da bacia, gerenciamento operacional,

controle em tempo real e análise de interação entre sub-bacias. Já Ranzini *et al.* (2004) afirma que os modelos são importantes para o planejamento e avaliação das mudanças de uso e ocupação do solo. Para Silberstein (2006) é um meio menos oneroso de fazer experimentos.

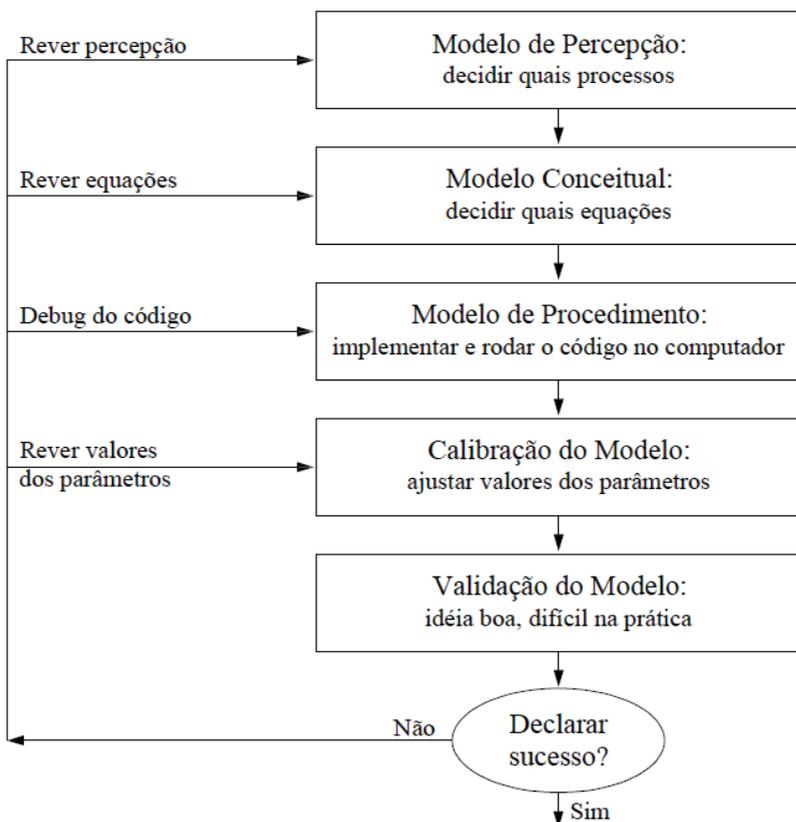


Figura 3.2: Processos de Modelagem Hidrologia.
Fonte: Adaptado de Beven (2001).

3.2.1 Sistemas de Informação Geográfica

A integração entre modelos hidrológicos e Sistemas de Informação Geográfica (SIG), nas últimas décadas é considerada um meio adequado para descrever os processos hidrológicos no estudo de bacias e microbacias hidrográficas.

Um Sistema de Informações geográficas (SIG) constitui ferramenta poderosa para executar funções de armazenamento e manipulação de dados espacialmente distribuídos, possui módulo versátil para realizar análise, sobreposição e cruzamento de informação. Na atualidade é empregado em diversas áreas de conhecimento como: cartografia, transporte, energia, comunicações, análise de recursos naturais, planejamento urbano e regional (MOREIRA, 2003).

Conforme Corseuil (2006), os SIGs apresentam um ambiente de integração numa única base de dados de informações espaciais provenientes de fontes como: dados de modelo numérico de terreno (MNT), dados censitários, imagens de satélite, cartográficos e dados de cadastro urbano e rural. Deste modo, o SIG torna-se uma ferramenta importante para planejamento urbano, análise e modelagem de inundações em bacias hidrográficas, constituindo um verdadeiro sistema espacial de apoio à tomada de decisão (OLIVEIRA, 2003).

De acordo com Meidment (1993), existem três funções fundamentais que tornam os SIGs ferramenta importante no processo de modelagem hidrológica: i) o pré-processamento de dados, onde os SIGs são utilizados como ferramenta para derivar dados de entrada e gerar formatos apropriados para análise; ii) suporte direto na modelagem, nesta fase executa-se tarefas como ajuste, verificação e previsão; iii) pós-processamento, onde os resultados gerados são reformatados, tabulados e visualizados no seu contexto espacial.

A integração dos SIGs com os modelos hidrológicos permite manipular dados espacialmente distribuídos, combinar informações topográficas tendo em conta o MNT, do tipo e uso do solo, condições meteorológicas relativas às bacias hidrográficas e subdividir em subáreas homogêneas de mesma resposta hidrológica (MACHADO, 2003). Conforme Hutchinson (1993) o MNT é a representação matemática da distribuição espacial das cotas altimétricas do terreno e pode ser gerada a partir da interpolação de pontos topográficos ou curvas de nível do terreno, com o uso de rotinas computacionais dos SIGs.

Segundo Collischonn (2001) o MNT é um dos principais componentes de toda a integração, pois dele derivam vários produtos que são de fundamental importância para o processo de modelagem hidrológica como, direção do escoamento, fluxo acumulado, delimitação da bacia e sub-bacias e definição da rede de drenagem

3.3 HEC-HMS

3.3.1 Descrição do modelo HEC-HMS

O modelo HEC-HMS (*Hydrological Engineering Center - Hydrologic Modeling System*) é um modelo matemático discreto, concentrado, empírico/conceitual e determinístico, desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e disponibilizado gratuitamente no endereço www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/. Este modelo foi desenvolvido com objetivo para simular o processo de chuva-vazão em bacias hidrográficas rurais e urbanas, sendo um substituto das versões anteriores especializadas do HEC-1 (USACE, 2000).

O modelo gera hidrogramas e informações referentes ao volume de deflúvio, vazão de pico e tempo de escoamento, com base nas simulações dos processos hidrológicos. Estas informações podem ser aplicadas em diversos estudos de drenagem urbana, previsão de vazões, impacto da urbanização, dimensionamento de vertedores em barragens, áreas de inundações, entre outros (USACE, 2010a).

Ainda segundo o autor acima citado, esse modelo apresenta como vantagem a utilização de poucos parâmetros na calibração, bem como a adoção de combinações de vários métodos para representar os processos hidrológicos.

O HEC-HMS é constituído por quatro componentes fundamentais: i) módulos de dados de série temporal; ii) módulos de bacia hidrográfica; iii) módulos meteorológico; e iv) especificações de controle (RAZI *et al.* 2010; KUMAR & BHATTACHARJYA, 2011).

A componente fundamental é o módulo de bacia, visto que a partir do qual é definida a representação física desta. Dentro deste, existe o módulo de sub-bacia onde é necessário definir os métodos para o cálculo de perdas por infiltração, transformação de escoamento superficial direto em vazão, decomposição do escoamento de base e propagação da onda de cheia (USACE, 2000).

Para isso, são considerados parâmetros relacionados a cada um dos métodos como: área da bacia e sub-bacias, tempo de concentração, fatores de perda por infiltração, interceptação e evaporação. A componente meteorológica utiliza como dados de entrada a precipitação e a evapotranspiração. Já a componente de especificações de controle permite incluir a data e horário de início e fim do processo, bem como o intervalo de tempo para efetuar os cálculos na transformação da chuva em vazão (USACE, 2010a).

Com a possibilidade de dividir a bacia em várias sub-bacias, o modelo permite observar as diferenças na vazão causada por cada sub-bacia, em função das mudanças de uso e ocupação do solo. Para tanto, são calculadas as perdas por infiltração e transformada a precipitação excedente em vazão. Posteriormente, o modelo calcula a propagação da onda no canal, de modo a obter a vazão total para a bacia hidrográfica o que aumenta a exatidão da vazão calculada. As Figura 3.3 e 3.4 mostram o fluxograma do modelo HEC-HMS para modelar o processo chuva-vazão (USACE, 2000).

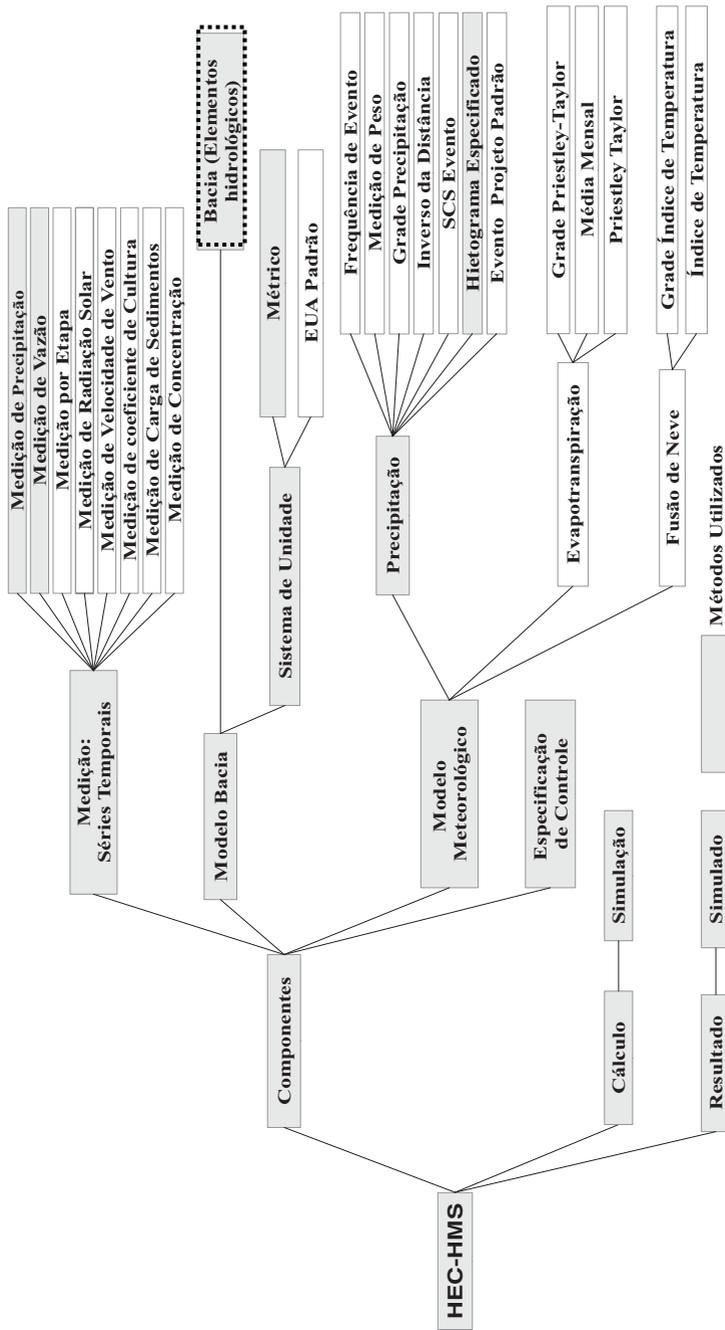


Figura 3.3: Fluxograma dos processos e cálculos envolvidos na simulação hidrológica utilizando o HEC-HMS.

3.3.2 Métodos para simulação do processo chuva-vazão

Para simular o processo de chuva-vazão o modelo HEC-HMS utiliza diferentes métodos que calculam: (i) perdas de precipitação; (ii) o escoamento direto (superficial e sub-superficial); (iii) o escoamento de base; e (iv) propagação da onda no canal (BEIGHLEY *et al.*, 2003). Para a determinação das perdas de precipitação, no presente estudo foi utilizado o método da Curva Número do SCS, desenvolvido pelo atual Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS – *Natural Resources Conservations Service*), (USDA-SCS, 1985).

O método da retenção potencial máxima, conhecido como *curve number* (CN), permite calcular a parcela da precipitação total que esco inicialmente pela bacia, ou seja, a maior responsável pelas vazões que causam cheias em bacias pequenas e urbanizadas. Este método estabelece uma relação empírica entre a capacidade de armazenamento da bacia e o CN através da Equação 1:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{1000}{10 + CN/25,4} \quad (1)$$

em que $S_{m\acute{a}x}$ é o armazenamento máximo de água na bacia (mm); e CN é curva número (adimensional) que varia entre 0 e 100, sendo valores mais próximos de 100, indicativos de maior escoamento superficial.

O parâmetro CN depende do uso e ocupação e da umidade do solo no período que antecede ao evento. A determinação da chuva excedente é calculada a partir da Equação 2:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P + S_{m\acute{a}x} - I_a} \quad (2)$$

em que P_e é a precipitação excedente (mm); P é a precipitação acumulada total (mm); I_a é a abstração inicial, relacionada à interceptação pela vegetação, ao armazenamento por depressões e à infiltração antes de iniciar o escoamento superficial (mm).

Para uma bacia altamente vegetada, o método assume que a quantidade inicial de interceptação e armazenamento em depressões, corresponde a 20% da retenção potencial máxima. Sendo assim, ele adota $I_a = 0,2S_{m\acute{a}x}$, como condição suficiente para que ocorra o escoamento superficial. Desta forma a precipitação excedente é obtida pela Equação 3:

$$P_e = \frac{(P-0,2S_{m\acute{a}x})^2}{(P+0,8S_{m\acute{a}x})} \quad (3)$$

Em bacias com grande percentagem de áreas impermeáveis, Mays (2001) recomenda $I_a = 0,1S_{m\acute{a}x}$, a fim de expressar o decréscimo de interceptação e de depressões que ocorrem em áreas urbanas. Este valor também foi adotado por Razi *et al.*, (2010) na calibração do modelo HEC-HMS para estimativa de vazão de cheia na bacia de rio Johor (3,5 km²), Malásia.

Para transformar a precipitação excedente em escoamento superficial foi adotado o Hidrograma Unitário de Clark, o qual é inteiramente sintético e representa os processos de translação e amortecimento na determinação do volume da onda de cheia (PORTELA, 2006). Para isso, o método utiliza o histograma tempo-área para representar a translação e o modelo de reservatório linear simples para o amortecimento. Para aplicação do método é necessário primeiro definir o histograma tempo-área que relaciona a área da bacia e o respectivo tempo de concentração, conforme a Equação 4a e 4b:

$$\frac{A}{A_\tau} = 1,414 \left(\frac{t}{t_c} \right)^{1,5} \quad \text{para} \quad t \leq \frac{t_c}{2} \quad (4a)$$

$$\frac{A}{A_\tau} = 1 - 1,414 \left(1 - \frac{t}{t_c} \right)^{1,5} \quad \text{para} \quad t > \frac{t_c}{2} \quad (4b)$$

em que A_τ é a área de contribuição da bacia no tempo t ; A é a área total da bacia; e o t_c é o tempo de concentração.

Para o reservatório linear o modelo HEC-HMS considera que a vazão efluente em um determinado tempo t é proporcional ao volume que se encontra armazenado nesse mesmo tempo, conforme as Equações 5 e 6:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = I_t - O_t \quad (5)$$

$$S_t = RO_t \quad (6)$$

em que $\Delta s/\Delta t$ é o volume armazenado no tempo t ; I_t é a vazão de entrada no tempo t ; O_t é a vazão de saída no tempo t ; S_t é volume armazenado e R é o coeficiente de armazenamento.

A combinação das Equações (5) e (6) resulta na Equação (7), que permite calcular a vazão de saída num determinado tempo.

$$O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1} \quad (7)$$

em que C_A e C_B são coeficientes de propagação. Estes coeficientes são calculados a partir das Equações (8) e (9):

$$C_A = \frac{\Delta t}{R+0,5\Delta t} \quad (8)$$

$$C_B = 1 - C_A \quad (9)$$

em que Δt é a diferença entre o tempo de vazão de entrada e de saída.

O escoamento de base que corresponde a parte da água da chuva que infiltra no solo, percola verticalmente até atingir a zona na qual todas as aberturas interconectadas (poros) estão cheias de água e, quando se encontra no estágio de movimentação forma o escoamento subterrâneo. Para o cálculo do escoamento de base foi adotado o método de recessão (LINSLEY *et al.*, 1982), que define a vazão subterrânea num determinado tempo. Este método é fundamental para a simulação através de eventos de precipitação (USCE, 2000). O fluxo inicial para o escoamento de base é fornecido pela análise do hidrograma dos dados observados, enquanto que o fluxo de base é calculado por:

$$Q_t = Q_o F^t \quad (10)$$

em que Q_t é a vazão subterrânea no tempo t em $m^3.s^{-1}$; Q_o é vazão inicial no tempo zero em $m^3.s^{-1}$; e F é a constante de decaimento exponencial.

Um estudo mais detalhado sobre a obtenção da constante de decaimento (F), no HEC-HMS, poder ser encontrado em Chow *et al.* (1998).

A propagação da onda no canal ocorre quando escoamento de um evento de precipitação segue a jusante na calha de um rio, córrego e canal. Este processo reflete a entrada de escoamento no trecho do rio,

em que parte do volume escoado é temporariamente armazenada no trecho e posteriormente liberada para jusante.

No estudo da bacia do campus da UFSC foi adotado o método Muskingum para determinar a propagação da onda no canal. Este método permite calcular a vazão de saída amortecida na seção jusante de um canal, dado a vazão de entrada na seção a montante. Para isso, o canal pode ser representado na sua forma padrão ou subdividido em diversos trechos, de acordo com as suas características de uniformidade e comprimento.

O procedimento de cálculo é realizado de uma seção para outra, até alcançar a o ponto desejado a jusante. A equação de continuidade (5) é aplicada ao volume de controle, porém os valores do volume armazenado e da vazão de saída são desconhecidos. Desta forma, faz-se necessária uma relação para responder à problemática de amortecimento. O método Muskingum admite relação linear entre o volume armazenado, vazão de entrada e saída como:

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad (11)$$

onde K é tempo médio de trânsito da onda entre o início e o fim do trecho e X é o fator de ponderação das vazões, que varia entre 0 e 0,5. Sendo que 0,2 é aplicado para canais naturais. A variação do armazenamento pode ser expressa como diferença dos armazenamentos com um intervalo de tempo incremental em que $\Delta t = t_2 - t_1$:

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad (12)$$

onde os valores de S_1 e S_2 refletem os tempos incrementais iniciais t_1 e t_2 , respectivamente. Já o procedimento numérico para determinar a propagação da onda de cheia no canal é feito a partir da equação de continuidade, na forma de diferenças finitas para cada intervalo de tempo Δt , substituindo a Equação (11) na Equação (12). Assim, a Equação resultante é dada por:

$$Q_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 Q_1 \quad (13)$$

em que C_0 , C_1 e C_2 são coeficientes definidos por:

$$C_0 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) - 2X}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (14)$$

$$C_1 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + 2X}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (15)$$

$$C_2 = \frac{2(1-X) - \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (16)$$

Na Equação 13 todas as variáveis são conhecidas, sendo que a única desconhecida é Q_2 para qualquer instante t . Os valores de I_1 e I_2 são adquiridos pela vazão de entrada. Já Q_1 é determinado por meio estimativas nos instantes anteriores. Deste modo, o procedimento adotado para a estimativa do amortecimento avalia primeiramente os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 , utilizando a Equação 13 e posteriormente é determinado o valor de Q_2 .

3.4 HEC-RAS

3.4.1 Descrição do modelo HEC-RAS

O modelo hidrodinâmico *Hydrological Engineering Center - River Analysis System I* (HEC-RAS), também foi desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, citado por Maidment (1993).

Esse modelo é uma ferramenta de auxílio para: o gerenciamento e a delimitação da área de inundação de rios; análise de alterações de perfil de água inerentes às mudanças de geometria de canal; análise do transporte de sedimentos e de efeito das estruturas hidráulicas como bueiros, pontes. O modelo pode ser empregado em uma rede de canais naturais ou artificiais, sistemas dendríticos ou mesmo em um único rio (USACE 2007; BALES *et al.*, 2007)

O HEC-RAS possui uma interface gráfica para visualização tridimensional da simulação, capacidade de gerar gráficos e tabelas com resultados das simulações bem como componentes independentes para análise hidráulica. O modelo tem como dados de entrada, os hidrogramas calculados por meio do modelo HEC-HMS; seções transversais incluindo margem esquerda e direita, valores dos coeficientes de Manning, de contração e de expansão (KNEBL *et al.*, 2004; MAIDMENT, 1993).

O modelo simula o perfil de nível de água de uma seção transversal para outra, por meio de um método numérico de integração por passos, denominado *Standard Step Method* proposto por Maidment (1993), conforme a Equação 17:

$$Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_e \quad (17)$$

onde Z_1 e Z_2 é elevação do fundo do canal principal (m); Y_1 e Y_2 é profundidade da linha d'água nas seções transversais (m); V_1 e V_2 é a velocidade média (m.s^{-1}) (vazão dividida pela área total de escoamento em cada seção); α_1 e α_2 é coeficiente de correção da energia cinética; g é aceleração de gravidade (m.s^{-2}); h_e é perda de carga (m); 1 é a seção a jusante e 2 é a seção a montante. A Figura 3.5 mostra os termos utilizados na Equação de energia.

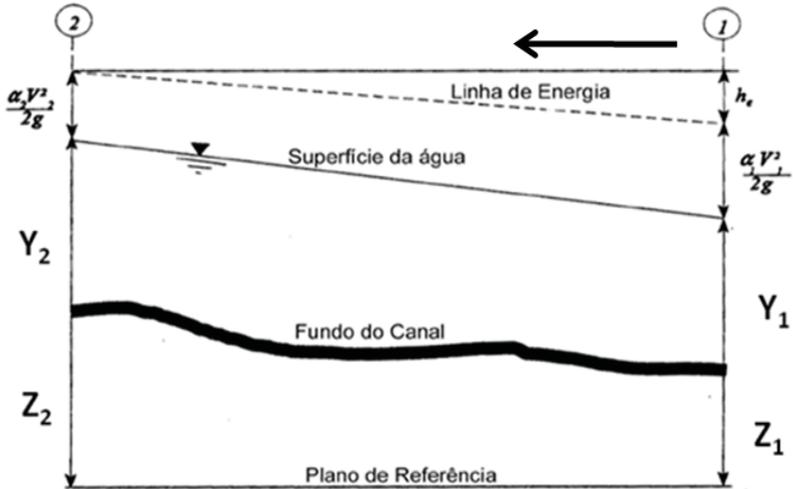


Figura 3.5: Representação dos termos da Equação da Energia (o 1 e 2 são seções transversais de jusante e montante, respectivamente).

Fonte: adaptado de USACE (2010b).

3.4.2 Cálculo de perdas de carga

As perdas de carga entre duas seções transversais são consideradas como compostas por fricção do fluido com as paredes do canal e por perdas adicionais devido à expansão ou contração das seções transversais. O modelo calcula as perdas de cargas pela Equação 18:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left(\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (18)$$

em que L é a distância ponderada entre duas seções (m); \bar{S}_f é a declividade da linha de energia entre duas seções (m/m) e C é o coeficiente de perda de carga por expansão e contração das seções transversais.

Para o cálculo da distância ponderada entre duas seções (L), o modelo utiliza a seguinte Equação 19:

$$L = \frac{L_e \bar{Q}_e + L_c \bar{Q}_c + L_d \bar{Q}_d}{\bar{Q}_e + \bar{Q}_c + \bar{Q}_d} \quad (19)$$

em que e é relativo a margem esquerda, c é a calha principal e d é a margem direita. Então, L_e , L_c e L_d representam os comprimentos entre

as seções transversais para o escoamento na margem esquerda, no canal principal e na margem direita, respectivamente. Em relação \bar{Q}_e , \bar{Q}_c e \bar{Q}_d correspondem as médias aritméticas das vazões ($m^3.s^{-1}$) entre as seções para a margem esquerda, canal principal e margem direita, respectivamente.

3.4.3 Subdivisão das seções transversais para o cálculo da capacidade de escoamento (*Conveyance*)

Para determinar o transporte de vazão total (*Conveyance*) e o coeficiente de velocidade para cada seção transversal. O modelo subdivide o escoamento em subseções com distintos valores do coeficiente de rugosidade. O cálculo para determinar a capacidade total de transporte em cada subseção é feito com base na equação do Manning, em unidades inglesas, descrito por:

$$Q_i = q\bar{S}_f^{1/2} \tag{20}$$

$$q_i = \frac{1,486}{n_i} A_i R h_i^{2/3} \tag{21}$$

Onde q_i é capacidade de vazão de cada subseção ($m^3.s^{-1}$); Rh é o raio hidráulico também para cada subseção.

O modelo determina a vazão total somando as contribuições do canal principal e das margens esquerda e direita. A Figura 3.6 mostra as subseções adotadas pelo modelo, onde n é valor de coeficiente de rugosidade, A é área, P é o perímetro e q é a capacidade de vazão em cada subseção.

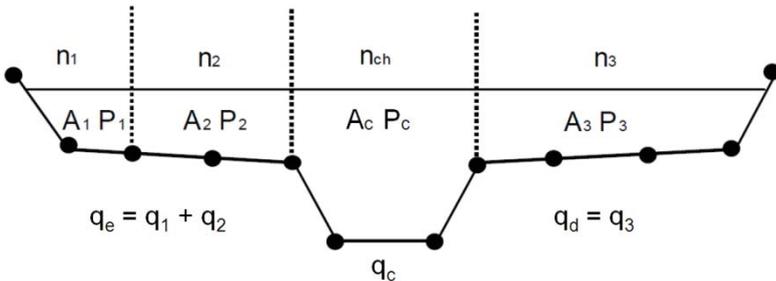


Figura 3.6: Método adotado pelo HEC-RAS para a Subdivisão Padrão.
Fonte: adaptado de USACE (2010b).

3.4.4 Cálculo de coeficiente de correção da energia cinética

Para o modelo calcular a energia cinética média é necessário obter o coeficiente de ponderação de velocidade, por meio da seguinte Equação 22:

$$\alpha = \frac{Q_1V_1^2+Q_2V_2^2+\dots+Q_iV_i^2}{Q\bar{V}^2} \quad (22)$$

em que V_i corresponde a velocidade média para a sub-área i (m.s^{-1}).

O coeficiente de velocidade é calculado com base em três elementos de fluxo: margem esquerda, canal e margem direita. Também pode ser escrita em termos de fluxo e área através da Equação 23:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(q_e)^3}{(A_e)^2} + \frac{(q_c)^3}{(A_c)^2} + \frac{(q_d)^3}{(A_d)^2} \right]}{(q_t)^3} \quad (23)$$

em que A_t é área total do fluxo na seção transversal (m^2); A_e , A_c e A_d são as áreas de fluxo para margem esquerda, canal e margem direita; q_e , q_c e q_d capacidade de vazão da margem esquerda, canal e margem direita; e q_t é a capacidade da vazão da seção transversal.

3.4.5 Avaliação da perda de carga por fricção

O HEC-RAS analisa a perda por fricção como produto da declividade da linha de energia (S_f) e do comprimento do canal (L). A declividade da linha de energia em cada seção transversal é calculada pela equação de Manning, descrita pela Equação (24):

$$S_f = \left(\frac{Q}{q} \right)^2 \quad (24)$$

O modelo permite representar a declividade de atrito por meio das seguintes expressões:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1}{q_1} + \frac{Q_2}{q_2} \right)^2 \quad (25)$$

O modelo avalia as perdas por contração e expansão por meio da pela Equação 26:

$$h_{ce} = C \left(\alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (26)$$

O modelo assume a existência de contração sempre que existir um aumento de velocidade de montante para jusante, e do contrário, assume a presença de expansão do escoamento.

3.5 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO

A evolução e desenvolvimento de modelos que caracterizam o sistema hidrológico-hidráulico das bacias hidrográficas levaram a modelos cada vez mais complexos e particulares, exigindo desta forma, um maior número de parâmetros de entrada. Esses parâmetros são, muitas vezes, arduamente determinados em campo sendo a calibração o método empregado para a sua fácil estimativa.

Conforme Tucci (1998) a calibração é uma técnica que utiliza diferentes áreas do conhecimento para buscar melhor solução de uma função matemática sujeita ou não às restrições. A calibração procura buscar valores de um ou mais parâmetros, proporcionando melhor resultado para uma função destas variáveis.

Na modelagem hidrológica a calibração é aplicada para ajustar valores dos parâmetros do modelo até que os resultados calculados coincidam, aceitavelmente, aos dados observados, podendo ser feita de forma manual e automática (COLLISCHONN & TUCCI, 2003).

A calibração manual tem por base o conhecimento do usuário das propriedades físicas da bacia e experiência em modelagem hidrológica (TUCCI, 1998). Conforme Madsen (2000) esta abordagem geralmente leva a uma forte compreensão dos parâmetros do modelo e pode ser altamente eficaz quando realizado por modeladores experientes.

A calibração automática é realizada através do uso de algoritmo de otimização computacional em um ambiente de busca pré-definido (YAPO *et al.*, 1998; VRUGT *et al.*, 2003). A calibração automática se destaca por ser mais rápida e objetiva, mas é recomendada a sua utilização em conjunto com o procedimento manual (SOROOSHIAN e GUPTA, 1995).

Conforme Gupta *et al.* (1999) no processo de estimativa de valores dos parâmetros de modelos hidrológicos três elementos fundamentais devem ser considerados na calibração: função objetivo, algoritmo de otimização e critério de parada.

A função objetivo é a medida da diferença entre os valores observados e calculados da variável de interesse e representa a qualidade do ajuste do modelo. No HEC-HMS as funções objetivos são escolhidas através dos métodos de Nelder Mead ou Gradiente Univariado (USACE, 2010). A Figura 3.7 apresenta o procedimento sistemático utilizado no HEC-HMS para busca de valores ótimos.

O HEC-HMS disponibiliza sete funções objetivos, dentre as quais se destacam: o Erro Percentual no Pico; Erro Percentual no Volume; Erro Quadrático Médio no Pico; Soma dos Quadrados Residuais; Soma de Erro Absoluto; Erro Ponderado no Pico e Erro Quadrático Médio na Seção (USACE, 2000).

Conforme Tucci (2005) as funções objetivos são escolhidas de acordo com o objetivo do estudo. O autor ressalta que quando o objetivo da calibração é ajustar o modelo para análise de cheias deve-se dar ênfase às vazões maiores.

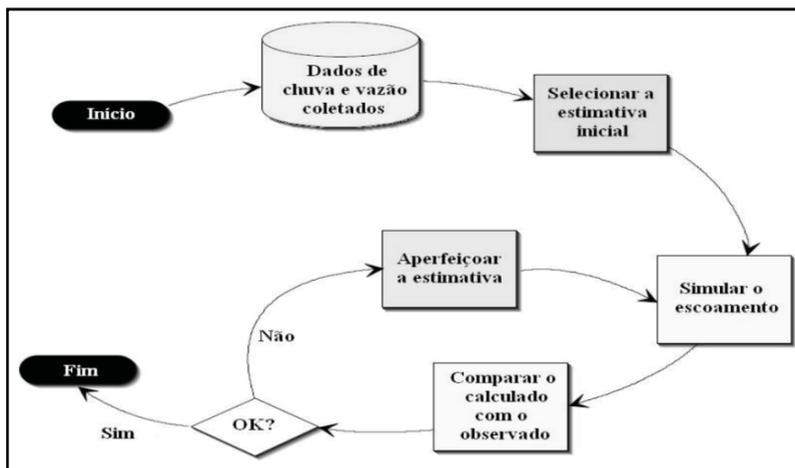


Figura 3.7: Esquema do processo de calibração.
Fonte: Adaptado de USACE (2000).

3.6 ESTUDOS DE INUNDAÇÃO EM BACIAS URBANAS UTILIZANDO HEC-HMS E HEC-RAS

AL-Ghamdi *et al.* (2012) aplicaram o HEC-HMS para análise dos efeitos do crescimento urbano sobre o risco de inundação na cidade de Meca, Arábia Saudita, entre 1990 e 2010, e constataram que neste período houve um crescimento urbano de 197% , enquanto que o volume total de inundação foi de 248%.

Koutroulis & Tsanis (2010) aplicaram os HEC-HMS e HEC-RAS para simular vazão de pico, relativo à inundação que ocorreu nos dias 13 e 14 de janeiro de 1994, na bacia de Giofinos, na cidade de Crete na Grécia. Para isso, utilizaram o HEC-HMS para determinar a vazão, aplicando método de Hidrograma Unitário Clark para transformação da precipitação excedente em escoamento superficial, método de recessão exponencial para determinar o escoamento de base. Já o HEC-RAS foi utilizado para a propagação da onda de cheia no canal. Os autores constataram que o evento que desencadeou a inundação teve uma precipitação total de 75,5 mm e um desvio de 4,36mm, enquanto o volume escoado e a vazão de pico foi de 5,20 (1000 m³) e 296 m³.s⁻¹. Como o modelo HEC-RAS foi verificado que o nível de água observado atingiu 5,1 m e o simulado 5,08 m. Além disso, observaram que os níveis de água variam entre 4,96 m e 5, 19 m.

Kousari *et al.* (2010) avaliaram a sensibilidade dos principais fatores que afetam a vazão de pico no método Curva Numero do SCS (CN), nas bacias Iranianas. O estudo consistiu na avaliação dos efeitos de tempo de concentração, área da bacia, precipitação para diferentes períodos de retorno e tempo de resposta da bacia, do método hidrograma Unitário do SCS. Os autores constataram que a sensibilidade do modelo aumenta, durante a estimativa de vazão de pico. Aumenta após o aumento do período de retorno.

Nascimento *et al.* (2000) realizaram modelagem hidrológica e hidráulicas com base na chuva de projeto para período de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, na bacia de Riacho das Areias (km²), Belo Horizonte-MG. As simulações hidrológicas foram realizadas através do modelo HEC-HMS, a partir da seleção do método Curva Número do SCS para determinar a precipitação excedente, Hidrograma Unitário do SCS para transformação da precipitação excedente em escoamento superficial e o método Muskingun-Cunge para a propagação da onda de cheia no canal. Já a modelagem hidráulica foi realizada através do

modelo HEC-RAS com objetivo de avaliar capacidade de transporte de vazão do canal. Para isso, utilizaram os a vazões de pico estimadas pelo HEC-HMS. Os autores observaram que a urbanização produz aumento na vazão de pico que variam entre 50% para tempos de retorno maiores que 10 anos e 80% para de Tr de 2 e 5 anos. Na simulação hidráulica verificaram que o canal tem capacidade para transportar vazões de até $100 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, desde que sejam executadas intervenções nas pontes existentes, de forma a eliminar o extravasamento local e os efeitos de remanso.

Oleyiblo & Li. (2010) calibraram o modelo HEC-HMS para previsão das inundações nas bacias de Misai e Wan'an, China. A bacia de Misai tem uma área de aproximadamente a 797 Km^2 e 869 Km^2 para a bacia de Wan'na. Os autores observaram que o modelo previu descarga de pico com precisão com base nos dados históricos disponíveis de inundação, além disso, foi verificado que, tanto o volume de inundação, como o tempo eram bastante precisos. Isto mostra que HEC-HMS é adequado para a compreensão do estudo.

Zorkeflee *at al.* (2009) determinaram as características dos parâmetros da bacia de Sungai Kurau ($417,3 \text{ Km}^2$), Malási, a partir da calibração do modelo HEC-HMS. Os valores de referência para comprimento e largura foram determinados por meio de mapa topográfico. Já os valores de abstração inicial, coeficiente de deflúvio ou número da curva, percentagem da área impermeável, vazão inicial e recessão constante foram obtidos a partir do ajuste dos hidrogramas observados e simulados.

Gul *et al.* (2009) apresentaram uma abordagem sistemática baseada na simulação de algumas condições de eventos extremos, utilizando um modelo HEC-HMS para gerar o escoamento do projeto e depois através da modelagem hidráulica, para análise da várzea da bacia hidrográfica de Bostanli, Turquia. Os resultados indicaram que a construção de uma barragem, teria um impacto positivo como uma medida de controle de inundações, uma vez que parece diminuir os picos de cheias de $68,9$ e $158,7 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ para $65,5$ e $150,7 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, respectivamente quando a barragem estiver em operação.

Baldassarre & Montanari (2009) realizaram estudo para analisar e quantificar a incerteza dos dados de vazão na bacia do rio Po, Itália. A novidade do modelo proposto reside em estimar a incerteza da classificação da curva, que é baseada em simulações hidráulicas com auxílio do modelo hidráulico (HEC-RAS). Os resultados do estudo

mostram que os erros nos dados de flúvio do rio são na verdade longe de ser desprezível

Oliveira (2005) analisou a propagação da onda de cheias, na bacia do rio Paraíba, através da utilização de modelos de simulação com objetivo de verificar os danos causados às comunidades. O estudo demonstrou situações desfavoráveis, que pode causar inundações na cidade.

Castilho *et al.* (2005) realizaram zoneamento de áreas inundáveis a partir da utilização de modelo hidráulico, associado a um Sistema de Informações Geográficas, na cidade de Governador Valadares, MG. Com base nos perfis de linha d'água para diferentes períodos de retorno, juntamente com o MNT, através de operações matemáticas realizadas em um SIG, foram determinadas as áreas inundáveis da cidade.

Knebl *et al.* (2004) realizaram modelagem de inundação que integra SIG, modelo hidrológico e hidráulico (HEC-HMS/RAS). Concluíram que a modelagem fornece uma ferramenta para previsões hidrológicas de alagamento em uma escala regional.

Calçada *et al.* (2004) aplicaram modelos HEC-HMS/RAS e Sistema de Informações Geográficas para analisar e delimitar áreas inundáveis e apresentaram as áreas inundáveis para a vazão de período de retorno de 100 anos para os rios Comoro e Bebui, Timor Leste.

Oliveira (2003) apresentou de forma integrada as técnicas de geoprocessamento aplicáveis à modelagem hidrológica e hidráulica, na bacia do rio Pararangaba (75,64 km²), para analisar o processo intensificado de urbanização com frequente ocorrência de inundações. O autor observou que para períodos de retorno de 10, 50 e 100anos a bacia apresenta longas faixas laterais susceptíveis a inundação. Além disso, observou que em alguns pontos a água atingiu entre 50 e 125 metros de margem do canal.

Vianna (2000) realizou estudo, cujo objetivo foi à aplicação de uma metodologia para determinação de áreas sujeitas à inundação pela combinação de modelagens hidrológica e hidráulica e de um sistema de informação geográfica (SIG). O estudo utilizou o modelo HEC-HMS para a simulação hidrológica e o HEC-RAS para propagação da cheia.

4 ÁREA DE ESTUDO

A presente pesquisa foi desenvolvida tendo como área de estudo é a bacia hidrográfica do Campus da UFSC (4,5 km²), inserida na bacia do Itacorubi (25 km²), localizada na região Centro-Oeste de Ilha Florianópolis, Brasil. A hidrografia, que constitui o sistema de drenagem natural é formada pelo rio do Meio e seus afluentes os rios Serrinha, Pantanal, Cesar Seara, Eletrosul e Carvoeira (Figura 4.1).

O rio principal, rio do Meio, possui aproximadamente 4,0 km de extensão e declividade de 0,0893 m.m⁻¹, com escoamento na direção de Sul para Norte. A cabeceira da bacia está localizada, aproximadamente, a 444 m e seu exutório em torno de 2 m de altitude, desaguando no manguezal do Itacorubi. Conforme observações feitas em campo no comportamento do fluxo do canal em dias de chuva e com base na análise dos dados monitorados, o rio não sofre efeito de maré meteorológica.

Essa é uma bacia essencialmente urbana, com trechos do canal principal e seus afluentes, dentro dos limites do Campus Universitário, revestidos com pedras nas paredes e concreto no leito. Ao longo destes canais existem pequenas e grandes ligações de condutos de concreto e PVC, que contribuem constantemente para a vazão dos canais (LABDREN, 2002).

O clima da região é condicionado pelo domínio das massas de ar quente e úmida, Tropical Atlântica e pela influência das massas Intertropical e Polar Atlântica, caracterizando-o como mesotérmico úmido, com verões quentes e invernos amenos. O regime de chuvas é influenciado pela Frente Polar Atlântica, que resulta do encontro das massas Polar Atlântica e Tropical Atlântica, também responsáveis pelos ventos sul e sudeste; Norte e Nordeste, respectivamente (FREYESLEBEN, 1979).

A temperatura média anual fica em torno de 20,4°C, com o mês mais quente em janeiro, com média de 24,5°C, e a mais baixa registrada no mês de julho, com média de 16,5°C (MONTEIRO, 2001; MENDONÇA, 2002). A umidade relativa do ar é alta na região e a evapotranspiração média é de 1019 mm.ano⁻¹ (SIERRA&LEDO,1998).

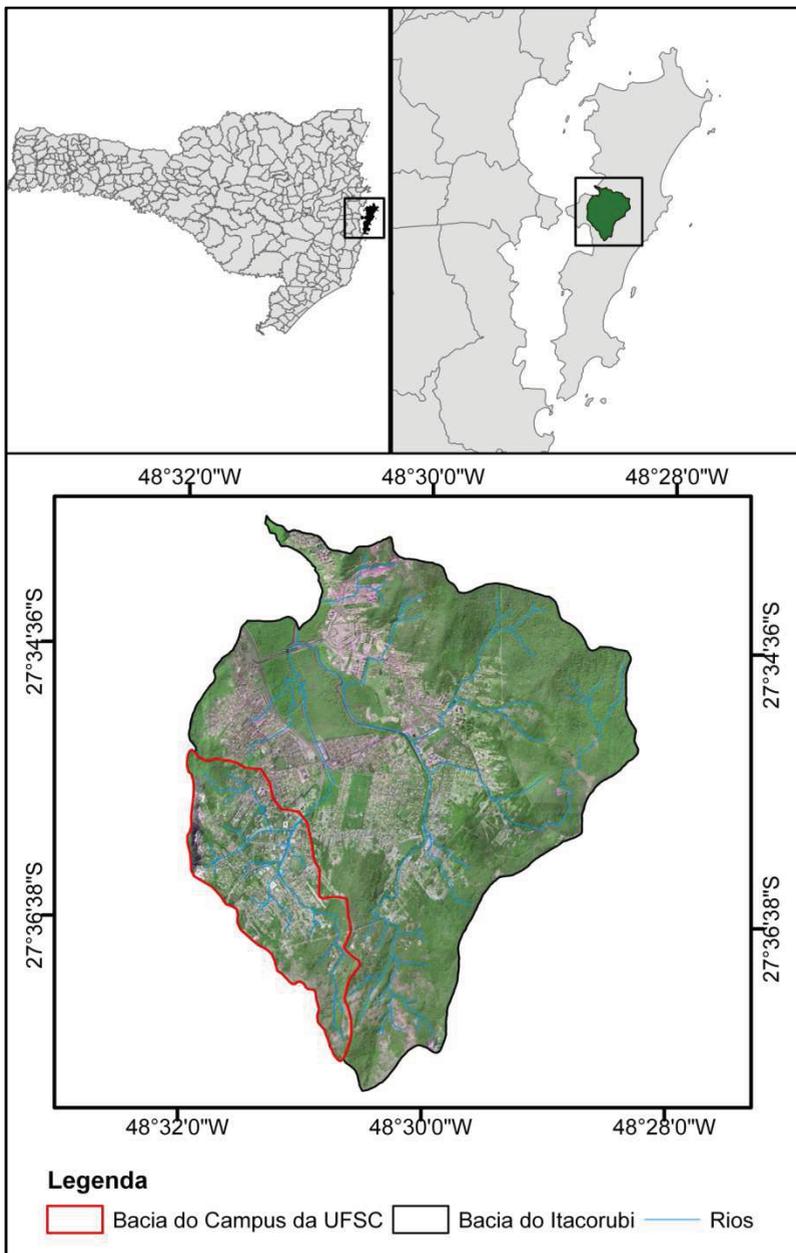


Figura 4.1: Localização da bacia do Campus da UFSC e do Itacorubi.

O Regime pluviométrico da bacia foi baseado nos dados da estação (código 02748006) de responsabilidade do INMET e da EPAGRI, localizada nas coordenadas 27°36'07'' de latitude Sul e 48°37'11'' de longitude Oeste, a 1,84 m de altitude. O período de dados utilizados foi de 1969 a 2010 (Figura 4.2). Com base nos dados foi verificado que a média anual de precipitações é 1722,72 mm, sendo que destes 35,9% ocorrem no verão (janeiro a março), 27,3% na primavera (setembro a dezembro), 17,9% no outono (abril a junho) e 18,9% no inverno (julho a setembro).

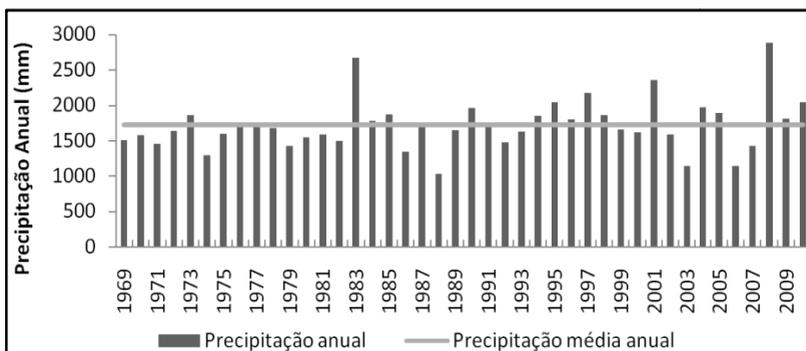


Figura 4.2: Precipitação anual e média anual entre 1969 e 2010.

A Ilha de Santa Catarina é constituída basicamente por duas formações: terrenos rochosos e sedimentares, denominados de cristalinos e formações recentes, respectivamente. Os terrenos cristalinos formam as partes mais elevadas da Ilha de Santa Catarina, destacando-se uma cadeia central na direção N-S e os pontos rochosos que se sobressaem no entorno. Já os terrenos sedimentares, localizados nas partes mais baixas, formam a planície costeira com depósitos aluviais, dunas restingas e manguezais (FLORIANÓPOLIS, 2004, 2008).

Na bacia do Campus da UFSC destacam-se as unidades geomorfológicas do Complexo Cristalino do Proterozóico Superior ao Eo-Palozóico e, depósitos sedimentares do Quaternário. Sendo o primeiro, representado, predominantemente, por granitos e granodioritos e, o segundo, por sedimentos argilo-siltico-arenosos (SERRA & LEDO, 1998). A Figura 4.3 mostra a altimetria da bacia do Campus da UFSC.

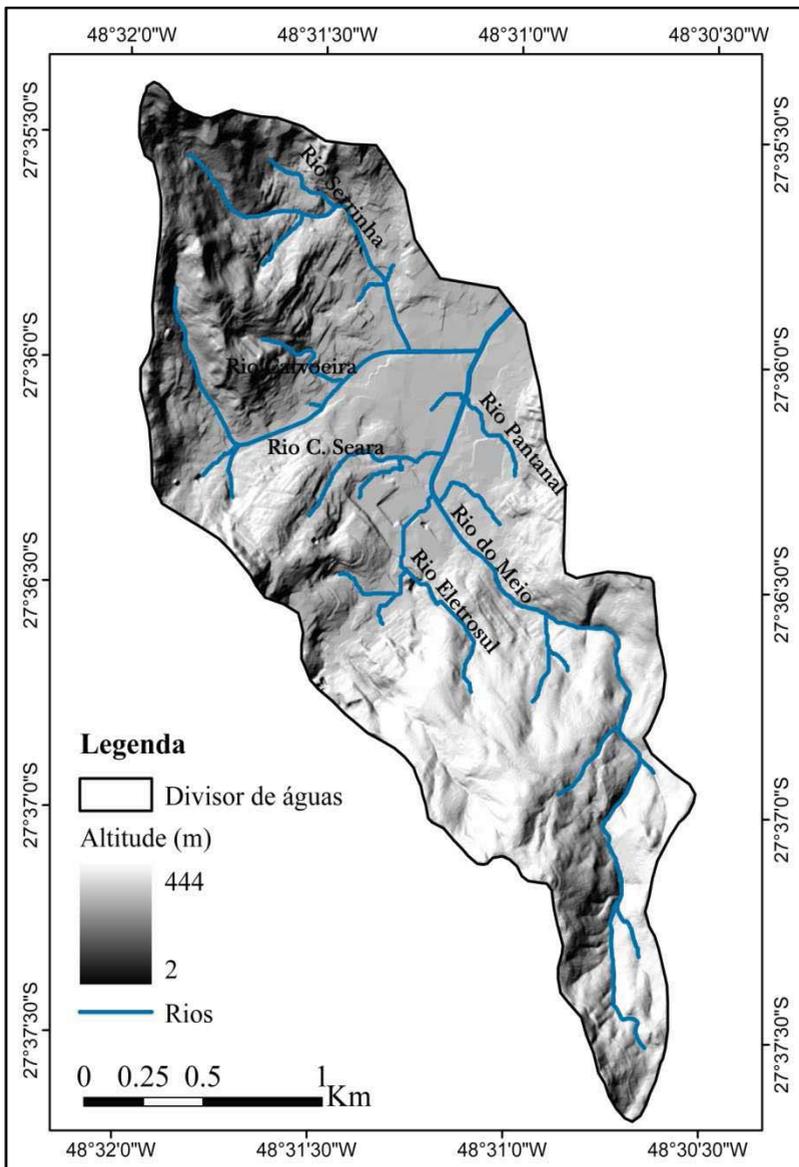


Figura 4.3: Mapa altimétrico da bacia do Campus da UFSC.

Os solos predominantes da bacia são os Argissolos e Gleissolos (FLORIANÓPOLIS, 2004).

Os Argissolos são Solos que apresentam migração de argila do horizonte A para o B, criando um gradiente textural entre esses horizontes, onde o A fica mais arenoso, e o B mais argiloso. A profundidade desses solos é de, aproximadamente, 1,5 m. Quando desprovidos de vegetação esses solos possuem fragilidade à erosão (HERRMANN, 1989).

Os Gleissolos são solos hidromórficos, constituídos por material mineral, que apresentam horizonte glei dentro de 150 cm da superfície do solo, imediatamente abaixo de horizontes A ou E (com ou sem gleização), ou de horizonte hístico com espessura insuficiente para definir a classe dos Organossolos. Os solos desta classe encontram-se permanente ou periodicamente saturados por água, salvo se artificialmente drenados. A água permanece estagnada internamente, ou a saturação é por fluxo lateral no solo. Em qualquer circunstância, a água do solo pode se elevar por ascensão capilar, atingindo a superfície. Esses solos são mal ou muito mal drenados, em condições naturais (EMBRAPA, 2006). De acordo Herrmann (1989), esses solos são comuns nas áreas de planícies da Ilha de Santa Catarina e possuem textura geralmente argilosa.

Ainda segundo a EMBRAPA (2006) os Gleissolos são formados principalmente a partir de sedimentos, estratificados ou não, e sujeitos a constantes ou periódicos excessos de água, o que pode ocorrer em diversas situações. Comumente, desenvolvem-se em sedimentos recentes nas proximidades dos cursos de água e em materiais colúvio-aluviais sujeitos a condições de hidromorfia, podendo se formar, tanto em áreas de relevo plano de terraços fluviais, lacustres ou marinhos, como em matérias residuais em áreas abaciadas e depressões.

A bacia do Itacorubi, onde se insere a bacia do campus da UFSC, é essencialmente urbana, sendo que nas partes mais altas, o Maciço do Morro da Cruz, predomina remanescentes primários da Floresta Ombrófila Densa e secundários em diferentes estágios de regeneração (capoeira, capoeirinha) no restante da área (SIERRA & LEDO, 1998; FLORIANÓPOLIS, 2009).

A ilha de Santa Catarina passou para categoria de cidade em 1822. A evolução urbana se deu em consequência do desenvolvimento de lugarejos e freguesias por volta do século XVIII, que se desenvolveram de forma mais intensa durante todo o século XIX, com

habitações simples e atividades de pesca e agricultura voltada para o cultivo da mandioca, cana, café e milho, como era na antiga fazenda Assis Brasil (COLLARES *et al.*, 2004).

Em 1962 com a construção da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) na antiga fazenda Assis Brasil (Figura 4.4), surgiu uma nova direção do espaço urbano, onde foram povoados o Morro da Cruz, os bairros Trindade, Pantanal, Córrego Grande, Itacorubi e Santa Mônica, constituindo uma densa aglomeração que se expandiu a partir da praça central, atualmente, denominada de Praça XV (SANTOS, 2003).



Figura 4.4 Fotografia da fazenda Assis Brasil antes da construção da UFSC em 1960.

Fonte: UFSC (1960).

Segundo o autor acima citado, o crescimento demográfico acabou provocando a valorização da área, aumentando o desenvolvimento com o auxílio do setor imobiliário e comercial, com o objetivo de atender às diversas instituições que se instalaram no local, dentre elas a UFSC (Figura 4.5).

As terras do bairro Trindade e adjacências até a década de 1970 possuíam baixo valor comercial. Sendo que a Trindade foi o bairro mais

valorizado ao longo de 20 anos, com um crescimento expressivo de 3356,20%, quando comparado ao do centro da cidade, que registrou 516,50% no mesmo período (COLLARES *et al*, 2004). No anexo C são apresentadas as fotografias que mostram a evolução do processo de urbanização na bacia em estudo.



Figura 4.5: Fotografia do campus da UFSC na década de 1970.

Fonte: UFSC (1970).

Conforme Bueno (2000), na década de 80, devido ao crescimento urbano expressivo houve uma intensa exploração da área com a retirada da vegetação original dando lugar a novas habitações, resultando numa alta valorização imobiliária da região. Desse processo, iniciou a ocupação de encostas e topo de morros, bem como a construção dos primeiros prédios residenciais e conjuntos habitacionais.

A expansão demográfica causou sérios impactos ambientais. A ocupação indevida do solo, sem planejamento, aliado a fatores como a produção de resíduos sem destinos adequados, falta de saneamento básico e abastecimento de água ineficiente, agravou ainda mais o problema da região (COLLARES *et al*, 2004).

A ocupação intensa dos lotes e o adensamento demográfico, contribuem para o aumento do escoamento superficial, causando sérios prejuízos aos ecossistemas e à qualidade de vida da população local.

Aliado a esses fatores e, conforme salientam Bez *et al.* (1999), a declividade acentuada das encostas, o relevo plano nas áreas mais baixas, associado ao progressivo desmatamento e ocupação dessas áreas, tem contribuído para o aumento dos níveis e a frequência das inundações.

4.1.1 A influência da bacia Campus da UFSC sobre o Manguezal do Itacorubi.

O Manguezal do Itacorubi é um ecossistema delicado, sendo que “a ocupação antrópica (canalização, aterros, lixo, represamento, vias) acarreta modificações na sua qualidade e produtividade, alterando suas propriedades físicas, químicas e biológicas”. Localizando-se no sopé de vários morros, constitui-se no destino das águas que nascem e correm pelas encostas, posteriormente desaguardando no mar. Apresenta espécies vegetais típicas adaptadas à flutuação de salinidade e condições propícias para a proteção e reprodução de espécies de animais (SOVERNIGO, 2009).

Para Cristo (2002) apesar dessa importância o mangue do Itacorubi nunca recebeu a devida proteção. Com a intensa ocupação urbana da região, a influência antrópica tornou-se mais severa. O lixo, dejetos e esgoto sem tratamento específico começaram a ser despejados no mangue. Para piorar, no final da década de 50 implantou-se no mangue o lixão da cidade. Em 1969 aterrou-se grande parte do mangue para possibilitar o loteamento do bairro Santa Mônica juntamente com outros bairros Trindade, Pantanal, Córrego Grande e Itacorubi. Nessa época já havia redução de 36% na fauna do ecossistema.

Enquanto os antigos moradores delimitavam as áreas alagadiças das não alagadiças com uma estrada geral, as novas ocupações simplesmente se instalaram ao nível do mangue, sofrendo, desse modo, constantes inundações. Para remediar esse problema, foram abertos canais de drenagem no meio do mangue, o que nunca deu certo, além de ser um grande impacto ecológico (SCOTTON, 2007).

Esses acontecimentos acarretaram a diminuição do índice de vegetação, diminuindo as barreiras naturais que continham a velocidade da água em períodos de precipitação elevada. Além disso, as formas

retilíneas impostas sobre a rede de drenagem do manguezal podem inverter a função de dispersor da velocidade das águas e filtrador do escoamento continental, não retendo a matéria orgânica em dispersão. Vale também ressaltar o aumento de sedimentação na borda de contato entre o mangue e o mar, evidenciando camadas de sedimentação recentes provindas de todo o complexo hidrográfico do Campus da UFSC (COLLARES, 2004).

5 MATERIAS E MÉTODOS

5.1 FLUXOGRAMA METODOLÓGICO

A Figura 5.1 mostra o fluxograma com as principais etapas utilizadas para a realização do presente trabalho.

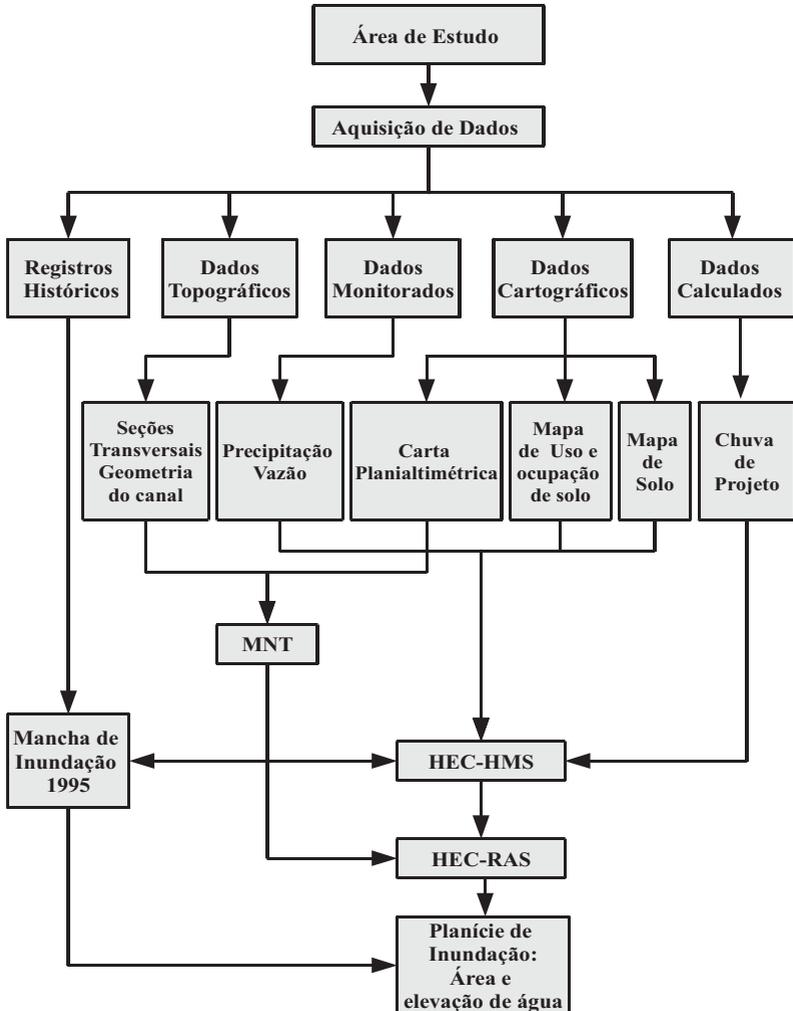


Figura 5.1: Fluxograma metodológico.

5.2 MATERIAIS

Os dados utilizados no presente estudo consistiram em: (i) registros históricos de inundações; (ii) dados topográficos; (iii) dados monitorados; (iv) dados cartográficos; (v) dados calculados e (vi) programas computacionais.

5.2.1 Dados dos registros históricos

Para o levantamento histórico das inundações ocorridas na bacia do campus da UFSC foram consultados jornais, boletins de monitoramento de clima, a comunidade local, registros cartográficos, publicações em periódicos, trabalhos acadêmicos, relatórios técnicos e arquivos históricos de ocupação urbana da bacia.

A visão geral de ocorrência das inundações foi obtida por meio de consultas ao atual diretor da Agência de Comunicação da UFSC (AGECOM) o Sr. Moacir Loth, que forneceu um importante arquivo de fotografias das áreas atingidas pela inundação que ocorreu na bacia do campus da UFSC em 1995.

A partir dos registros históricos foram identificadas a ocorrência de 5 eventos de inundação na bacia em estudo. Para auxiliar a sua caracterização foram utilizados dados de séries históricas da estação meteorológica pertencente ao INMET. Com base nestes dados e no registro histórico foram identificadas as precipitações que causaram as inundações (Tabela 5.1).

Tabela 5.1: Datas de ocorrência das inundações na bacia do campus da UFSC no período entre 1980 e 2011.

Ano	Mês	Dia	Total mensal (mm)	Média mensal (mm)	Desvio mensal (mm)
1981	Março	28 e 29	292,9	9,4	26,6
1983	Janeiro	5, 6 e 7	279,3	9,0	17,9
1991	Novembro	15	594,7	19,8	72,5
1995	Dezembro	23, 24 e 25	563,2	18,2	49,3
2008	Janeiro	28, 29, 30 e 1	354,9	11,4	26,3

Os dados de 1995 foram comparados com as fotografias do dia do evento de inundação, onde foram evidenciados danos significativos na bacia do campus da UFSC, causando enormes prejuízos às áreas marginais dos rios que cortam a mesma (rios do Meio, Carvoeira e Serrinha).

Com base nas fotografias obtidas da bacia do campus da UFSC nos dias de ocorrência das inundações de 1995, foram levantadas, em campo, as alturas que a água atingiu os prédios, pontes, pessoas, árvores, entre outros. Além disso, foram determinadas as cotas em cada um desses pontos com auxílio de dois receptores GPS, aplicando o método estático diferencial (DGPS) e tempo de coleta de 20 minutos em cada ponto. Este procedimento teve como base de orientação em campo o levantamento histórico e as fotografias tomadas no dia 25 de dezembro de 1995, quando ocorreu o evento de inundação.

A metodologia consistiu em medir com trena as alturas dos pontos correspondentes as marcas de inundação observadas nas fotografias. Estas alturas foram acrescidas às respectivas cotas altimétricas levantadas através do DGPS.

A soma das cotas, determinadas com trena e DGPS, resultou na cota altimétrica de inundação possibilitando, desta forma, mapear as áreas atingidas pela inundação nessas datas. Essas cotas são decorrentes de episódios pluviais intensos com acumulado de 391,7 mm, ocorridos em três dias consecutivos. A Equação 27 mostra como foi calculada a cota.

$$Z_{inundado} = Z_{GPS} + Z_{Trena} \quad (27)$$

onde $Z_{inundado}$ é a cota atingida pela inundação; Z_{GPS} é cota altimétrica determinada com GPS; e Z_{Trena} é a altura de marca de inundação. A Tabela 5.2 apresenta os valores e as coordenadas dos pontos coletados.

Além desses dados, foram determinadas cotas na margem esquerda e direita do canal principal, com a estação total, visando melhorar os detalhes do relevo, uma vez que, o intervalo entre as curvas-de-nível da carta planimétrica (1x1 m) não permitiu uma representação com acurácia do canal do rio do Meio. Essas cotas permitiram determinar as secções transversais do canal, sem a planície de inundação.

A fase de pós-processamento desses pontos levantados com DGPS foi realizada no programa *Trimble Geomatics Office* 1.63,

ajustados ao Datum SAD 69 e Fuso 22S. A Figura 5.2 e a Tabela mostram a localização e as cotas altimétricas dos pontos levantados em campo com DGPS.

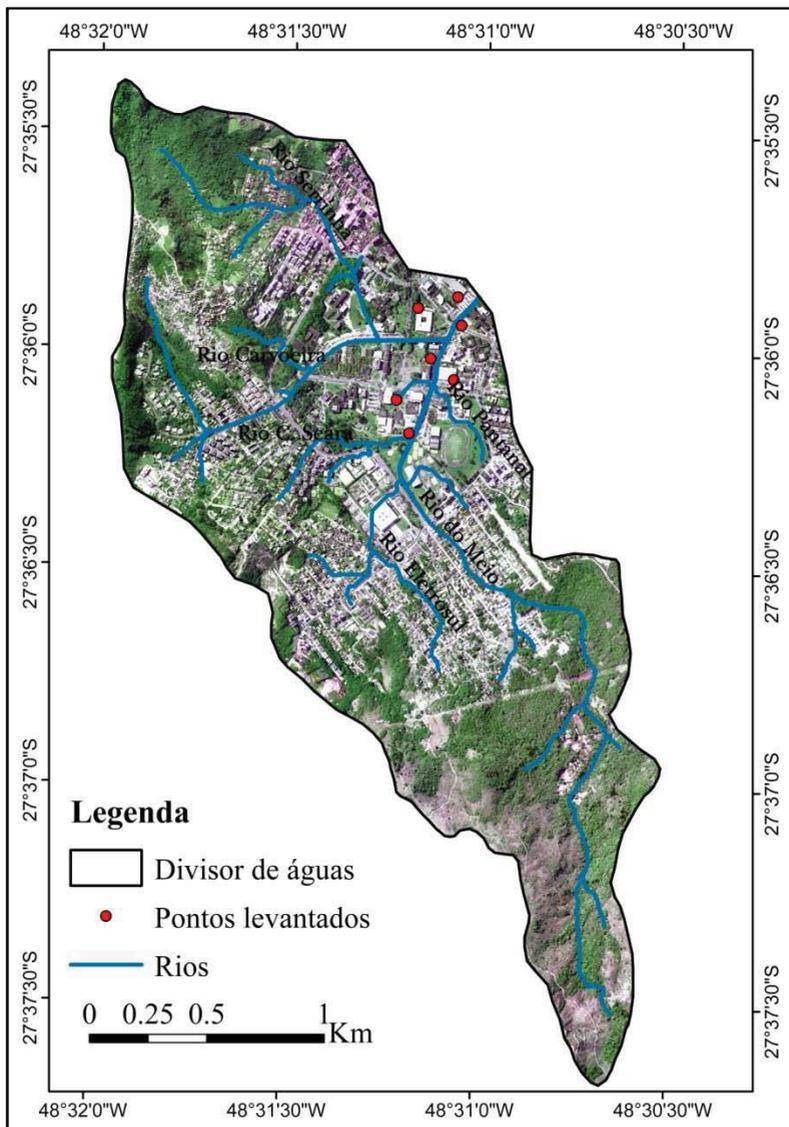


Figura 5.2: Localização dos pontos levantados em campo com DGPS.

Tabela 5.2: Cotas altimétricas, altura do nível da água e as coordenadas geodésicas dos pontos levantados em campo com DGPS.

Ordem	Z_{GPS} (m)	Z_{Trena} (m)	Z_{Inundada} (m)	Latitude	Longitude	Descrição
1	4,93	0,55	5,48	27°35'56"S	48°31'31"W	CTC perto da ponte D. Conti
2	7,24	0,20	7,44	27°36'61"S	48°31'14"W	Cento de Convivência
3	7,32	0,43	7,75	27°36'11"S	48°31'12"W	Agecom
4	4,91	1,52	6,43	27°36'31"S	48°31'41"W	Laboratório de Mecânica
5	5,70	1,00	6,70	27°36'10"S	48°31'80"W	Reitoria
6	6,31	0,80	7,11	27°35'54"S	48°31'10"W	Biblioteca Central
7	3,78	1,44	5,22	27°35'51"S	48°31'21"W	Hospital Universitário

5.2.2 Dados topográficos

No levantamento dos pontos em campo foram utilizados uma estação total Leica TPS 400 e dois receptores GPS da Trimble modelos R3 (L1) e 5700 (L1 e L2), respectivamente.

Com o DGPS foram levantadas as cotas de inundação da área de entorno do canal. Já para a determinação da geometria do canal (comprimento, largura e altura) foi utilizado uma estação total. A partir destes dados e da carta planialtimétrica foi gerado o MNT. Este foi utilizado como dado de entrada nos modelos HEC-HMS e HEC-RAS. Além disso, o MNT foi utilizado para gerar as manchas de inundação de 1995.

5.2.3 Dados monitorados

Como dados monitorados foram utilizados uma estações fluviométrica e três pluviométricas.

Para a calibração do modelo HEC-HMS foram utilizados os dados de precipitação e vazão, obtidos das estações pluviométrica e fluviométrica, localizadas dentro da bacia do campus da UFSC (Figura 5.4), de responsabilidade do laboratório de hidrologia (LabHidro) do departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (ENS) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

O período de dados utilizados foi de junho de 2010 a fevereiro de 2011. A partir destes dados foram selecionados dois eventos, um para calibração (29/10/2010 a 30/10/2010) e outro para validação (21/12/2010 a 22/12/2010) do modelo HEC-HMS, visto que apresentaram maior intensidade. Ressalta-se que para período de monitoramento realizado pelo Labhidro, somente dois eventos apresentaram consistência entre a precipitação e a vazão medida, o que justificou a escolha dos mesmos.

Para o período monitorado as vazões foram calculadas a partir da conversão dos dados de nível medidos (linígrafo eletrônico de pressão com data-logger), utilizando a Equação do Manning:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S_o^{1/2} \quad (28)$$

em que Q é vazão ($m^3.s^{-1}$); A é área da seção hidráulica (m^2); n é o coeficiente de resistência de Manning; Rh é raio hidráulico (m); S_o é a declividade do fundo do canal ($m.m^{-1}$).

Para o cálculo do S_o ($m.m^{-1}$), A (m^2) e Rh (m) foram medidas em campo, com estação total, os seguintes parâmetros do canal principal: altura, largura e comprimento. Esses parâmetros foram determinados para o trecho de interesse, desde uma seção de controle a montante (na confluência entre os rios do Meio e Carvoeira) até a seção de controle de jusante, no exutório da bacia. Os valores adotados para S e n foram de 0,003 e 0,028, respectivamente.

Com base na altura medida em campo foi definida a cota inicial (no fundo do canal de 2,34 m) e a final (topo do canal de 4,24 m), bem como o nivelamento da régua na seção de controle. A cota 2,45 m corresponde ao nível zero na régua. Este procedimento foi adotado

visando associar a régua ao aparelho de medição de nível. A Figura 5.3 apresenta a relação cota-vazão, para bacia do Campus da UFSC.

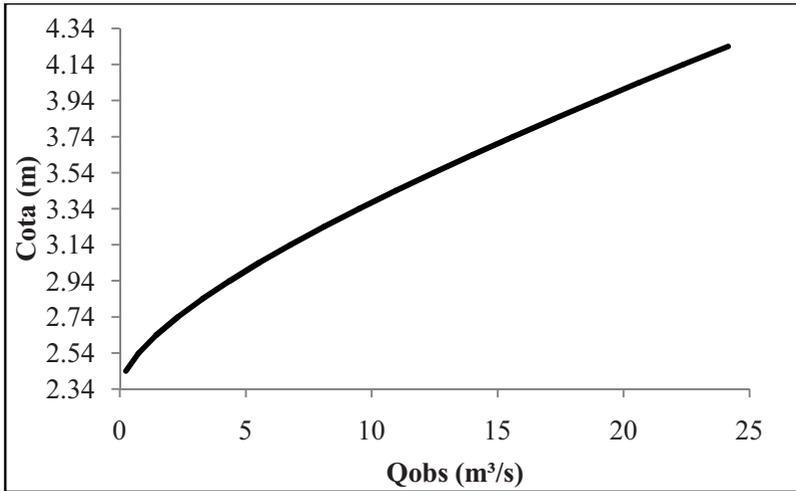


Figura 5.3 Relação cota-vazão da estação fluviométrica da bacia do Campus da UFSC.

Os dados adquiridos do Labsolar foram utilizados para a caracterização de alagamento e extravazamento ocorrido no rio Carvoeira.

Já para a calibração do modelo HEC-RAS foram utilizados os dados de precipitação diária obtidos da estação do INEMET/EPAGRI e históricos das inundações (UFSC, 1995). Sendo, fundamental ressaltar que os dados da precipitação não foram utilizados diretamente no HEC-RAS, mas sim empregados para o cálculo da vazão que causou a inundação nos dias 23 a 25 de dezembro de 1995. A Figura 5.4 mostra a localização das estações pluviométrica e fluviométrica utilizadas no presente estudo. Entretanto, não é possível visualizar a estação do INEMET, uma vez que se encontra fora da bacia do Campus da UFSC. Já a Tabela 5.3 apresenta as características das estações pluviométricas e fluviométrica utilizadas para as simulações nos modelos.

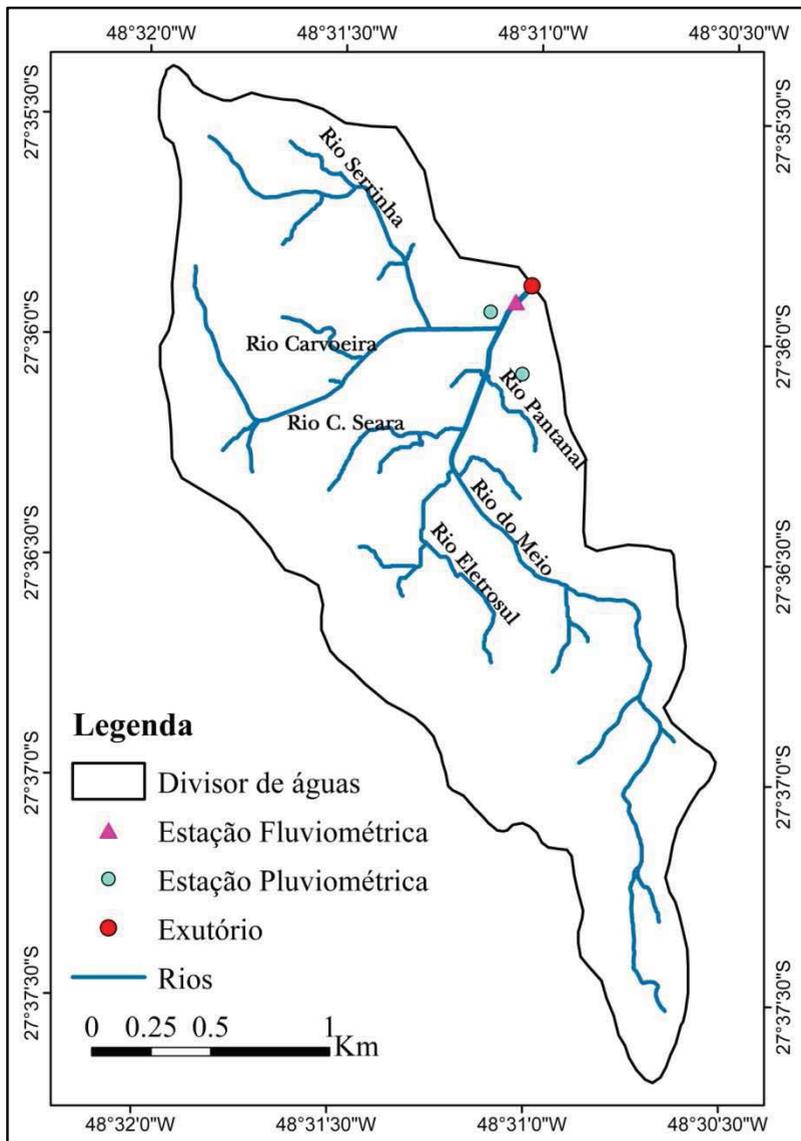


Figura 5.4: Localização das estações pluviométrica e fluviométrica.

Tabela 5.3: Estações pluviométricas e fluviométrica utilizadas no estudo.

Código	Nome	Latitude	Longitude	T	Tw	Rp
2748006	Florianópolis	27°36'07" S	48°37'11" W	P	Diária	INMET
2748006	UFSC	27°36'07" S	48°31'0" W	P	Horária	LABHIDRO
-	UFSC	27°36'56" S	48°31'7" W	F	Diária	LABHIDRO
-	Florianópolis	27°36'50" S	48°31'40" W	P	Diária	LABSOLAR

T-Tipo de dados; Tw-Periodicidade dos dados e Rp-Responsável.

5.2.4 Dados calculados

Para o cálculo da chuva de projeto foi utilizada a equação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) ajustada para cidade de Florianópolis por Back (2002). Isso devido à área de estudo possuir um período de observações de apenas um ano. A equação foi desenvolvida a partir de dados diários relativos ao período de 1986 e 1998. A Equação utilizada foi:

$$i = \frac{190,9T^{0,149}}{\tau^{0,339}} \quad (29)$$

em que i é a intensidade (mm^{-1}); T é o período de retorno (ano) e τ é a duração da precipitação (minutos).

5.2.5 Dados cartográficos

Para o estudo foram utilizados os seguintes dados cartográficos: (i) mapa do levantamento de solos do município de Florianópolis (1:50000), elaborado por Florianópolis (2004); (ii) cartas planialtimétricas da bacia do Campus da UFSC (1:2000); (iii) fotografias aéreas nas escalas 1:5000 e 1:15000, obtidas a partir dos levantamentos aerofotogramétricos realizados em 2007 e 1998, respectivamente e georreferenciadas, em coordenadas UTM (Universal Transversa de Mercator), datum SAD-69. Esses dados foram disponibilizados, gratuitamente, pelo Instituto de Planejamento Urbano Florianópolis (IPUF).

5.2.6 Programas computacionais

Para a edição dos dados de entrada e simulações das inundações foram utilizados os seguintes programas computacionais: (i) ArcGIS 9.3 desenvolvido pela *Environmental Systems Research Institute* (ESRI), Redlands, California, EUA; (ii) HEC-HMS 3.5 (USACE, 2010a); (iii) HEC-RAS 4.1 (USACE, 2010b); HEC-GeoHMS 5.0 (USACE, 2010c); HEC-GeoRAS 4.3.93 (USACE, 2011); (iv) SPRING 5.0.6 (Sistema de Processamento de Informações Georreferenciadas) e (v) TGO 1.6.3 (Trimble Geomatics Office).

5.3 METODOLOGIA

5.3.1 Geração do Modelo Numérico de Terreno

O modelo numérico do terreno (MNT) é um dos dados de entrada fundamentais para a modelagem hidrológica. No presente estudo para a determinação do MNT foram utilizadas as curvas-de-nível e a rede de drenagem, obtidas das cartas planimétricas digitais, bem como os pontos cotados levantados em campo. Para a elaboração do MNT utilizou-se o método de interpolação que emprega o algoritmo ANUDEM proposto por Hutchinson (1993), disponível na ferramenta *topo to raster* do ARCGIS 9.3. Este algoritmo permite modelar a área de inundação com maior acurácia, uma vez que considera na interpolação, dados altimétricos e linhas de drenagem, o que proporciona uma melhor caracterização física do terreno, ou seja, um maior detalhamento do relevo. Na interpolação dos dados foi utilizado e uma resolução espacial de 1 m para gerar o MNT.

5.3.2 Mapeamento das áreas inundadas em Dezembro de 1995

O Mapa das áreas inundadas de 1995 foi elaborado a partir do levantamento das cotas de inundação com DGPS e MNT.

Com dados do MNT foram determinadas as áreas atingidas pelas inundações na bacia do campus da UFSC, por meio da Equação (3). Os procedimentos foram realizados através das ferramentas disponíveis no ArcGIS 9.3.

$$AI = MNT \leq Z_{inundada} \quad (30)$$

em que: AI é a área inundada e $Z_{inundada}$ é a cota inundada.

Para determinar as áreas de inundação considerou-se a cota máxima de 7,75 m, conforme Tabela 5.2. Desta forma, foi elaborado o mapa de áreas inundadas da bacia do campus da UFSC.

5.3.3 Uso e ocupação do solo

Para a elaboração dos mapas de uso e ocupação do solo foram utilizadas fotografias aéreas digitais georeferenciadas de 1998 (escala 1:15000) e 2007 (1:5000). Ressalta-se que as fotografias de 1998 são em escala de cinza. Já para 2007 são coloridas.

Para o processamento das imagens foi utilizado o software SPRING (versão 5.0.6) disponível gratuitamente na página do INPE (www.inpe.br).

Para a elaboração do mapa de uso e ocupação foi efetuado a segmentação da imagem e posterior classificação supervisionada.

Para a segmentação foi adotado o método de crescimento por regiões, que consiste no agrupamento de *pixels* que representam uma mesma região (BINS, 1992; PE-DPI, 2002). Para a sua realização é fundamental definir o limiar de similaridade, limiar mínimo, abaixo do qual duas regiões são consideradas similares e agrupadas em uma única região; e o limiar de área que corresponde o valor de área mínima, dado em número de pixels, para que uma região seja individualizada. No presente trabalho as imagens foram segmentadas utilizando os limiares de similaridade e de área de 25 e 80, respectivamente para a imagem de 1998. Já para imagem de 2007 os valores de similaridade e de área foram de 35 e 150, respectivamente.

O método de classificação supervisionada utilizado foi de Bhattacharya (MORREIRA, 2005), com limiar de aceitação de 99.9%. As classes de uso e ocupação foram definidas com base na tabela de valores de CN (curva número) para áreas urbanas residenciais conforme Tucci (1998). As classes definidas foram: i) áreas construídas; ii) vegetação densa; iii) vegetação arbórea; v) espaços aberto; e vi) solo exposto. Com base nessas classes, foram coletadas amostras de treinamento (conjunto de pixels), representativas de cada uso por meio de digitalização em tela sobre a imagem. Os mapas de uso e ocupação do solo foram elaborados com resolução espacial de 3 m.

5.3.4 Chuva de Projeto

Na análise de inundações é importante conhecer os valores máximos de vazões associados à precipitação crítica que a tenha causado. O conhecimento da distribuição temporal da intensidade da chuva é importante porque condiciona o volume da infiltração e a forma do hidrograma de escoamento superficial direto causado pela precipitação excedente (BEMFICA *et al.*, 2000).

A chuva de projeto é uma representação simplificada da distribuição temporal da precipitação (TUCCI, 1998). A chuva de projeto é resultante das precipitações responsáveis em desencadear a cheia de projeto, para quais as obras hidráulicas devem ser projetadas.

No presente estudo, para a determinação da distribuição temporal da precipitação foi utilizado o método de blocos alternados. A chuva de projeto foi utilizada como dado de entrada no modelo HEC-HMS para a estimativa da vazão. A sua determinação requer a definição da intensidade, duração e tempo de retorno da precipitação.

A intensidade da chuva foi determinada a partir da equação Intensidade-Duração-Frequência (BACK, 2002).

A duração total da chuva foi definida com base no estudo realizado por Kobiyama *et al.* (2006), no qual foi observado que o tempo de concentração se aproximavam da faixa dos 30 a 35 minutos. Com base nesse estudo, foi adotado para o presente trabalho a duração (t) de 35 minutos, discretização temporal de 5 minutos para cada incremento de precipitação. Neste estudo foi adotada uma duração de chuva de projeto equivalente ao tempo de concentração, uma vez que se trata de duração que a torna mais crítica quanto à intensidade.

O período de retorno, adotado para dimensionamento de uma obra de drenagem hidráulica de água pluvial, é considerado o tempo que um fenômeno vai ser igualado ou superado. Este tempo é adotado considerando-se o tipo de obra de drenagem a ser executada e o tipo de danos que a falha da mesma (obra) possa causar no local. Para o presente trabalho os períodos de retornos utilizados foram de 2, 10, 20, 25, 50 e 100 anos.

Com os valores de duração total da chuva e tempo de retorno, foram estimadas, por meio da equação IDF, as intensidades médias para diferentes durações até a duração total. Para isso, foi discretizado o tempo de concentração em intervalos de tempo iguais a 5 minutos até a duração total de 35 minutos. Posteriormente, foram transformadas as

intensidades em incrementos de altura de chuva. Isso para cada intervalo de tempo discretizado. Por fim foi realizado o rearranjo dos incrementos de alturas de chuva em blocos ordenados pela sua magnitude. De maneira que o maior valor seja localizado no centro da duração total da chuva. Já os demais foram colocados alternadamente, à esquerda e à direita do centro da duração total.

5.4 MODELO HEC-HMS

5.4.1 Aplicação do modelo HEC-HMS

Para a modelagem hidrológica na bacia em estudo, inicialmente o HEC-HMS foi aplicado de forma concentrada. Para isso foi utilizado o método Curva Numero do SCS (CN) para estimar a precipitação excedente, o Hidrograma Unitário Triangular do SCS para transformar a precipitação excedente em escoamento superficial e o método de recessão exponencial para determinar o escoamento de base. Na fase de ajuste do modelo foi observado que hidrograma simulado não conseguiu reproduzir o hidrograma observado. Portanto, optou-se pela troca do método Hidrograma Unitário triangular do SCS para o Hidrograma Clark, e o HEC-HMS continuo sem reproduzir de forma aceitável o hidrograma observado. Desta forma, foi realizada a estimativa da vazão através da subdivisão da bacia por sub-bacias.

Já na aplicação do HEC-HMS a partir da subdivisão por sub-bacias, igualmente foi adotado o método Curva Numero do SCS (CN) para estimar a precipitação excedente, o Hidrograma Unitário Triangular do SCS para transformar a precipitação excedente em escoamento superficial, o de recessão exponencial para determinar o escoamento de base e o Muskingum para a propagação da onda de cheia. O resultado obtido mostrou que o hidrograma simulado não conseguiu reproduzir o hidrograma observado. Por isso, mais uma vez foi realizada a troca do método hirograma unitário triangular para o de Clark.

A escolha do método de propagação de onda de cheia, para o cálculo da vazão na bacia em estudo, justifica-se pela ausência dados monitorados de vazão nas sub-bacias. Além disso, este procedimento permitiu o ajuste do HEC-HMS no exutório da bacia, visto que somente neste local dispõe-se de dados de monitoramento de vazão.

Já para a escolha dos demais métodos dependeu de fatores diretamente relacionados ao tamanho da bacia, dos dados disponíveis e da variabilidade espacial dos processos hidrológicos, bem como pela confiabilidade dos resultados obtidos por estes métodos.

5.4.2 Determinação de parâmetros de entrada do Modelo HEC-HMS.

Para aplicação do modelo faz-se necessária a determinação de parâmetros de entrada do modelo. Estes parâmetros são relacionados aos métodos selecionados acima. A Figura 5.5 o mostra os procedimentos utilizados no processo de transformação de chuva-vazão para bacia do Campus da UFSC.

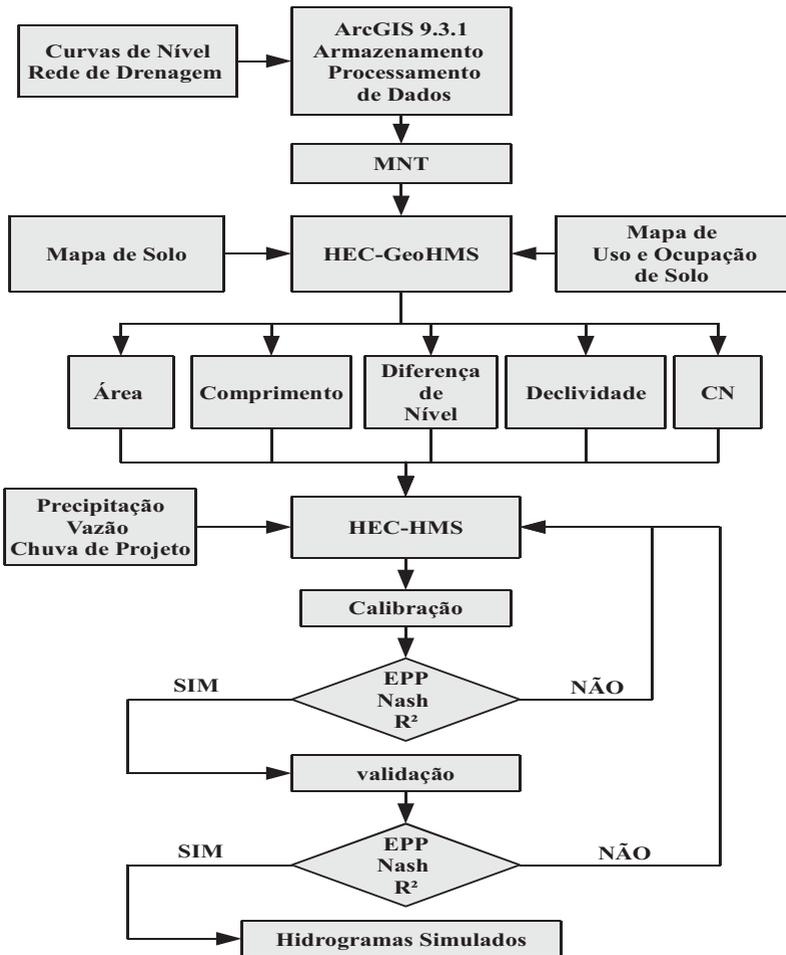


Figura 5.5: Fluxograma metodológico para estimativa de vazão no HEC-HMS.

Para calcular os parâmetros de entrada no modelo e estabelecer um banco de dados morfométricos e hidrológicos da área de estudo foi utilizada a ferramenta HEC-GeoHMS do HEC-HMS, integrada ao ArcGIS 9.3. Ele utiliza o MNT, a rede de drenagem e os limites das sub-bacias para gerar um arquivo, que posteriormente, é lido pelo HEC-HMS, contendo um modelo esquemático da bacia com os seguintes elementos hidrológicos: sub-bacias, trechos de rio, junções e derivações.

Pelo HEC-GeoHMS foi possível dividir a bacia em sub-bacias e determinar as características como: direção do fluxo (Fdr); fluxo acumulado (Fac); área de sub-bacias (A); comprimento do canal (L); declividade (S), conforme descrito em Olivera e Maidment (1998).

Para isso, foi utilizado o MNT e o mapa digital dos rios da bacia. Posteriormente, realizou-se uma correção no MNT, visando preencher as depressões existentes e, desta forma, permitir a continuidade de fluxo para jusante. O procedimento de remoção de depressões e obtenção das direções de fluxo é feito de forma simultânea e interativa, ou seja, na determinação da direção de fluxo o algoritmo D8 ou *deterministic eight neighbours*, garante a correção de depressões no MNT (JENSON & DOMINGUE, 1988).

De acordo com Olivera & Maidment (1988) as direções de fluxo constituem o plano de informações básico derivado de um MNT em formato raster para suporte a estudos hidrológicos.

A partir da direção do fluxo e do fluxo acumulado foram realizadas as seguintes operações: (i) delimitação das bacias e divisão desta em sub-bacias; (ii) cálculo das linhas de drenagem; (iii) ordenamento hierárquico das células; (iv) ajuste da rede de drenagem e (V) cálculo da declividade média das sub-bacias.

O delineamento automático das sub-bacias foi comparado com o resultado obtido pelo Labdren (2002), onde foi observado inconsistência, visto que o algoritmo processa como elemento sub-bacia onde existe qualquer segmento de rede de drenagem.

Deste modo, procedeu-se ao agrupamento das sub-bacias de forma manual, que resultou em 6 sub-bacias, 5 nós ou junções e 5 trechos fluviais, sendo que 4 trechos pertencentes ao rio do Meio e 1 ao rio Carvoeira. As sub-bacias foram denominadas de Serrinha, Carvoeira, Cesar Seara, Eletrosul, Meio e Pantanal (Figura 5.6).

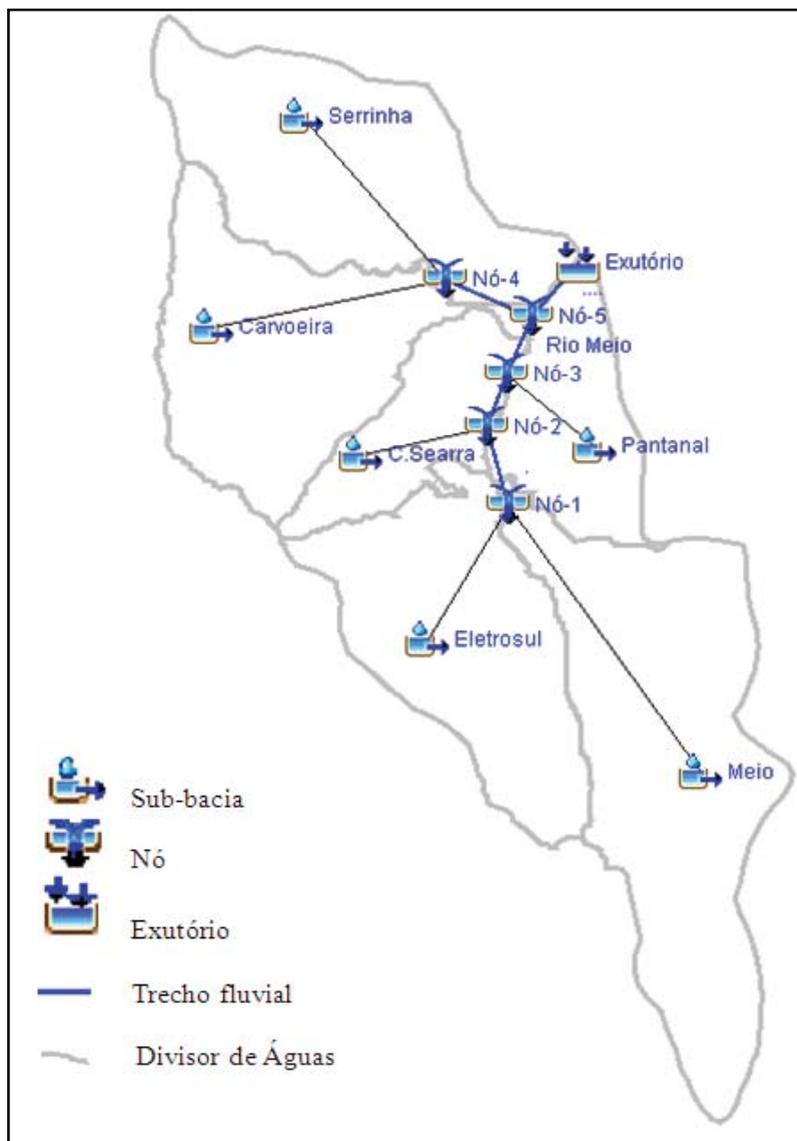


Figura 5.6: Bacia do campus da UFSC com respectivas sub-bacias e trechos utilizados para simulações no HEC-HMS.

O tempo de concentração (t_c) representa o tempo necessário para que toda água proveniente da precipitação na bacia passe a contribuir na seção de controle em estudo. Para o seu cálculo foi utilizado a Equação de Kirpich (Equação 31). Esta equação foi escolhida porque permitiu comparar o resultado obtido com estudos já realizados utilizando a mesma equação (Kobiyama *et al.*, 2006).

$$t_c = 3,989 \frac{L^{0,77}}{S_o^{0,385}} \quad (31)$$

onde t_c é o tempo de concentração (horas); e L é o comprimento do rio (km).

O coeficiente de armazenamento foi calculado com base na Equação 32, proposta por Dooge (1973). O coeficiente de armazenamento representa o amortecimento que a água da chuva sofre até exutório da bacia.

$$R = 80,7A^{0,23}S_o^{-0,70} \quad (32)$$

onde R é a constante de armazenamento (em horas); e A é a área (km²), S_o é a declividade média dos rios das sub-bacias em partes por 10.000 (Ppm). A Tabela 5.4 mostra o resultado das características físicas das sub-bacias da bacia do Campus da UFSC.

Tabela 5.4: Características das sub-bacias da bacia do Campus da UFSC

Sub-bacia	A (km ²)	L (km)	Z _f (m)	S ₀ (m/m)	t _c (hora)	R (hora)
Serrinha	0,88	1,54	128	0,083	0,24	0,71
Carvoeira	0,85	1,96	27	0,014	0,58	2,45
C. Seara	0,34	0,78	41	0,052	0,17	0,79
Eletrosul	0,80	1,08	100	0,092	0,18	0,65
Meio	1,23	2,86	357	0,125	0,33	0,58
Pantanal	0,40	0,45	4	0,009	0,22	2,80

Z_f – Variação altimétrica

Para determinar a chuva excedente, isto é, a parcela da chuva que efetivamente escoará superficialmente na bacia foi necessário determinar o parâmetro CN para cada uma das sub-bacias. Os valores de CN foram estimados com base em valores tabelados em função do tipo de solo e uso do solo (Tabela 5.5).

Conforme descrito anteriormente, na bacia do Campus da UFSC predominam os ARGISSOLOS vermelho-amarelo e GLEISSOLOS háplicos. Esses solos foram classificados como sendo do grupo hidrológico C e D, respectivamente, conforme metodologia proposta por Sartori *et al.* (2005).

O grupo hidrológico C corresponde aos solos que apresentam de 20% a 30% de teor de argila, sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de Terras Roxas, estes dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Quanto aos solos classificados como do grupo hidrológico D apresentam 30% a 40% de argila total, com elevado potencial de escoamento e baixa taxa de infiltração.

Devido a escala do levantamento de solos da bacia ser 1:50000 o tipo predominante encontrado na área de estudo foi o ARGISSOLOS vermelho-amarelo, o qual foi identificado como pertencente ao grupo hidrológico C (SARTORI *et al.*, 2005).

Para estimar os valores de CN foram adotados dois cenários de uso e ocupação do solo, sendo um para o ano de 1998 e outro para 2007. Onde o valor de CN foi determinado para cada classe de uso e ocupação do solo, considerando o grupo hidrológico do solo. Este procedimento foi baseado nos valores apresentados na Tabela 5.5 (TUCCI, 1998).

Com base nos valores de CN para cada classe de uso e ocupação do solo e na topografia da bacia (MNT) foi elaborado um mapa de impermeabilidade denominado mapa de número de deflúvio pontual para os cenários de 1998 e 2007. A partir desse resultado foi realizado um cruzamento com o mapa de sub-bacia e determinado os valores de CN médio para cada sub-bacia para os dois cenários em análise.

A utilização deste procedimento justifica-se pelo fato do HEC-HMS ser um modelo concentrado. De acordo com Chow *et al.*(1988), para um mesmo tipo e uso do solo o valor de CN pode sofrer variações de acordo com o estado atual de umidade do solo.

Para o estudo foi utilizado à condição de umidade antecedente II, onde os valores de CN correspondem aos descritos na Tabela 5.5.

- Condição I - Solos secos: As chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15 mm;
- Condição II - Situação média na Época de Cheia: as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40 mm;
- Condição III - Solo úmido (próximo a saturação): As chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm.

Quando o solo está nas condições I ou III pode ser corrigido pelas Equações 20 e 21:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10-0,058CN(II)} \quad (32)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0,13CN(II)} \quad (33)$$

Tabela 5.5: Descrição dos grupos hidrológicos dos solos.

Tipo de uso do solo	Condições da superfície	Área Impermeável (%)	Grupo Hidrológico do solo			
			A	B	C	D
Estacionamentos e superfícies pavimentadas	Áreas impermeáveis: estacionamentos pavimentados, telhados, caminhos e passagens (excluindo-se passeios)	100	98	98	98	98
Comercial	Bairros urbanos de comércio e negócios	85	89	92	94	95
Industrial	Bairros urbanos industriais	72	81	88	91	93
Residencial	Bairros residenciais com lotes de tamanho médio: 500 m ² ou	65	77	85	90	92

Tipo de uso do solo	Condições da superfície	Área Impermeável (%)	Grupo Hidrológico do solo			
			A	B	C	D
	menos (densidade elevada)					
	Bairros residenciais com lotes de tamanho: 1000 m ²	38	61	75	83	87
	Bairros residenciais com lotes de tamanho: 1350 m ²	30	57	72	81	86
	Bairros residenciais com lotes de tamanho: 2000 m ² (densidade baixa)	25	54	70	80	85
	Bairros residenciais com lotes de tamanho: 8000 m ²	12	46	65	77	82
Florestas	Madeira– Boa condição		30	55	70	77
Gramados, Pastagens	Pastagem, gramados ou campos– Boa condição.		39	61	74	80
Espaços abertos	Espaços abertos (gramados, parques, campos de golfe, cemitérios, etc.) Condição satisfatória (cobertura de grama de 50% to 70%).		49	69	79	84
Agricultura	Cultivos em fileira – Linhas retas com resíduos de cobertura de vegetação do cultivo.		64	75	82	85

Fonte: Tucci (1998).

5.5 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO HEC-HMS

A calibração e validação do modelo foram realizadas por meio dos eventos observados entre 29/10/2010 a 30/10/2010 e 21/12/2010 a 22/12/2010, respectivamente. Esse período foi escolhido, visto que se dispõe de séries observadas de precipitações e as medições de vazões.

O procedimento adotado no presente estudo foi baseado em três etapas distintas: i) estimativas de valores iniciais para todos os parâmetros a partir de informações relativas às características físicas da bacia (sub-bacias) e rede de drenagem, bem como pelos dados encontrados na literatura para bacias com características físicas semelhantes a presente área de estudo. ii) calibração manual e iii) calibração automática.

Os parâmetros definidos no modelo foram: i) Método da Curva Número: CN e I_a ; ii) Hidrograma Unitário Clark são: t_c e R ; iii) método de recessão: F e Q_o ; e iv) método de Muskingum: K e X . Desses o I_a , t_c e R foram considerados como fixos e os demais calibrados.

Os valores iniciais dos parâmetros foram estimados da seguinte forma: Os valores de CN foram adotados com base no CN obtidos no cenário de 2007; o t_c e R foram estimados pelas Equações 31 e 32; o F e Q_o foram estimados a partir da vazão observada da estação fluviométrica; e I_a , K e X foram baseados em Hammouri e EL-Naqa (2007), Oleyblo e Li (2010), e Rostami & Rostamizad (2011), respectivamente. A Tabela 5.6 apresenta os valores iniciais dos parâmetros utilizados para calibração do modelo HEC-HMS.

Tabela 5.6: Valores iniciais dos parâmetros utilizados para a calibração do HEC-HMS

Sub-bacia	Valores de Parâmetros				
	I_a	F	Q_o	K	X
Serrinha	0,10	0,40	0,08		
Carvoeira	0,10	0,40	0,08		
C. Seara	0,10	0,40	0,02	0,30	0,2
Eletrosul	0,10	0,40	0,02		
Meio	0,10	0,40	0,08		
Pantanal	0,10	0,40	0,12		

Os valores iniciais foram fornecidos para o HEC-HMS e, a partir destes, foi iniciado procedimento de calibração manual, procurando ajustar os parâmetros que melhor representam o comportamento da bacia, analisando os hidrogramas calculados e observados.

Quando o pico de hidrograma apresentou um ajuste razoável, iniciou-se a etapa de otimização automática do modelo HEC-HMS. Essa etapa foi realizada por meio do método de Gradiente Univariado e pela função-objetivo do Erro Percentual nos Picos. Esse método permite estimar parâmetros ideais, individualmente, mantendo todos os outros constantes. Porém não indica quais os parâmetros tiveram o maior impacto sobre a solução (KATHOL *et al.*, 2003).

A função-objetivo adotada permite medir aderência entre as vazões de pico calculadas e observadas (KOUTROULIS & TSANIS, 2010):

$$EPP = 100 \left(\frac{q_{sim}(pico) - q_{obs}(pico)}{q_{obs}(pico)} \right) \quad (34)$$

em que $q_{sim}(pico)$ é a vazão de pico simulada e $q_{obs}(pico)$ é a vazão de pico observada.

Para avaliar desempenho do modelo foi utilizado índice de eficiência de Nash-Sutcliffe (NASH) e o coeficiente de determinação (R^2) da dispersão dos dados calculados e observados:

$$NASH = 1 - \frac{\sum_{t=1}^N (Q_{obs}(t) - Q_{sim}(t))^2}{\sum_{t=1}^N (Q_{obs}(t) - \overline{Q_{obs}})^2} \quad (35)$$

$$R^2 = \left\{ \frac{\sum_{t=1}^N (Q_{obs}(t) - \overline{Q_{obs}})(Q_{sim}(t) - \overline{Q_{sim}})}{[\sum_{t=1}^N (Q_{obs}(t) - \overline{Q_{obs}})^2]^{0,5} [\sum_{t=1}^N (Q_{sim}(t) - \overline{Q_{sim}})^2]^{0,5}} \right\}^2 \quad (36)$$

Onde $Q_{obs}(t)$ é a vazão observada; $Q_{sim}(t)$ é a vazão calculada na bacia; $\overline{Q_{obs}}$ é a média das vazões observadas; t é índice temporal e N é o número de observações. O valor de NASH varia de infinito negativo a um (1), sendo que quanto mais próximo for o resultado de 1, melhor será a simulação. Já para o coeficiente de determinação o melhor ajuste entre os dados é alcançado quando R^2 se aproxima de 1 (KIM *et al.*, 2007; MORIASI *et al.*, 2007).

5.6 MODELO HEC-RAS

5.6.1 Aplicação do modelo HEC-RAS

Para a avaliação da capacidade máxima de transporte de vazões em canais e gerar manchas de áreas inundadas foi realizada a modelagem hidráulica unidimensional por meio de HEC-RAS, no trecho do rio do Meio onde freqüentemente ocorrem inundações. Este trecho encontra-se inserido dentro do campus universitário, abrangendo aproximadamente 1 km de extensão (Figura 5.7).

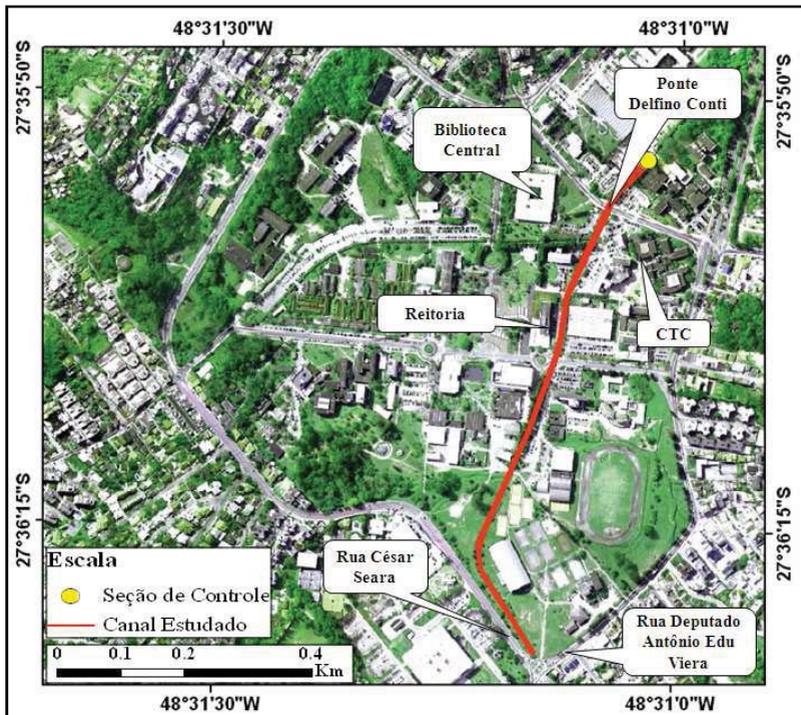


Figura 5.7: localização do trecho do rio de Meio.

O procedimento de cálculo adotado na modelagem foi baseado no teorema de Bernoulli, que consistiu na integração da equação de energia pelo método de passos padrão, descrito anteriormente. A equação de energia foi resolvida iterativamente, partindo de condições

de escoamento na seção de controle, uma vez que a elevação de nível de água é conhecida neste ponto. Já as perdas por atrito foram estimadas pela fórmula de Manning.

A Figura 5.8 mostra o procedimento adotado no presente trabalho.

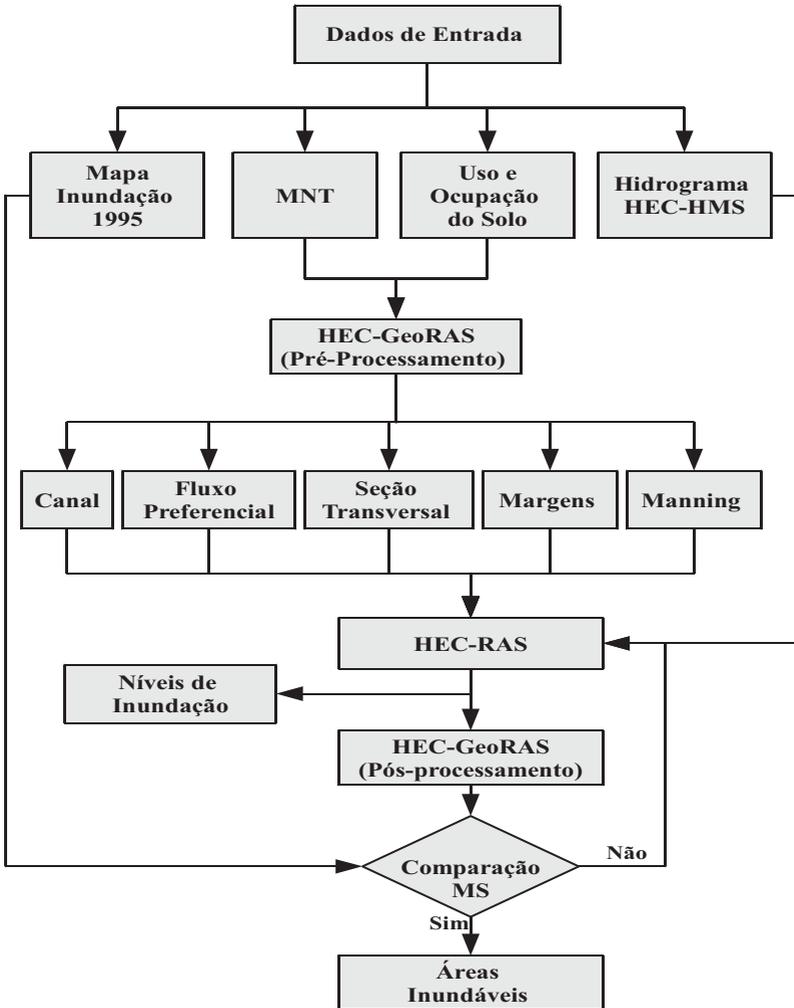


Figura 5.8: Fluxograma metodológico para estimativa de níveis de inundação e áreas inundáveis.

De modo geral, a metodologia empregada na modelagem hidráulica consistiu nas seguintes etapas: (i) pré-Processamento ou geração da base de dados de entrada; (ii) execução do modelo hidráulico HEC-RAS, e (iii) pós-processamento e espacialização da mancha de inundação.

Para a execução da metodologia foram necessários dados relativos ao canal principal, sua subdivisão por trechos, comprimentos e declividades dos trechos, seções transversais, condições de contorno, condições iniciais.

Para isso, foram utilizados como dados de entrada no modelo o MNT; hidrogramas simulados através do modelo HEC-HMS; mapa de uso e ocupação do solo.

Salienta-se que na etapa de calibração do HEC-RAS utilizou-se o mapa de inundação de 1995.

A partir desses dados e com o auxílio da ferramenta HEC-GeoRAS do HEC-RAS, integrada ao ArcGIS, iniciou-se o pré-processamento de dados de entrada. Este procedimento foi realizado com vista a determinar os parâmetros de entrada do modelo do HEC-RAS. No presente trabalho o procedimento consistiu na digitalização e extração de forma automática do fluxo preferencial, das seções transversais e longitudinais, assim como as margens, esquerda e direita. Esses procedimentos foram feitos com o MNT da área de estudo.

As seções transversais ao longo do canal foram posicionadas em locais onde ocorriam mudanças de declividade, de rugosidade do canal e de obstáculos localizados.

As distâncias entre as seções transversais foram medidas no centro do rio, nas margens, esquerda e direita, de modo a permitir a quantificação das perdas de cargas. Ressalta-se que o formato de arquivo do MNT foi de triângulos (TIN- *Triangular Irregular Network*). Além disso, também foram consideradas construções como, pontes existentes ao longo do trecho em estudo, que bloqueiam a passagem das águas. E por fim foi estabelecido um banco de dados. A Figura 5.9 mostra o perfil longitudinal simulado do Trecho do rio do Meio onde: (1) ponte da rua Deslfino Conti, (2) ponte entre reitoria e CTC, (3) ponte da rua Eng. Agrônomo Andrey Cristian Fereira e ponte entre AGECOM e CDS.

mostra a subdivisão do canal em 187 seções transversais, com espaçamento entre elas de 5 m. Nestas seções foram consideradas as 4 pontes existentes no trecho em estudo, assim como os pilares existentes nas referidas pontes.

Os procedimentos utilizados no modelo hidráulico HEC-RAS consistiram na calibração e simulação do perfil de nível de água.

A fase de pós-processamento foi realizada para a geração das áreas inundadas, conforme os períodos de retorno adotados. Esta fase consistiu inicialmente em transformar os resultados HEC-RAS para o formato raiz do ArcGIS. Em seguida, foram determinados os polígonos delimitadores de inundação e cálculo da profundidade de água.

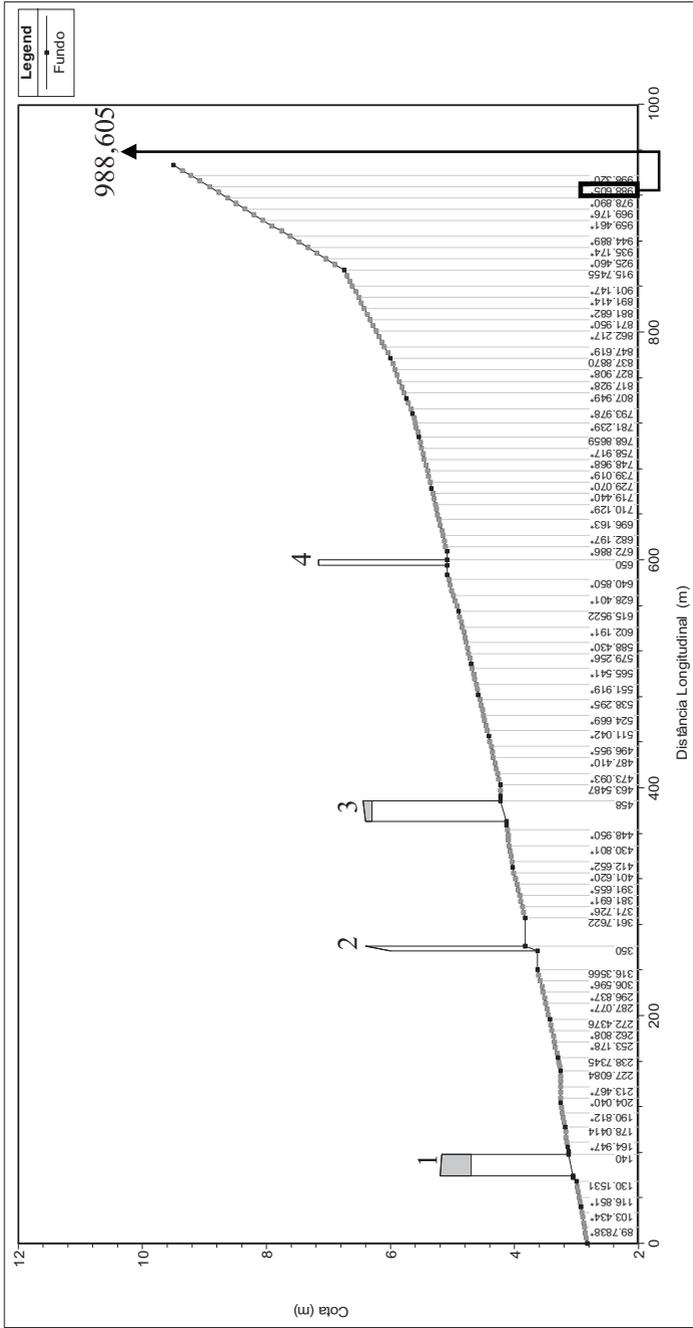


Figura 5.9: Perfil longitudinal simulado do Trecho do rio do Meio onde: (1) ponte da rua Deslino Conti, (2) ponte entre reitoria e CTC, (3) ponte da rua Eng. Agrônomo Andrey Cristian Ferreira e ponte entre AGECOM e CDS.

As condições de contorno são estabelecidas através de cálculos com início em uma seção de controle de canal, levando-se em conta que na propagação em direção a montante, o regime de escoamento é subcrítico, enquanto que em direção oposta (jusante) é relativo ao regime supercrítico. No caso do presente estudo, a seção de controle encontra-se localizada próximo da exutória da bacia e o regime de escoamento adotado foi subcrítico.

Para determinar as condições de contorno foram utilizadas vazões afluentes ao longo do trecho do rio do Meio. Para isso foram realizados estudos por meio do HEC-HMS a fim de representar os hidrogramas de cada afluente a partir de uma chuva de projeto com períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos.

Para a calibração os hidrogramas afluentes foram calculados a partir da precipitação que ocorreu nos dias 23 a 25 de dezembro de 1995, visto que se trata do maior evento registrado na bacia do Campus da UFSC.

Na seção de código 988,320 (que representa a distância longitudinal, em metros, a partir da seção de controle) a montante do trecho do rio do Meio a condição de contorno utilizada foi baseada em um hidrograma afluente, proveniente das sub-bacias Eletrosul e Pantanal. Já na seção jusante (seção de controle) foram consideradas hidrogramas para a bacia como um todo, sendo fundamental ressaltar que para as sub-bacias C. Seara, Carvoeira, Serrinha e Pantanal as entradas afluentes de vazão foram consideradas como contribuições laterais.

As Perdas de Carga por Atrito (h_e) entre as seções transversais foram determinadas utilizando a Equação de Manning, sendo necessária a determinação do coeficiente de rugosidade, que é representado em função de diversos fatores, tais como: material do leito, vegetação, configuração e nível de água no canal (CHOW, 1959).

Neste trabalho, procurou-se estimar o valor do coeficiente de rugosidade para cada uma das seções por meio de inspeção de campo, de fotografias aéreas de alta resolução (1 m) e de mapa de uso e ocupação do solo, relativos ao ano de 2007, optou-se pelo cenário deste ano, uma vez que não foi observada uma variação significativa de uso de ocupação no trecho em estudo, referentes aos dois cenários (1998 e 2007). Os valores iniciais de coeficiente de rugosidade foram ajustados como sendo uma parte inicial do processo de calibração do modelo

HEC-RAS. Estes valores foram ajustados para a planície de inundação e calha principal do canal.

As Perdas de Carga por Transição, que representam a variação da área de escoamento devido à expansão ou contração do canal, foram calculadas através do emprego de coeficientes de perda de carga que é informado ao modelo para cada seção. Desta forma, foram adotados 0,1 para contração e 0,3 para expansão. Estes valores multiplicam a diferença absoluta das cargas cinéticas entre as seções transversais para obtenção da perda de energia causada pela transição.

5.6.2 Calibração do Modelo HEC-RAS

O processo de calibração do HEC-RAS consistiu no estabelecimento de coeficientes de rugosidade em cada seção transversal, de forma que os valores de níveis de água simulados fossem aproximadamente iguais aos observados. Este processo destaca-se pela sua importância em garantir um prognóstico mais realista das condições hidráulicas de escoamento em bacias hidrográficas. Conforme Bales *et al.* (2007) a determinação ideal dos valores de coeficientes de rugosidade em cada seção transversal do canal é um dos requisitos primordiais para um modelo representar coerentemente fenômenos hidráulicos.

Os valores de coeficiente de rugosidade foram estimados através de tabelas, obtidas a partir de ensaios e medições de campo. Isso foi baseado em Chow (1959), onde consta uma lista de valores de coeficientes de rugosidade associados para diversos materiais e condições de utilização. Em relação ao presente estudo, a rugosidade da planície de inundação e do canal foi estabelecida de acordo com a classificação realizada por Baptista & Coelho (2010) que destacam o valor do coeficiente de rugosidade para um determinado tipo de revestimento. A partir desta classificação procurou-se estabelecer uma relação entre o tipo de revestimento e as classes definidas no mapa de uso e ocupação de solo de 2007. Este processo teve como base a inspeção de campo e as fotografias aéreas de alta resolução, relativos ao ano 2007, conforme descrito no parágrafo anterior. Desta forma para as áreas construídas foram adotados o valores de coeficiente de rugosidade referentes ao concreto sem acabamento. Para a vegetação rala e espaços abertos foram adotados valores correspondentes à vegetação de porte médio e alto. Já para o canal principal foi adotado o valor de coeficiente

de rugosidade como sendo de concreto projetado. A Tabela 5.7 mostra os valores adotados do coeficiente de rugosidade no presente trabalho.

Tabela 5.7: Valores do coeficiente de rugosidade adotados para o estudo

Superfície	Coeficiente de Rugosidade
Áreas Construídas	0,014
Vegetação Rala	0,040
Espaços Abertos	0,020
Canal Revestido	0,022

Fonte: Adaptado de Baptista & Coelho (2010).

O procedimento de calibração adotado foi baseado na tentativa e erro, que implica no ajuste dos parâmetros em cada simulação, dentro dos limites reais.

Neste trabalho procurou-se ajustar a mancha de inundação simulada, de modo a coincidir com o limite da mancha de inundação observada em 1995, através da otimização do coeficiente de rugosidade de Manning.

A priori foi feito esforço para calibrar coeficiente de rugosidade de Manning para valores adotados na Tabela 5.7, posteriormente foram utilizados valores diferentes para justificar a sua adequação na simulação de enchente no alcance da inundação de 1995. A rugosidade assumida como correta foi aquela, cujo nível de água se aproximou das marcas de enchentes observadas. A partir desses valores foi calculado o nível de água para as vazões correspondentes aos diferentes períodos de retorno. Além disso, foram determinadas as áreas inundadas pelo respectivo nível de água. Estudos com modelos hidráulicos têm utilizado esse mesmo procedimento, dos quais cita-se Tucci (1998).

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 HISTÓRICO DE OCORRÊNCIA DE INUNDAÇÃO

De acordo com a análise dos dados de registros históricos de inundações da bacia do Campus da UFSC, foi constatado que as inundações com danos significativos em termos econômicos tiveram início depois da instalação da Universidade. A Tabela 6.1 apresenta as datas de ocorrência de inundações na bacia em estudo. Ela mostra o número de dias de chuva, a chuva acumulada e a média para as respectivas datas, bem como, a chuva acumulada nos 5 dias anteriores aos eventos de inundação.

Tabela 6.1: Datas de ocorrência de inundação na bacia do Campus da UFSC, número de dias de chuva, chuva acumulada, média e dos 5 dias anteriores.

Ano	Dias de chuva	Nº de dias	Chuva acumulada (mm)	Chuva Média (mm/dia)	Chuva nos 5 dias anteriores (mm)
1981	28 e 29/03	2	202.8	101.4	1.8
1983	05 e 07/01	3	173.1	57.7	6.1
1991	15//11	1	404.8	404.8	22.0
1995	23 a 25/12	3	391.7	130.6	0.0
2008	20/01 a 01/02	4	390.2	97.6	17.7
	Média		312.5	158.4	

O ano de 1981 foi destacado como sendo o primeiro com ocorrência de episódio pluvial de magnitude, com danos significativos, após a instalação da universidade, na década de 1960. Nesse ano ocorreram quatro episódios pluviais de intensidade elevada nos meses de abril, maio, outubro e dezembro. De acordo com a Figura 6.1 os seus valores totais foram iguais ou superiores à média mensal histórica, porém, somente uma inundação ocorreu devido à precipitação observada nos dias 28 e 29 de março. A precipitação acumulada para o mês de março de 1981 foi de 292,9 mm, com as máximas ocorridas nos dias 28 e 29 (Figura 6.2).

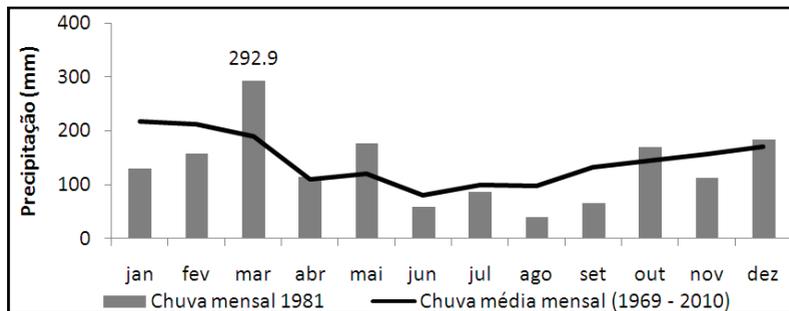


Figura 6.1: Chuva mensal em 1981 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.

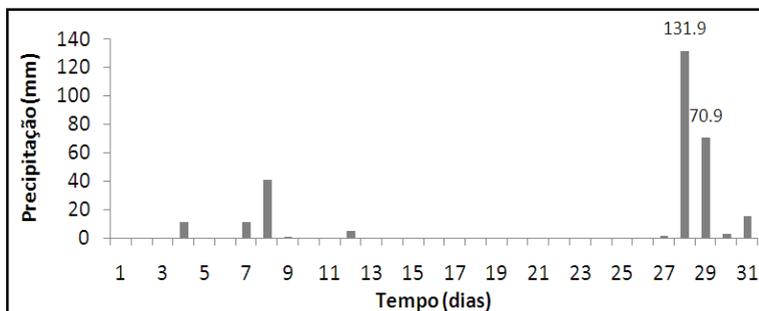


Figura 6.2: Chuva diária para o mês de março de 1981.

Já em 1983 foram observados os mais intensos temporais nos meses de janeiro, julho e dezembro (Figura 6.3). Nota-se que, apesar de a precipitação no mês de julho ter superado em cinco vezes a média histórica observada, a inundação só ocorreu no mês de janeiro, com precipitação máxima observada de 279,3 mm.

A Figura 6.4 mostra uma forte concentração de chuva entre os dias 5 a 7 de janeiro, totalizando 173,1 mm. Essa chuva foi responsável pela inundação na área de estudo em 1983. De acordo com depoimento oral, primeiramente foi verificado um aumento do nível de água no centro tecnológico, reitoria, biblioteca, hospital universitário e centro sócio-econômico. Salienta-se ainda que os danos materiais foram grandes, com a destruição de materiais administrativos.

Conforme Herrmann (1999) as precipitações estiveram associadas a sistemas frontais que permaneceram durante muito tempo e com muita atividade na região Sul do estado.

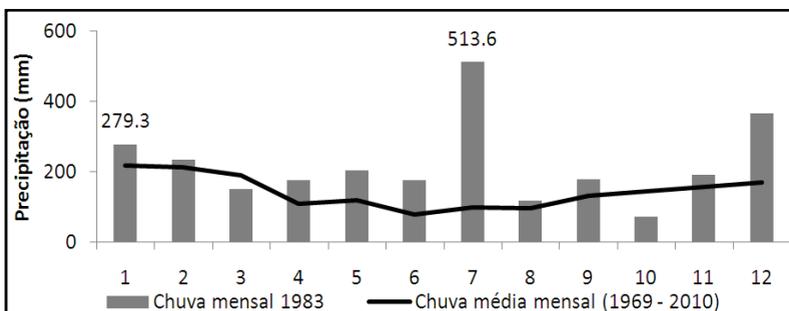


Figura 6.3: Chuva mensal em 1983 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.

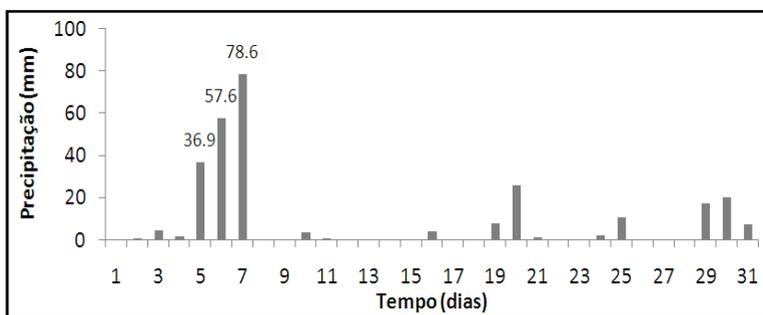


Figura 6.4: Chuva diária para o mês de janeiro de 1983.

Para a inundação observada em 1991 a precipitação mensal ficou abaixo ou próximo do valor médio mensal histórico em oito dos doze meses, com exceção dos meses de agosto, outubro e dezembro. Em novembro, a precipitação mensal superou em três vezes o valor médio histórico com consequências desastrosas para a bacia.

Segundo a análise da precipitação diária nota-se que nos primeiros cinco dias do mês de novembro houve ocorrência de chuvas sobre a bacia na ordem de 115 mm sem causar inundação. Já no dia 15, o total diário foi de 404,8 mm, sendo a maior intensidade ocorrida em apenas 7 horas, com acúmulo de cerca de 310 mm. Pelo registro do pluviômetro da estação do INEMET (Figura 6.5), observa-se um aumento significativo na precipitação em relação a registros anteriores. De acordo com Oliveira & Herrmann (2001) esse valor de 404,8 mm nunca tinha sido registrado antes, e equivale a um volume de

precipitação de três meses consecutivos. A Figura 6.6 apresenta a chuva mensal de 1991 e a chuva média mensal entre 1969 e 2010. Já a Figura 6.7 mostra a chuva diária para novembro de 1991.

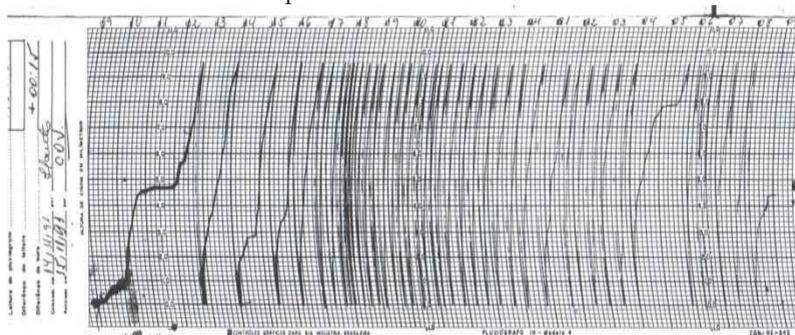


Figura 6.5: registro do pluviômetro relativo ao dia 15 de novembro de 1991.

Conforme o relato oral, esse evento foi notificado como um dos maiores e mais violentos nos últimos anos e resultou no transbordamento de córregos e bueiros, com alagamento das ruas. Entre as principais áreas atingidas por essa enchente destacam-se a Reitoria, os laboratórios do curso de Engenharia Mecânica e os laboratórios de microbiologia e parasitologia do Centro de Ciências Biológicas da UFSC.

Segundo Herrmann et al. (1995), a inundação pode ser explicada por um aglomerado convectivo que deu origem   ciclogênese e frontogênese, associado   convecção tropical sobre o litoral de Santa Catarina.

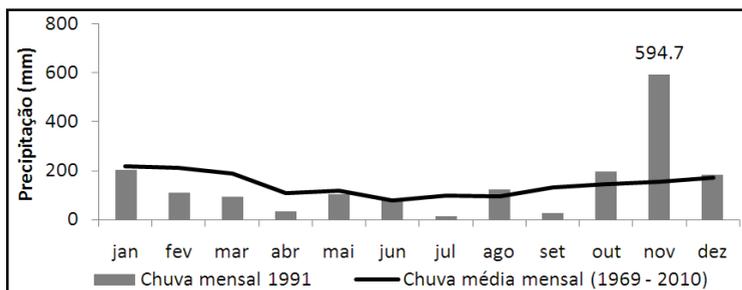


Figura 6.6: Chuva mensal em 1991 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.

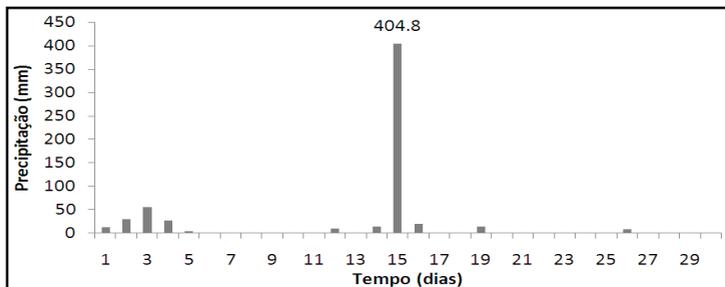


Figura 6.7: Chuva diária de novembro de 1991.

A inundação de 1995 foi considerada tão severa quanto a de 1991. A precipitação mensal ficou abaixo ou próxima à média mensal histórica entre os meses de abril e outubro (Figura 6.8). Em dezembro, a chuva mensal superou mais de três vezes o valor da média histórica.

Na Figura 6.9, onde se mostra a distribuição da precipitação diária durante o mês de dezembro, observa-se que nos primeiros 22 dias a precipitação não superou 4,2 mm, sendo que em 18 dias não houve ocorrência de precipitação. Já entre os dias 23 e 30 verificou-se um acumulado de 559 mm, sendo que a precipitação que causou inundação na bacia ocorreu em apenas três dias, tendo totalizado 391,7 mm. O registro mostra 19,3 mm, 165,8 mm e 206,6 mm para os dias 23, 24 e 25, respectivamente. Estes elevados índices de precipitação foram ocasionados por um sistema frontal transiente, intensificado pela presença de um vórtice ciclônico em altos níveis, proveniente da Argentina, desencadeando uma frontogênese e ciclogênese (HERRMANN org., 2007).

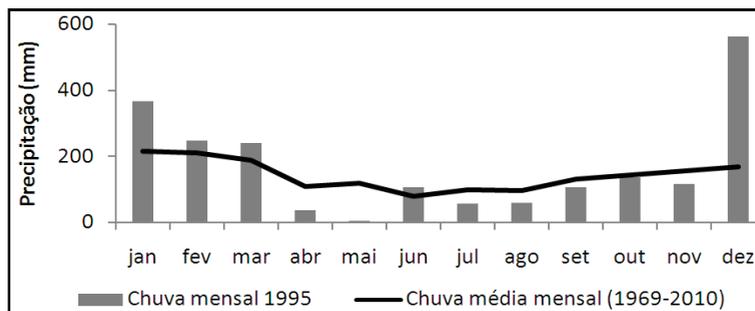


Figura 6.8: Chuva mensal em 1995 e chuva média mensal para o período de 1969 a 2010.

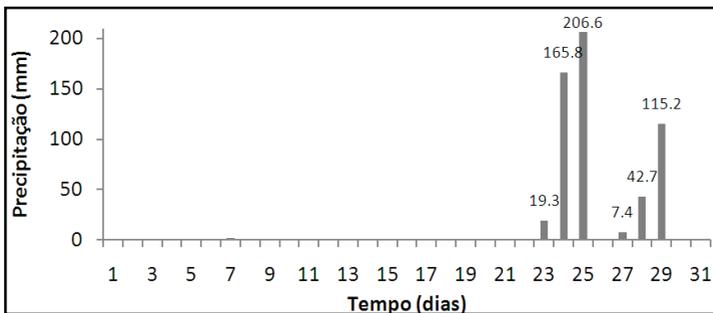


Figura 6.9: Chuva diária de dezembro de 1995.

Conforme o mapa da Figura 6.10, a inundação ocorrida nos dias 23 a 25 de dezembro de 1995 resultaram num volume de água que atingiu uma área de 0,2303 km² da bacia, com cota altimétrica máxima atingida de 7,75 m. Essa área encontra-se inserida dentro dos limites geográficos do campus universitário, que se estende ao longo do rio do Meio, bem como na confluência dos seus afluentes, os rios Carvoeira e Serrinha.

A inundação provocou prejuízos de aproximadamente três milhões de reais à UFSC, onde mais de 40 laboratórios foram invadidos pela água. Os maiores danos foram no Hospital Universitário e nos laboratórios dos cursos de engenharias Mecânica, Sanitária e Civil. Também sofreram com as inundações os Centros de Física e Biologia e Ciências da Saúde, os prédios da Reitoria, da gráfica e imprensa universitária, da biblioteca central, entre outros (UFSC, 1995)

Conforme o Sr. Moacir Loth, em seu depoimento, a água atingiu mais de um metro e meio de altura no hospital Universitário, atingindo a lavanderia, o almoxarifado, a divisão de material e de medicamentos. A policlínica do HU foi interditada pelo Serviço de Único de Saúde (SUS) devido ao risco de contaminação. Os prejuízos materiais foram avaliados no valor de seiscentos e cinqüenta mil reais.

Na Biblioteca Central da UFSC a invasão da água atingiu altura de oitenta centímetros, atingido o material bibliográfico arquivado até a segunda prateleira das estantes. Neste local encontravam-se obras das coleções especiais, classificados como obras originais raras e periódicos esgotados. Conforme o depoimento oral a perda desse material constituiu a mais grave ocorrência na biblioteca devido às chuvas intensas.

No prédio da reitoria a água atingiu um metro de altura, e os danos maiores ocorreram nos departamentos de contabilidade, de

finanças, serviços gerais, material de patrimônio e auditório, com perda total de equipamentos de informática e mobiliário. O prejuízo maior aconteceu com os documentos contábeis e financeiros, comprometendo o fechamento do ano fiscal. A Figura 6.11 mostra fotos da inundação de dezembro de 1995 (Anexo B).

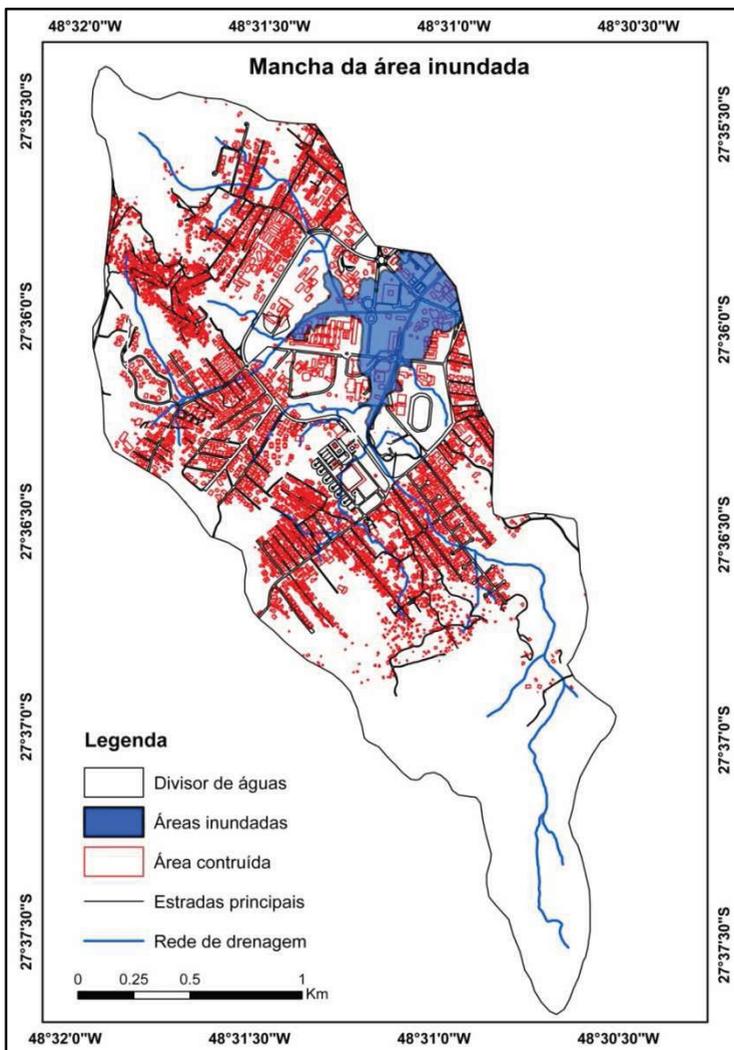


Figura 6.10: Mancha da área inundada em 1995.



Figura 6.11: Fotografia da inundação de dezembro de 1995, (a) laboratório da Mecânica, (b) entre Reitoria e Laboratório da Mecânica, (c) e (d) Ponte Rua Delfino Conti, (e) CTC e (f) Hospital Universitário.

A Figura 6.12 mostra a distribuição da precipitação mensal do ano de 2008 (para a inundação observada), e a média mensal histórica entre 1969 e 2010. Observa-se que a precipitação média mensal em 2008 ficou acima da média histórica em oito meses desse ano, com exceção do mês de maio (71 mm), junho (68.6), julho (8.1 mm) e agosto

(60.7 mm). O mês de julho de 2008 foi o mais seco observado na bacia, e apresenta registro cerca de 10% do acumulado mensal histórico.

Apesar de este ano apresentar um total mensal superior à média histórica nos meses citados, a inundação ocorreu no mês de janeiro, conforme a distribuição diária da precipitação entre os dias 1º de janeiro até 9 de fevereiro (Figura 6.13). A precipitação que desencadeou a inundação ocorreu entre os dias 29 de janeiro e 1 de fevereiro, com acumulado de 390,2 mm em apenas dois dias.

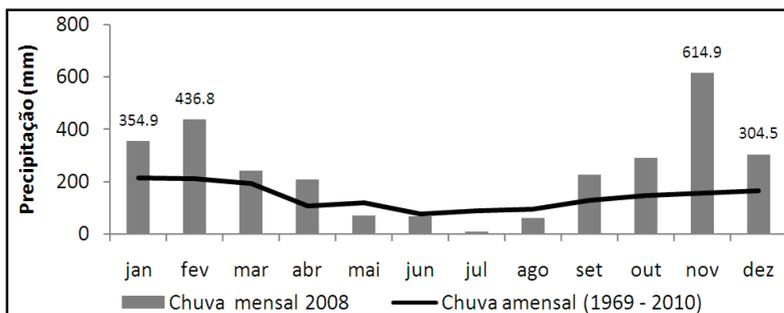


Figura 6.12: Chuva mensal em 2008 e chuva média mensal para período de 1969 a 2010.

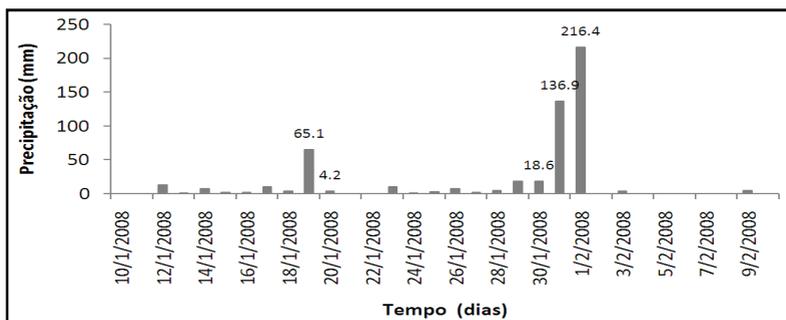


Figura 6.13: Chuva diária de janeiro de 2008.

De acordo com EPAGRI/CIRAM (2008) as características do sistema meteorológico que atuaram durante o evento que culminou com a inundação estiveram associadas a um anticiclone que permaneceu estacionário sobre o Oceano Atlântico, a leste da região Sul do Brasil. Desta forma, o anticiclone favoreceu o transporte de umidade atmosférica do oceano para o continente permitindo a manutenção do

desenvolvimento das nuvens que desencadearam a precipitação contínua e intensa na Grande Florianópolis.

Já em 13 de dezembro de 2011, foi verificado um evento que causou extravasamento, com início às 13h55min e término às 15h00min. Neste caso, uma precipitação de aproximadamente 31,2 mm, com duração de uma hora, (que teve uma precipitação acumulada de 25 mm nos 5 dias anteriores) foi suficiente para provocar alagamentos e extravasamento no rio da Carvoeira, na confluência com o rio do Meio. Esta constatação foi possível através dos dados disponibilizados pelo LabSolar, bem como por meio de observações em campo no momento de ocorrência da chuva. A Figura 6.14 mostra o extravasamento ocorrido 31 minutos depois do início da chuva, quando a precipitação acumulada correspondia a 19,4 mm. Já a Figura 6.15 mostra a chuva total para o evento ocorrido.

Oliveira & Herrmann (2001) analisaram os aspectos pluviais que causaram as enchentes e deslizamentos em um período de 16 anos, na faixa central do litoral de Santa Catarina. Os autores observaram que eventos totais diários inferiores a 40 mm, antecedidos por dias chuvosos ou ocorrências de 40 mm concentrados em poucas horas, foram suficientes para provocar enchentes moderadas. No entanto, essas enchentes ocorreram igualmente com antecedência de dias secos.

Silva *et al.* (2005) analisaram as precipitações ocorridas na bacia do Campus da UFSC no período de 1995 a 2001 e concluíram que os eventos de chuva variaram sua intensidade horária de 0,1 a 73,6 mm.h⁻¹. Observaram também que o evento extremo ocorrido entre 23 horas do dia 24 e 0 hora do dia 25 de dezembro de 1995, foi responsável pela inundação verificada.



Figura 6.14: Rio do Meio confluência com rio carvoeira no momento de ocorrência do evento de chuva no dia 13/12/2011.

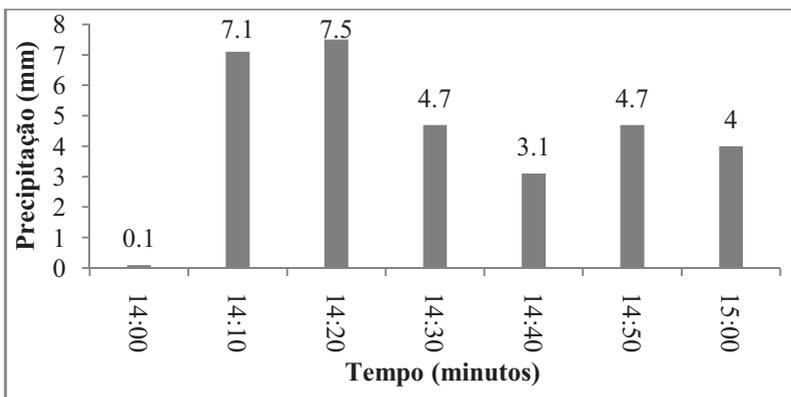


Figura 6.15: Chuva horária observada entre 14h00min e 15h00min no dia 13/12/2011.

6.2 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Os mapas de uso e ocupação do solo revelam que a bacia hidrográfica Campus da UFSC sofreu um grande processo de urbanização, acompanhado por intensa impermeabilização do solo, no período compreendido entre 1980 e 2007. Este processo teve seu início nos finais da década de 1960, com a implantação da UFSC e da sede da Eletrosul, onde as terras ocupadas por agricultura foram substituídas por áreas urbanas (áreas construídas, espaços abertos e solo exposto). A Tabela 6.2 e as Figura 6.16 e Figura 6.17 apresentam os resultados obtidos na análise temporal das mudanças de uso e ocupação da bacia Campus da UFSC.

Analisando os mapas de uso e ocupação do solo na bacia do Campus da UFSC foi observado que as áreas construídas não apresentam alterações significativas em termos de arruamentos, estradas, passeio e praças, o que se justifica pela urbanização consolidada em 1998. As alterações observadas estão relacionadas às construções dos lotes vagos (que ainda estavam disponíveis). Conforme a Tabela 6.2, esta classe apresentou um crescimento acelerado de 15,09%, passando de 24,43% em 1998 para 39,52% em 2007.

As áreas de vegetação densa são ocupadas tipicamente por uma cobertura fechada, com início de diferenciação em estratos com árvores de altura média variando de 5 até 12 metros e idade entre 11 e 25 anos (FLORIANÓPOLIS, 2008). Nesta área observa-se uma diferença de 4,25 % da cobertura vegetal entre 1998 (13,90%) e 2007 (11,65%), ocasionado pelo acelerado desmatamento indevido e por loteamento urbano (SANTOS, 2003).

A área ocupada por vegetação rala foi encontrada em praticamente toda a extensão da bacia. Esta classe compreende as áreas onde predomina vegetação arbustiva de pequeno e grande porte, que se caracteriza por possuir cobertura aberta e dispersa, apresentando altura média de até 5 metros (FLORIANÓPOLIS, 2008). Essa área teve uma diminuição significativa, passando de 34,68% para 26,20%, que pode ser atribuída ao desenvolvimento urbano nas baixas e médias encostas da bacia.

A classe de espaços abertos engloba todas as áreas de vegetação rasteira do tipo gramínea. Essa classe apresentou uma diminuição passando de 18,03% para 16,9%. De acordo com Scotton (2007) essa

variação está associada a novos loteamentos e ao crescimento das áreas verdes de lazer na bacia.

A classe de solo exposto apresentou uma pequena variação de uso e ocupação na bacia para o período avaliado, sendo de 6,96% (1998) para 5,69% (2007). Esta variação está relacionada à eliminação das áreas de pastagem, devido ao abandono da atividade agropecuária local no fim da década de 1980, restando espaços para regeneração da vegetação nativa (CRISTO, 2002).

Tabela 6.2: Uso e ocupação do solo, em área e porcentagem, na bacia do Campus da UFSC, nos anos de 1998 e 2007.

Classes	Área			
	(km ²)		(%)	
	1998	2007	1998	2007
Áreas Construídas	1,10	1,78	24,43	39,52
Vegetação Densa	0,72	0,52	15,90	11,65
Vegetação Rala	1,56	1,18	34,68	26,20
Espaços Abertos	0,81	0,76	18,03	16,94
Solo Exposto	0,31	0,26	6,96	5,69
Total	4,50	4,50	100	100

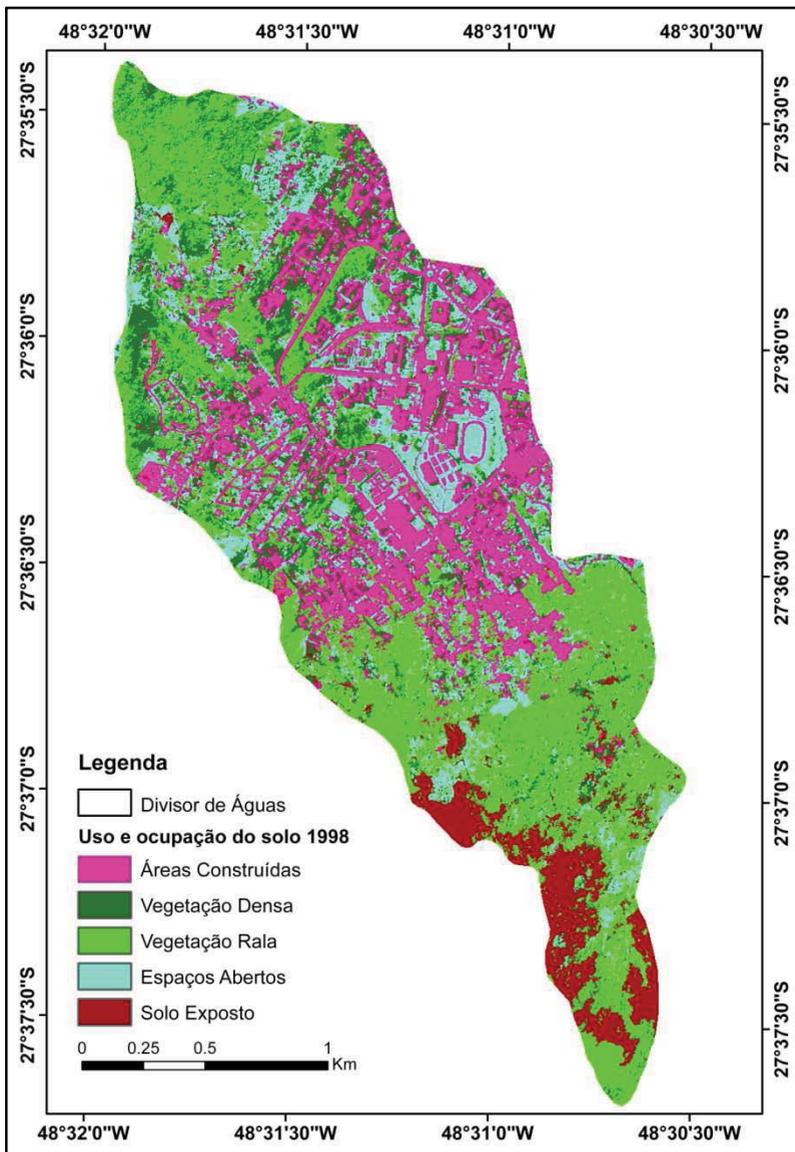


Figura 6.16: Uso e ocupação do solo da bacia do Campus da UFSC- 1998.

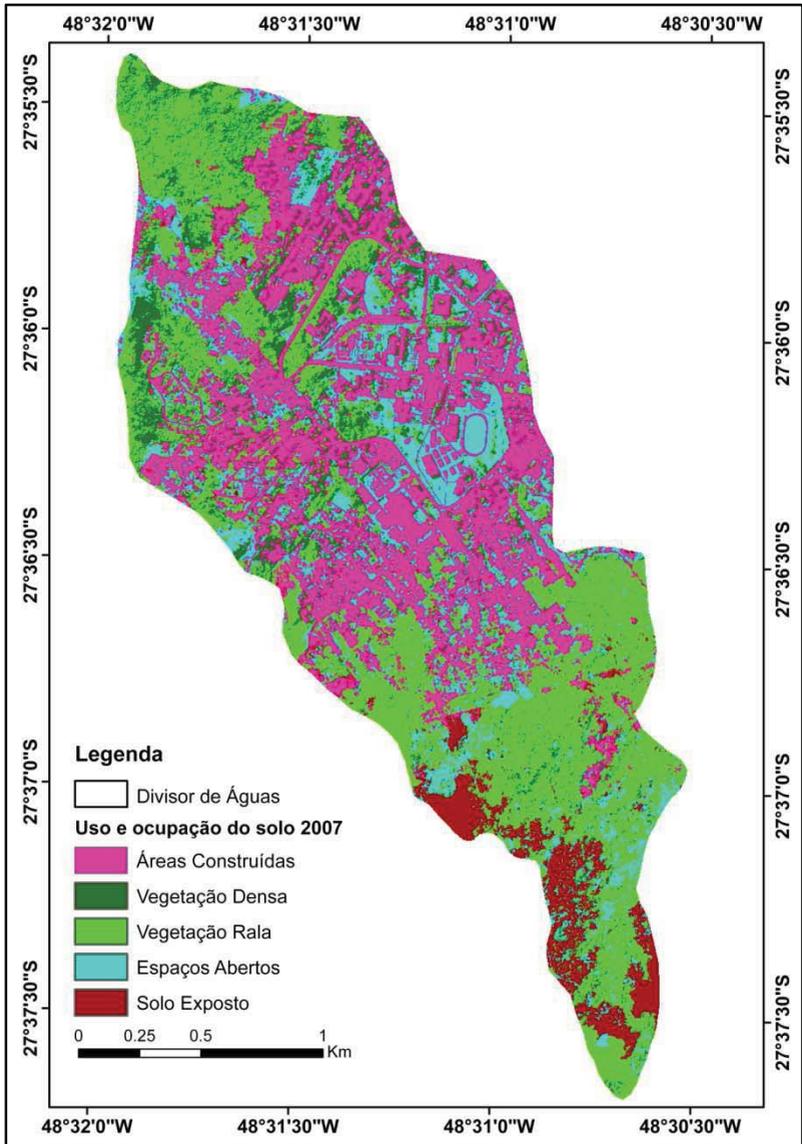


Figura 6.17: Uso e ocupação do solo da bacia do Campus da UFSC -2007.

6.3 CURVA NÚMERO

O mapa de curva número pontual (CN) foi determinado por meio da combinação dos dados de uso e ocupação do solo, grupo hidrológico de solo e MNT. As Figura 6.18 e Figura 6.19 mostram os mapas de CN para 1998 e 2007. Os mapas são representados em tons de cinza, sendo que, quanto mais clara a cor, mais impermeável apresenta-se a área.

O valor de CN médio para cada sub-bacia foi determinado com base no cruzamento do mapa de curva número pontual com o mapa de sub-bacias. A Tabela 6.3 mostra os resultados dos valores de CN para cada sub-bacia. Conforme esses resultados, foi observado que a bacia do Campus da UFSC, para as condições de uso e ocupação de 1998, encontrava-se numa situação mais favorável para infiltração e interceptação da precipitação, comparado com a situação observada para as condições de 2007.

Comparando as Figura 6.18 e Figura 6.19 observa-se um aumento de áreas impermeáveis na região central da bacia.

De acordo com Tassi et al. (2006), nos planos de drenagem urbana das cidades de Porto Alegre, Caxias do Sul e Flores da Cunha, todas no estado do Rio Grande do Sul, para ano 2002, foi verificado valores de CNs entre 70 e 91 para as condições mais permeáveis e menos impermeáveis, respectivamente. Na bacia do presente estudo foram encontrados valores de CNs próximos a 91 para áreas impermeáveis das sub-bacias Serrinha, Carvoeira, C. Seara e Pantanal, o que chama atenção para adoção de medidas urgentes no planejamento do uso e ocupação na bacia.

Tabela 6.3: Valores de CN por Sub-bacias.

Sub-bacia	Área (km ²)	CN (1998)	CN (2007)	Var (%)
Serrinha	0,88	78,89	82,65	4,77
Carvoeira	0,85	80,31	83,88	4,45
C. Seara	0,34	82,05	85,25	3,90
Eletrosul	0,80	74,07	77,55	4,70
Meio	1,23	64,55	68,90	6,74
Pantanal	0,40	85,11	87,26	2,53
Média ponderada		75,17	78,82	4,97

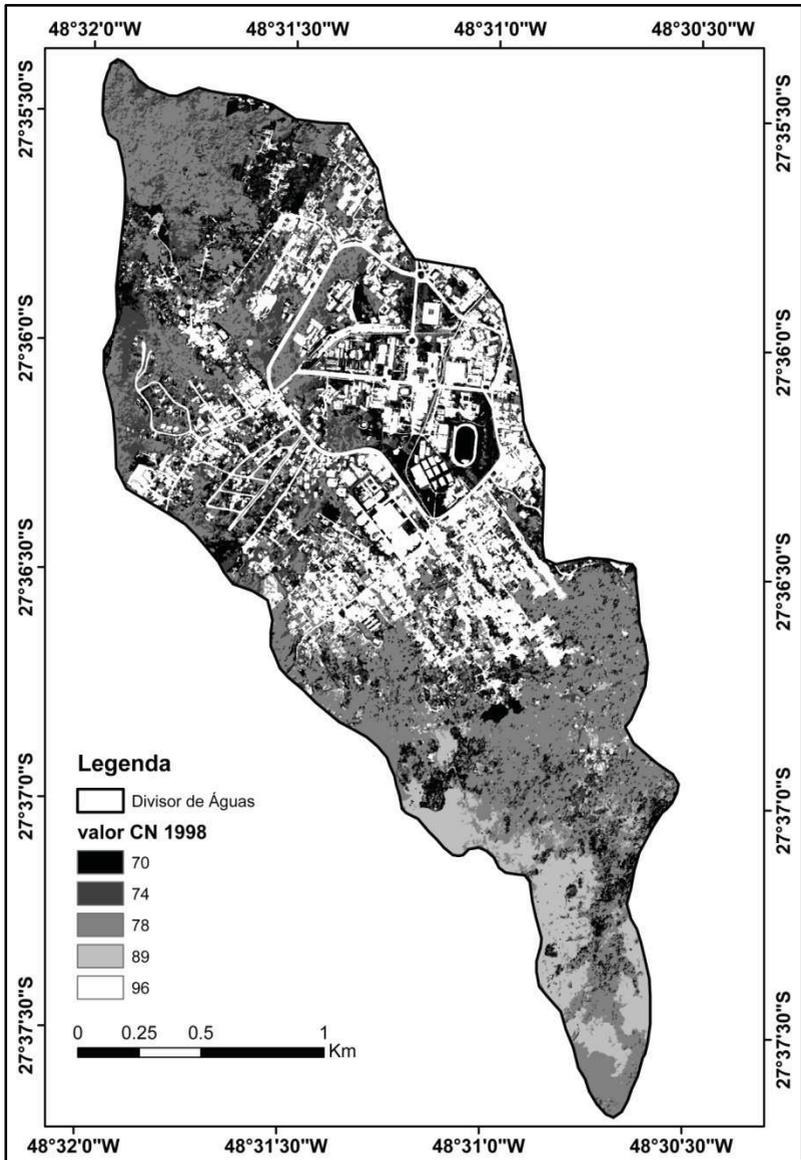


Figura 6.18: Valores de CN para o cenário de 1998.

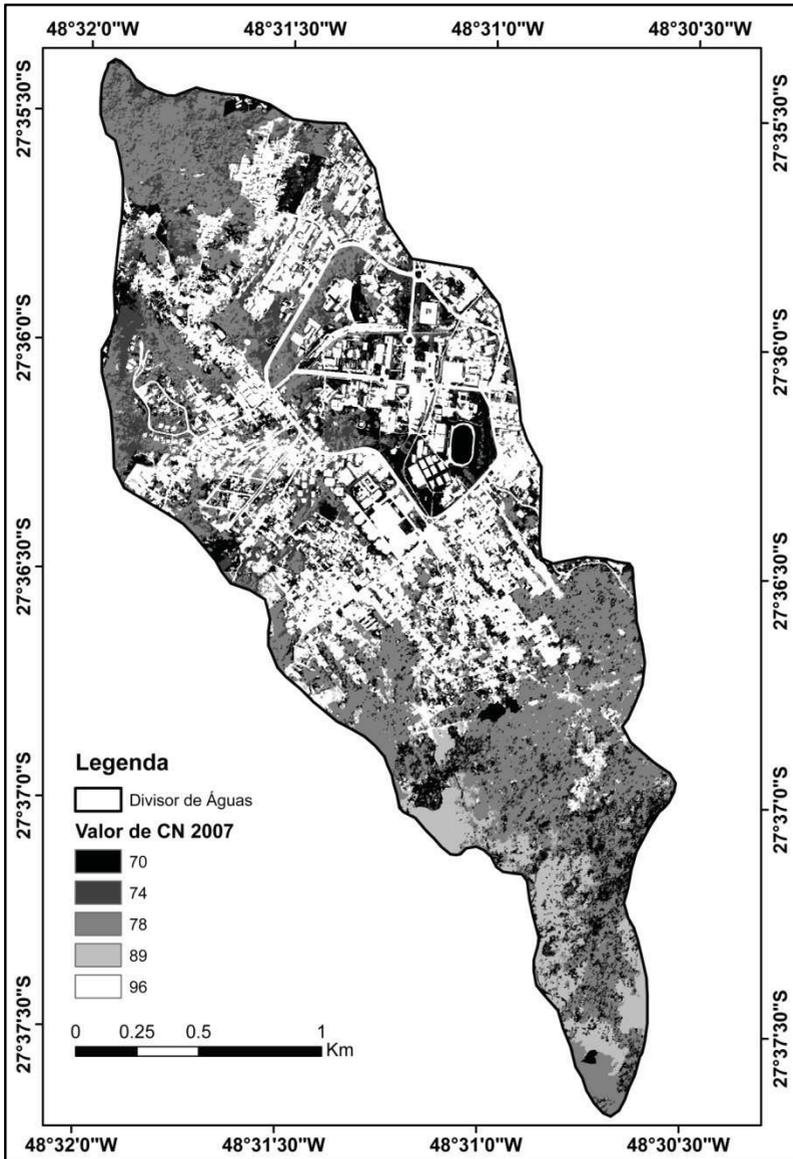


Figura 6.19: Valores de CN para o cenário de 2007.

6.4 ESTIMATIVAS DE VAZÃO COM HEC-HMS NAS ETAPAS DE CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO

6.4.1 Calibração e validação do modelo HEC-HMS

O resultado da calibração e validação do modelo HEC-HMS no período de junho de 2010 a fevereiro de 2011 é apresentado em forma de Tabelas, valores atingidos das funções objetivos, gráficos de hidrogramas e diagramas de dispersão. A Tabela 6.4 apresenta os valores calibrados dos parâmetros para os dois eventos adotados no presente estudo.

Tabela 6.4: Valores calibrados dos parâmetros para os dois eventos.

Sub-bacia	Valores de Parâmetros					
	CN	Ia	F	Q _o	k	X
Serrinha	73,1	0.00	0,37	0,08		
Carvoeira	74,8	0.00	0,08	0,08		
C.Seara	78,8	0.00	0,08	0,02	0,25	0,20
Eletrosul	74,5	0.00	0,37	0,02		
Meio	70.00	0.00	0,08	0,08		
Pantanal	83.00	0.00	0,37	0,12		

A Tabela 6.5 apresenta diferença e erro percentual de vazão de pico e do volume escoado, bem como a diferença do tempo de pico e tempo de centro da massa, para vazões simuladas e observadas na fase de calibração e validação. Verifica-se que os valores simulados ajustam-se bem aos observados, com tendência de superestimar os valores, principalmente de volume, tempo de pico e tempo de centro da massa.

Na calibração, o ajuste de hidrograma apresentou um volume observado e simulado de 101,3 e 104,5 m³, respectivamente; para a vazão de pico, os valores obtidos foram de 6,4 e 7 m³.s⁻¹, respectivamente, equivalentes a uma diferença de volume de 3,2 m³.s⁻¹ e erro percentual de volume de 3,11%. Já para a vazão de pico observou-se uma diferença de 0,6 m³.s⁻¹ e um erro percentual de 9,7%. Para o tempo de pico e tempo de centro da massa observou-se uma diferença de 5 minutos e 1h30min, respectivamente.

Tabela 6.5: Resultado da função-objetivo.

Etapa	Variável	Simulado	Observado	D	Dp (%)
Calibração	Volume (1000 m ³)	104,5	101,3	3,2	3,11
	Vazão de pico (m ³ .s ⁻¹)	7	6,4	0,6	9,7
	Tempo de pico	30/10/2010-05:35	30/10/2010-04:30	-1h05min	
	Tempo de centro da massa	30/10/2010-07:00	30/10/2010-06:30	-0h30min	
Validação	Volume (1000 m ³)	59,1	59,4	-0,3	-0,53
	Vazão de pico (m ³ s ⁻¹)	3,4	3,4	-0,0	-0,5
	Tempo de pico	21/12/2010-17:35	21/12/2010-17:25	-5min	
	Tempo de centro da massa	21/12/2010-22:48	22/12/2010-00:49	+2h	

D – Diferença, Dp – Diferença Percentual

Para a validação, o hidrograma mostra um volume observado e simulado de 59,4 e 59,1 m³; respectivamente. A diferença e a variação percentual entre eles foi de -0,3 m³ e -0,53%, respectivamente. Já para a vazão de pico os valores foram de 3,4 m³.s⁻¹ para ambos, com uma diferença de -0,0 m³.s⁻¹ e uma variação percentual de -0,5%. A diferença do tempo de pico e centro da massa foi de 10 minutos e 1h10min, respectivamente.

A Figura 6.20 mostra o hidrograma obtido na fase de calibração. Observa-se que o modelo simula de forma adequada o início da vazão, porém, com uma pequena tendência de superestimar os valores no início da recessão. Os valores de vazão de pico apresentam-se de forma razoavelmente bem ajustados, uma vez que ocorrem no mesmo instante que o tempo das máximas observadas. Conforme análise estatística, os valores de NASH e do coeficiente de determinação, comparado as vazões simuladas e observadas, foram de 0,936 e 0,966, respectivamente (Figura 6.20 e Figura 6.21).

A Figura 6.22 mostra o hidrograma obtido na validação. Observa-se que o hidrograma simulado ajusta-se relativamente bem ao observado, com uma tendência de superestimar os picos. Conforme a análise estatística, o valor de NASH comparado às vazões simuladas e observadas foi de 0,902 e 0,957 para o coeficiente de determinação (Figura 6.23).

O resultado obtido na calibração e validação indica um bom ajuste do modelo HEC-HMS para a simulação de vazões na bacia do campus da UFSC.

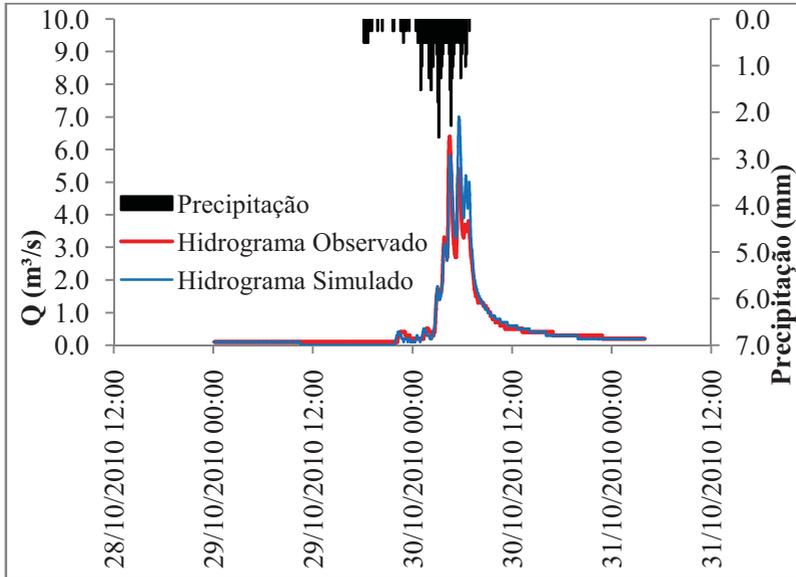


Figura 6.20: Hietograma e hidrogramas observado e simulado obtidos na etapa de calibração.

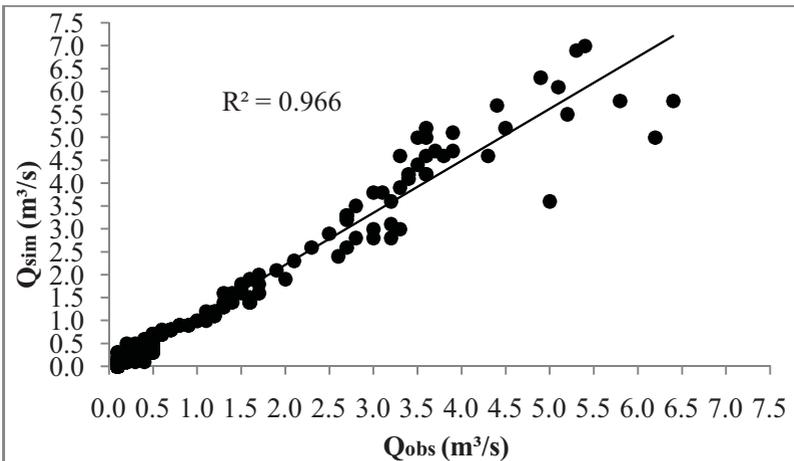


Figura 6.21: Diagrama de dispersão: vazão observada e simulada obtido na etapa de calibração.

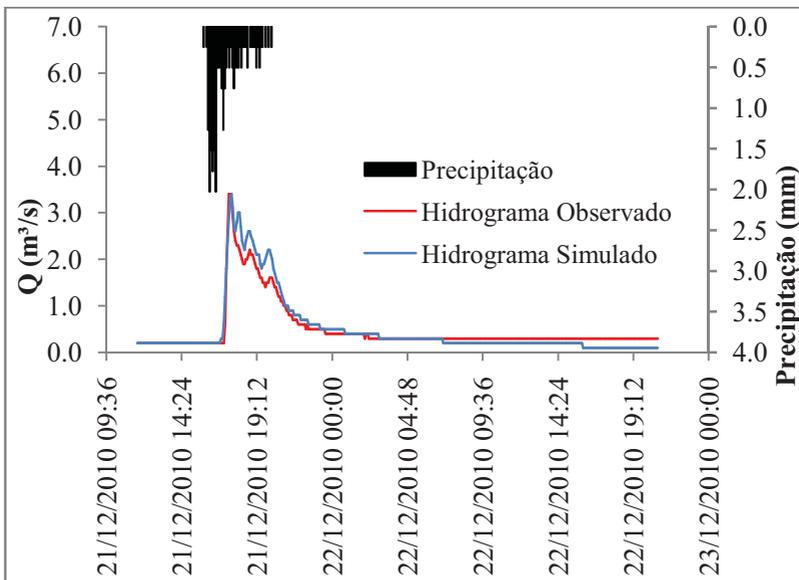


Figura 6.22: Hietograma e hidrogramas observado e simulado obtidos na etapa de validação.

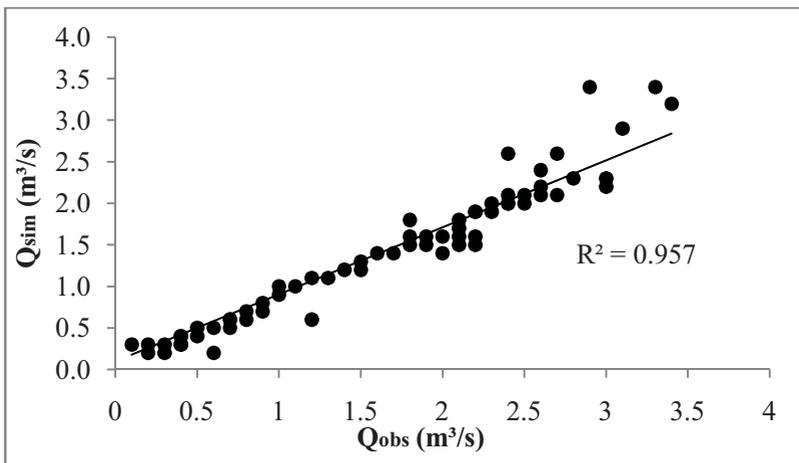


Figura 6.23: Diagrama de dispersão: vazão observada e simulada obtido na etapa de validação.

Desta forma, verifica-se que os valores encontrados no presente estudo corroboram com os estudos já realizados. Ali *et al.* (2011) apresentam valores de erro na vazão de pico de -8,06, 0,88 e -4,26% e NASH de 0,955, 0,979 e 0,756 para eventos ocorridos em 14/07, 17/09 e 20/09/2007, isto para a fase de calibração. Já na fase de validação apresentaram erro na vazão de pico de -2,48 e -2,46% e NASH de 0,962 e 0,959 para eventos de 28/06 e 11/07/2008 na bacia de Islamabad, Paquistão.

Para a fase de calibração a duração total da precipitação foi de 6 horas para o primeiro evento e 11 horas para o segundo e terceiro. A sua intensidade máxima foi de 75 mm.h^{-1} para o primeiro e 34 mm.h^{-1} para os dois últimos. Na validação a duração total foi de 11 e 12 horas e a intensidade máxima foi de 63 e 31 mm.h^{-1} , respectivamente.

Koutroulis & Tsanis (2010) ajustaram o HEC-HMS para simular a vazão de pico, na cidade de Crete na Grécia. A calibração foi realizada por meio de dois eventos. Sendo que o primeiro ocorreu entre os dias 30 e 31 de janeiro de 1993, e o segundo foi entre os dias 11 e 12 de janeiro de 1995. A partir destes eventos os autores observaram uma intensidade máxima de precipitação de $0,83$ e $2,67 \text{ mm.h}^{-1}$, com precipitação acumulada de $2,5$ e $16,0 \text{ mm}$, respectivamente. Apresentaram coeficiente de determinação de $0,99$ para ambos os eventos, erro de volume de $-1,9$ e $13,4\%$. Já o erro percentual no pico foi de 0 e $1,8\%$, enquanto que o coeficiente de NASH foi de $0,90$ para ambos eventos. Conforme esses valores, a calibração do modelo foi considerada satisfatória.

Razi *et al.* (2010) calibraram o HEC-HMS na bacia do rio Johor ($3,5 \text{ Km}^2$), Malásia, e encontraram uma vazão de pico observada e simulada de $150,9$ e $145,1 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, um erro percentual no pico de 4% e $0,905$ para o coeficiente de determinação.

Hammouri & EL-Naqa (2007) apresentaram valores nos quais o modelo HEC-HMS não pôde ser utilizado para simulação chuva-vazão, a partir de precipitação com período de retorno 50 anos, na bacia de Wadi Madoneh (20 km^2), Jordânia. Para o estudo encontraram um volume observado e simulado de $125,69$ e $279,70 \text{ m}^3$, com uma diferença de $154,01 \text{ m}^3$. Já na vazão de pico foi observado $4,68$ e $12,77 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ e $0,514$ para o coeficiente de determinação. A precipitação acumulada foi de $59,41 \text{ mm}$.

6.4.2 Estimativas de vazão

Com o modelo HEC-HMS calibrado e validado, foram inseridos os hidrogramas de projeto (Anexo A), com os quais foram simuladas as vazões para os períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Analisando as Figuras 6.24 a 6.29 observa-se que os hidrogramas são semelhantes e o tempo de pico para todos foi de 35 minutos, visto que a distribuição da chuva segue o mesmo padrão para todos os períodos de retorno utilizados. Verifica-se também que os demais parâmetros do modelo se mantêm constantes, sendo que o CN foi o único parâmetro variável para os dois períodos analisados, os cenários de 1998 e 2007, respectivamente.

O resultado dessa simulação permitiu o entendimento da influência do processo de urbanização no sistema de drenagem e da dinâmica das cheias na área na bacia do campus da UFSC. As Figuras 6.24 a 6.29 e a Tabela 6.6 mostram os resultados obtidos nas simulações, para os dois cenários analisados.

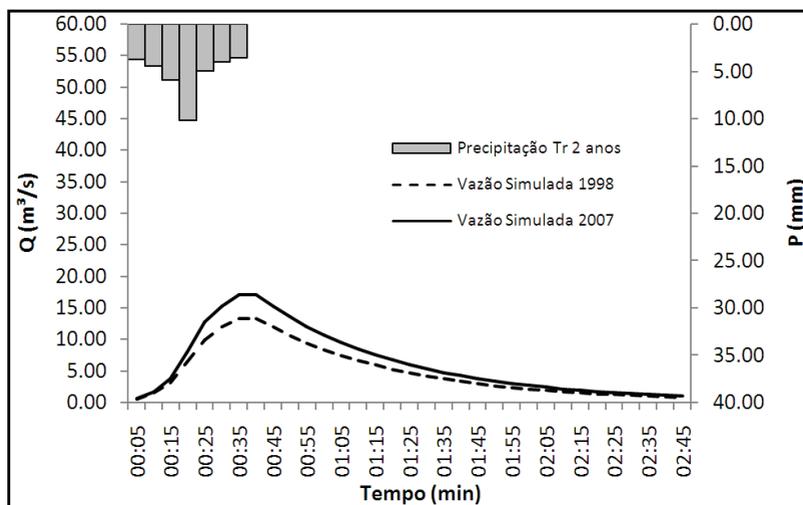


Figura 6.24: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 2anos.

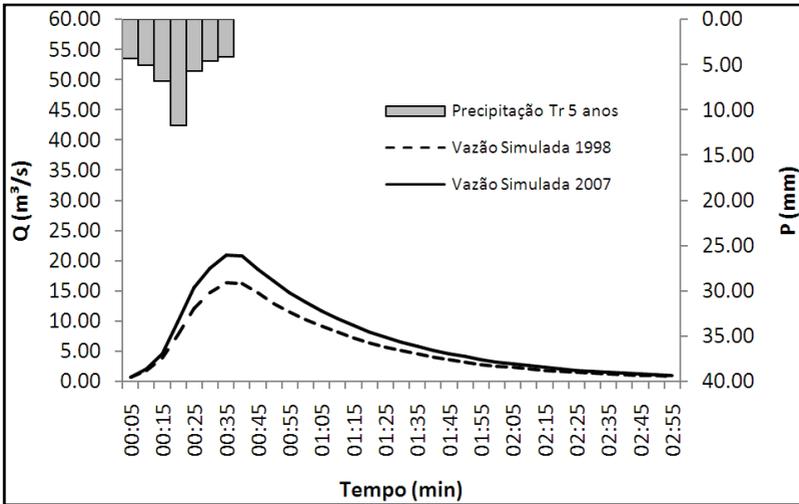


Figura 6.25: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 5 anos.

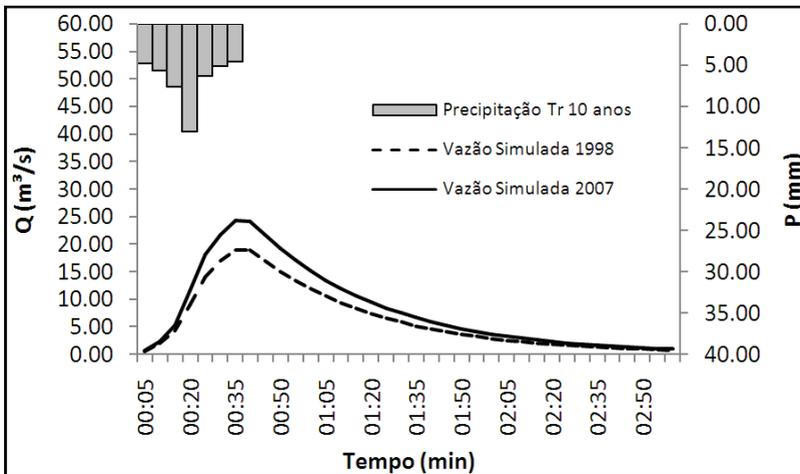


Figura 6.26: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 10 anos.

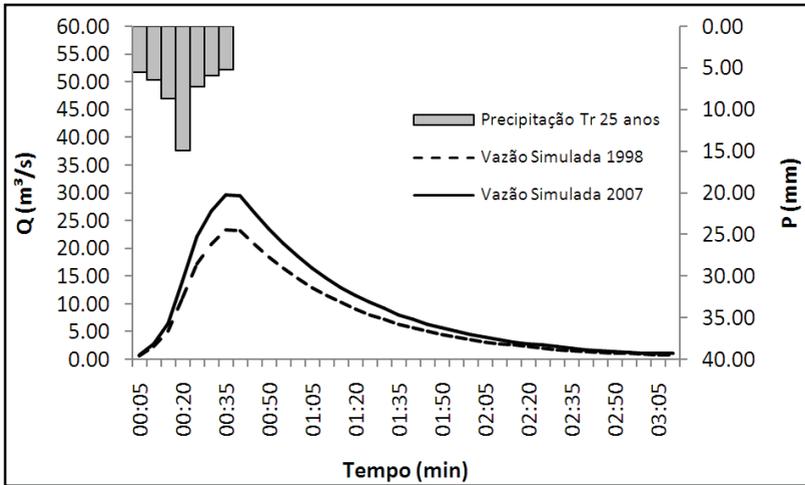


Figura 6.27: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 25 anos.

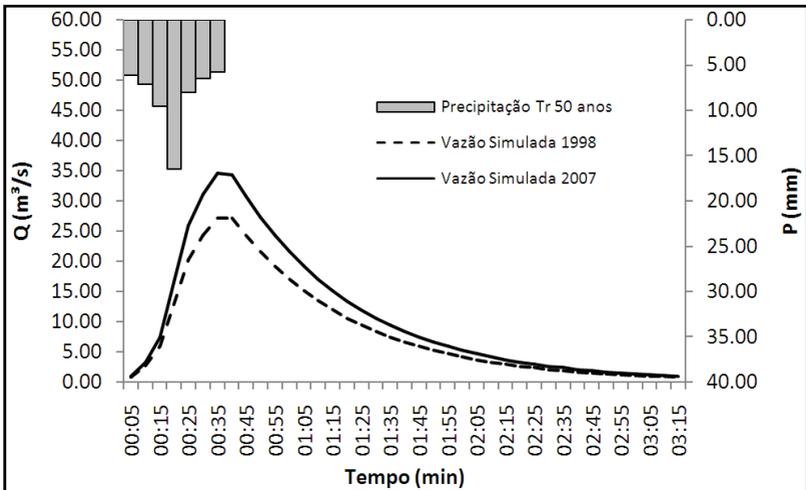


Figura 6.28: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 50 anos.

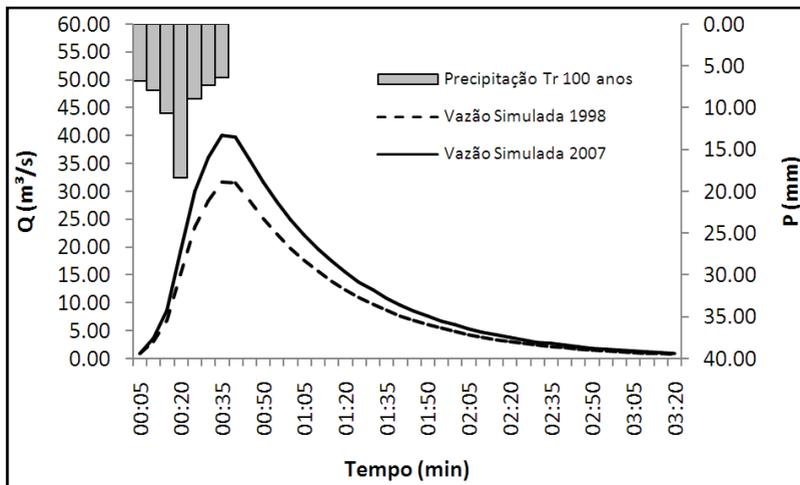


Figura 6.29: Hidrogramas simulados no cenário de 1998 e 2007 para período de retorno de 100 anos.

Tabela 6.6: Chuva de projeto, vazão de pico e volume escoado obtido na simulação

Tr	CP (mm)	vazão de pico		Var (%)	volume escoado		Var (%)
		(m ³ .s ⁻¹)			(m ³)		
		1998	2007		1998	2007	
2	36,99	13,30	17,00	27,82	48.555	61.649	26,97
5	42,41	16,30	20,90	28,22	59.925	76.091	26,98
10	47,02	19,00	24,30	27,89	69.885	88.591	26,77
25	53,90	23,30	29,70	27,47	86.040	108.796	26,45
50	59,76	27,20	34,50	26,84	100.455	126.661	26,09
100	62,89	31,70	40,10	26,50	117.285	147.151	25,46

CP- Chuva de projeto

De acordo com o resultado obtido na simulação de cenários, foi observado que no período entre 1998 e 2007 houve um aumento na vazão de pico de 27% e no volume escoado de 26%. Este resultado é explicado pelas mudanças de uso e ocupação do solo, principalmente devido ao aumento da taxa de áreas construídas de 15% obtidos na

análise temporal dos cenários, bem como pela topografia da bacia (predominantemente plana com variação de altitude de 2 m para 444 m).

Os valores obtidos podem ser explicados, além da topografia e do uso e ocupação do solo, pelo baixo tempo de concentração da bacia do Campus da UFSC, uma vez que, segundo Kousari *et al.* (2010) valores baixos do tempo de concentração indicam bacia pequena, baixo potencial de infiltração e de perdas de precipitação, bem como de uma curta duração de volume escoado. Os autores ressaltam ainda que qualquer um destes fatores, ou uma combinação dos mesmos, aumentam a vazão de pico no exutório.

Salienta-se que os valores encontrados no presente estudo corroboram com os estudos já realizados em bacias urbanas. Garcia & Paiva (2006) aplicaram o modelo Storm Water Management (SWMM) na bacia do Arroio Cancela (4,95 km²), para avaliação de cenários de urbanização para período de 1980, 1992 e 2004, e observaram que entre o período de 1980 e 1992 a vazão de pico teve um aumento médio de 42,4% e 32,2% no volume escoado. Já para o período entre 1992 e 2004 verificaram aumento médio da vazão de pico e o volume escoado de 49,1 e 41,4%. De acordo com os autores aumento observado pode ser explicado pelo crescimento da taxa da área impermeável de 0,67% entre 1980 e 1992, e de 1,3% entre 1992 e 2004.

Rosa *et al.* (2007) analisaram o efeito do crescimento urbano sobre o aumento de vazão de pico, por meio do modelo hidrológico IPH II, e constataram que o aumento na vazão de pico, de aproximadamente 23 m³.s⁻¹ para 35 m³.s⁻¹, encontrava-se diretamente relacionado com o crescimento acelerado da área impermeável de 3% para 9%, na bacia de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro.

Justino *et al.* (2011) analisaram o aumento da impermeabilização de solos urbanos no crescimento do escoamento superficial, na bacia do Córrego Lagoinha (21,2 km²), Minas Gerais, e constataram que o aumento de 54% da área impermeável implicou no aumento da vazão de pico em 59,40%.

Na área de seção de controle do sistema, o exutório da bacia, foi calculada a vazão à seção plena do escoamento, utilizando a equação de Manning, com raio hidráulico de 1,10 m, área de escoamento de 11,21 m², declividade de 0,003 m.m⁻¹ e o coeficiente de Manning de 0,028. Este cálculo resultou em um valor de 24,15 m³.s⁻¹ no que concerne a capacidade de escoamento na secção de controle, para uma altura máxima do canal de 1,9 m. Com base nesse resultado e comparado com as vazões máximas obtidas para diferentes valores de Tr, pode-se afirmar que a frequência do extravasamento do canal teve aumento significativo. De acordo com Figura 6.30 verifica-se a ocorrência de extravasamento do canal no período de retorno de 29 anos para o cenário de 1998 e de 9 anos para 2007.

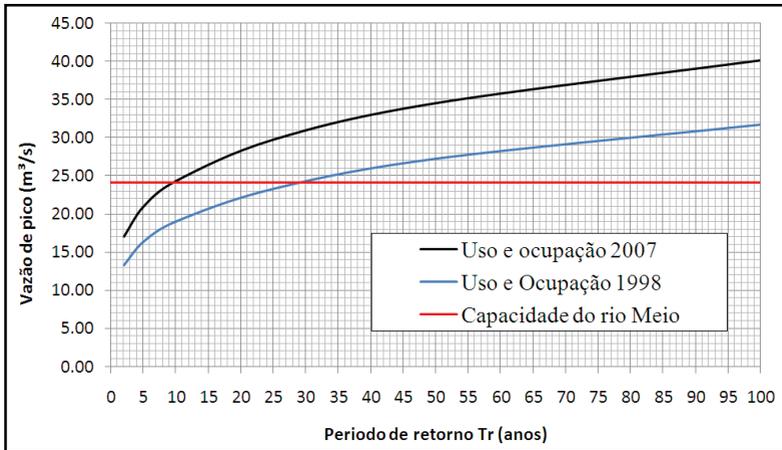


Figura 6.30 Análise comparativa de hidrogramas.

6.5 SIMULAÇÃO HIDRÁULICA

6.5.1 Calibração do modelo HEC-RAS

Na calibração do modelo HEC-RAS foram realizadas várias simulações, envolvendo o ajuste dos valores do coeficiente de rugosidade, de maneira que a mancha simulada coincidissem com a mancha de inundação de 1995. Para isso, foram utilizadas as vazões máximas estimadas para o evento que ocorreu nos dias 23 a 25 de dezembro de 1995.

A vazão máxima estimada para este evento foi de $594,45 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Esta vazão corresponde a um período de retorno de aproximadamente 75 anos, de acordo com ajuste de Gumbel, para a série de chuvas máximas com duração de 72 horas, entre os anos de 1969 até 2010, na estação Florianópolis de responsabilidade do INEMET.

A simulação de inundação de 1995 permitiu avaliar e verificar os resultados da calibração do HEC-RAS no que concernem as condições de propagação de onda de cheia no canal do rio do Meio. Além disso, permitiu o tratamento consistente sobre as condições de contorno e de operação de calibração do coeficiente de rugosidade.

Os valores do coeficiente de rugosidade ajustados no canal variam de 0,022 a 0,028. Isso justifica por ser um canal revestido de concreto no leito e de pedras argamassadas nas paredes. Já para a planície de inundação, o ajuste para espaços abertos foi 0,17, visto que é uma área coberta pelo gramado. Para a classe de vegetação rala o valor ajustado foi entre 0,040 a 0,050. Por fim, na área construída os valores ajustados foram entre 0,022 a 0,030.

De modo geral, os valores de coeficiente de rugosidade utilizados no presente trabalho são coerentes com os valores de referência citados em Chow (1956), Baptista & Coelho (2010) e os que foram apresentados na modelagem hidráulica por Knebl et al. (2004), sendo entre 0,021 e 0,028, para calha, isso na área urbana da bacia de Santo Antonio, Texas-EUA. Chang et al. (2010) analisaram o comportamento hidráulico em um canal revestido de concreto ecológico, no laboratório de hidráulica da universidade Chung Yuan Christian, Taiwan, China, e encontraram valores de Manning entre 0,017 e 0,032; e também Canholi (2005) utilizou valores de Manning entre 0,015 e 0,035 no canal do Aricanduva, São Paulo-Brasil.

Na comparação da mancha de inundação estimada pelo HEC-RAS com a mancha observada em 1995 foi verificado que a simulada resultou em uma área máxima inundada de 0,2076 km², enquanto que a observada foi de 0,2303 km², isso resultou numa diferença de 9,85%. Essa diferença pode ser explicada pela não inclusão das áreas inundadas a jusante da seção de controle. Apesar da discrepância verificada entre a mancha simulada e observada, o modelo apresentou uma boa concordância de aproximação entre os níveis máximos atingidos na simulação e os obtidos no levantamento topográfico, referente à medição com trena, conforme mostra a Tabela 5.2. A Figura 6.31 mostra a mancha de inundação observada e simulada.

De acordo com as marcas de níveis máximos atingidos pela água, na bacia de estudo, obtidas no levantamento topográfico relativo à inundação de 1995, foi observado que neste ponto do CTC, próximo à ponte que se encontra na Rua Delfino Conti, o nível máximo atingido foi de 0,55 m. Já na simulação através do modelo HEC-RAS foram estimados 0,66 m. No prédio do Cento de Convivência foram medidos 0,20 m e na simulação com o modelo foi obtido 0,32 m. Na AGECOM foram observados 0,43 m e a simulação com o modelo resultou em 0,54 m. O ponto próximo ao laboratório da Mecânica apresentou os níveis mais críticos no estudo, sendo de 1,52 m no levantamento em campo e 1,67 m na simulação com o modelo hidráulico. Já na reitoria foi observado 1,00 m e na simulação, obteve-se 1,14 m. Na biblioteca universitária central (BU) o nível máximo observado foi de 0,80 m e na simulação foi de 0,92 m. Finalmente, junto ao Hospital Universitário (HU) foi observado 1,44 m e na simulação foi obtido 1,58 m.

Em média a diferença entre o nível de água observado (medido) e simulado foi de 0,13 m. Ressalta-se que o comportamento distinto dos níveis máximos encontrados na fase de calibração pode ser explicado pelas condições de contorno e pelas características geomorfológicas do trecho do rio do Meio, representados por meio do MNT.

Conforme o resultado obtido na calibração, o modelo foi considerado com desempenho satisfatório para analisar o comportamento hidráulico do trecho em estudo, uma vez que os resultados apresentam-se coerentes com os observados (medidos) na área de estudo, relativos às marcas históricas de inundações, bem como pelo depoimento oral e pelos registros fotográficos.

Além disso, observa-se que os resultados obtidos corroboram com os estudos semelhantes já realizados. Bales et al. (2007) calibraram

o modelo HEC-RAS por meio de marcas de enchentes para simular as inundações na bacia de Tar, Carolina de Norte, EUA, e observaram que as diferenças entre os níveis de água medidos e simulados eram menores que 0,25 m. Com base neste resultado consideraram o modelo satisfatório para simular as inundações.

A USACE (2007) realizou estudo de inundações que consistiu na calibração do modelo HEC-RAS por meio das marcas de enchentes observadas em 2003 na bacia Skagit, Washington, EUA, e obteve a diferença média entre o nível de água observado (medido) e simulado de 0,39 m.

Koutroulis & Tsanis (2010) calibraram o HEC-RAS por meio das marcas de inundação, na bacia Giofinos, na cidade de Crete na Grécia, e verificaram que o nível de água observado (medido) atingiu 5,1 m e o simulado 5,08 m. Além disso, observaram que os níveis de água variam entre 4,96 m e 5,19 m.

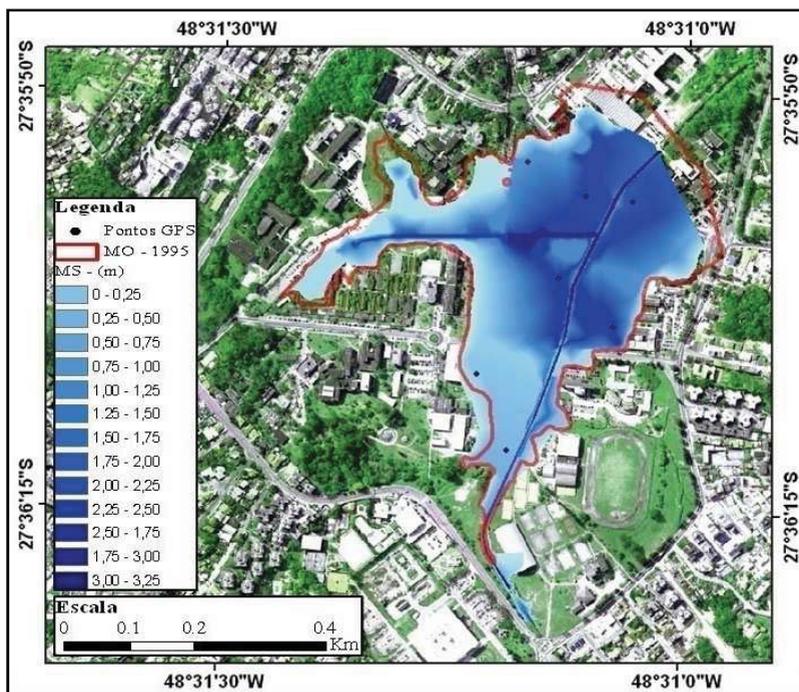


Figura 6.31: Mancha de inundação observada(MO) e simulada (MS), para 1995, na fase de calibração do HEC-RAS.

6.5.2 Perfil longitudinal simulado

Com o modelo HEC-RAS calibrado foram inseridos os valores de vazão de pico gerados a partir do estudo hidrológico para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Com base nos resultados obtidos foi possível avaliar a capacidade máxima de transporte de vazões no canal e gerar as áreas de inundação.

Neste sentido, os resultados obtidos para as várias simulações hidráulicas são apresentados a seguir na forma de perfil longitudinal e transversal do nível de água simulado, bem como pelas manchas das áreas inundadas. Em relação ao perfil transversal, este é referente à seção (estação) da ponte na Rua Delfino Conti.

As Figuras 3.32 e 3.33 apresentam os perfis de água simulados no trecho em estudo para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, relativos aos cenários de 2007 e 1998. Salienta-se que nas simulações foram consideradas as 4 pontes existentes ao longo do canal do rio do Meio.

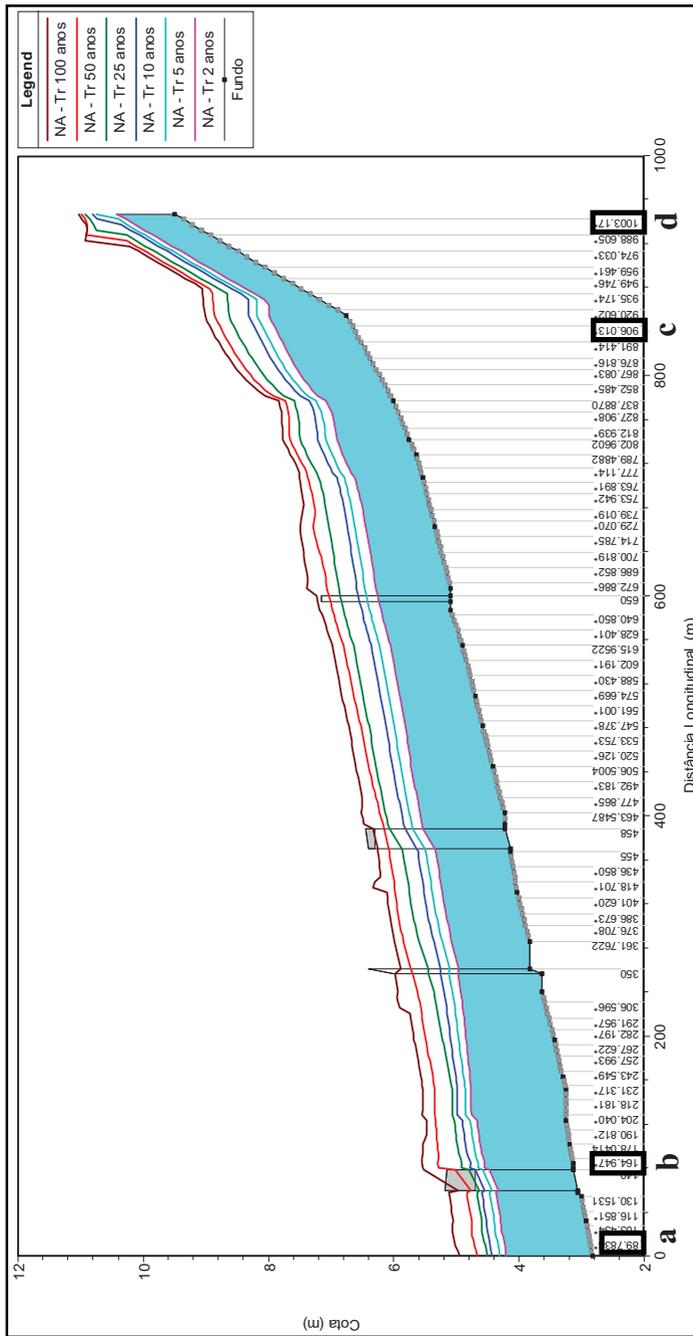


Figura 6.32: Perfil longitudinal simulado para cenário de 2007, (NA) Nível de água, (Tr) período de retorno, (a) 89,783; (b) 156,486; (c) 906,013 e (d) 1003,17

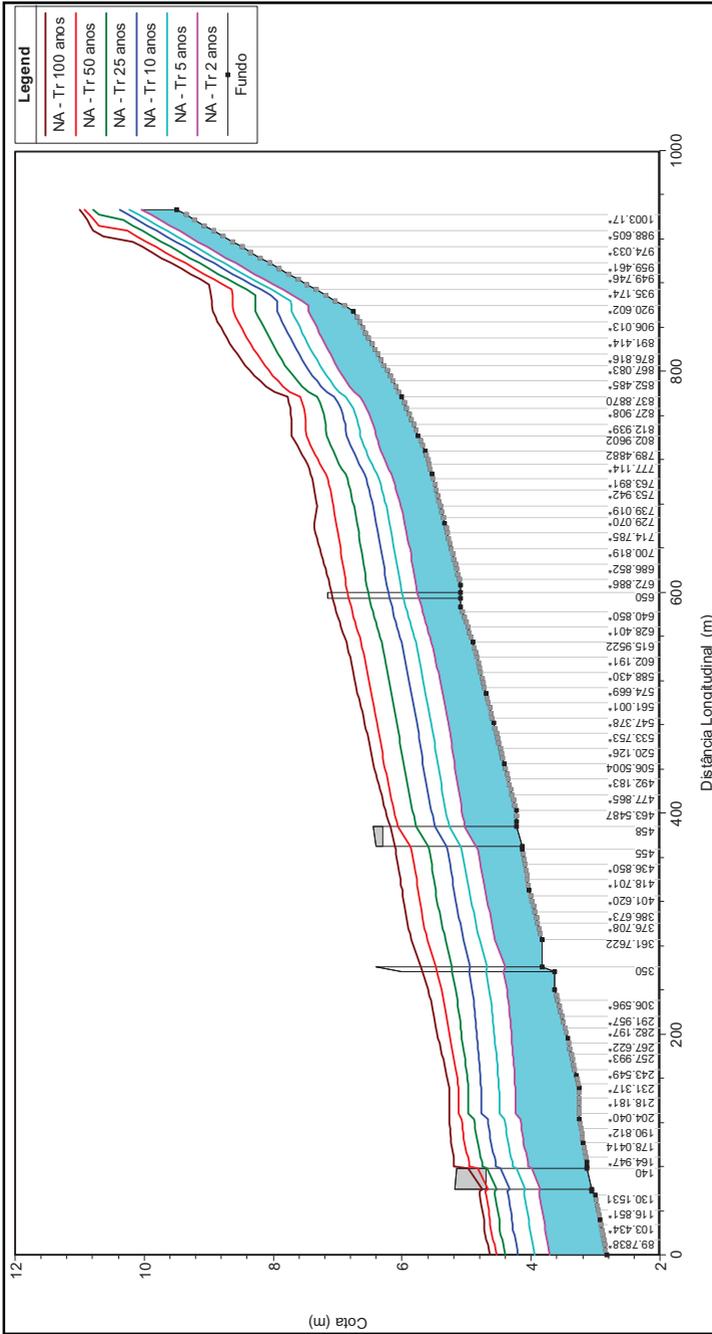


Figura 6.33: Perfil longitudinal simulado para cenário de 1998.

De acordo com a análise dos perfis de água simulados no trecho em estudo, nota-se que as cotas máximas atingidas pelas vazões máximas, relativas aos períodos de retorno em análise, estendem-se desde a seção com código 89,7838 (seção de controle da bacia) até a seção 906,013 próximo a AGEKOM, cerca de 890 m distante da exutória da bacia. Isto é explicado pela elevação do nível de água na seção de controle, ocasionando o efeito de remanso até o referido ponto a montante.

Ainda de acordo com os perfis simulados observa-se que a partir da seção de código 906,013 até 1003,17 os níveis de água simulados coincidem com a linha de energia crítica, pois o valor de velocidade obtido é igual a 1, confirmando a ocorrência de regime crítico.

Com base nestes perfis também foi possível observar que as cotas (linhas d'água) máximas simuladas para os períodos de retorno de 2, 10 e 15 anos são parecidos para ambos os cenários. Isso se justifica, pois no trecho do estudo o escoamento ocorre confinado na calha e se comporta como um escoamento unidimensional.

Já para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos, em ambos os cenários, observa-se uma diferença significativa das cotas máximas atingidas, sendo maior para os períodos de retorno de 50 e 100 anos. Essa diferença é consequência de extravasamento expressivo que ocorre no canal do trecho do estudo, principalmente, devido às pontes existentes, contribuindo dessa maneira para a redução da seção de escoamento. A seção de código 164,947 que corresponde a parte montante da ponte, localizada na Rua Delfino Conti, apresentou a elevação máxima do nível de água, causado pelo represamento da mesma. Nesta seção o extravasamento que ocorre faz com que as águas percorram e inundam várias áreas da bacia do campus da UFSC, como os prédios do laboratório da engenharia mecânica, da reitoria, parte parcial do CTC e biblioteca universitária central.

6.5.3 Perfil transversal da seção Ponte na Rua Delfino Conti

No estudo foi realizada avaliação das condições hidráulica relativas às pontes existentes na área do estudo, com o intuito de verificar a influência da ponte Delfino Conti sobre capacidade máxima de escoamento de vazão do canal principal (rio do Meio), pois este é o local mais crítico, sujeito às inundações. Para tanto, foi realizada

observação do remanso e indicações dos níveis de água atingidos à montante da ponte. A Figura 6.34 mostra a ponte Delfino Conti do lado montante e jusante, respectivamente.



Figura 6.34: Ponte Rua Delfino Conti, lado (a) montante e (b) jusante.

Na primeira avaliação levou-se em conta dados geométricos obtidos através da estação total: uma ponte com seção retangular de 5,9 m de largura e profundidade de 1,76 m. Além disso, também foi mensurada a viga no centro da ponte, na parte inferior da longarina com 0,18 m altura e uma largura equivalente à largura da ponte (5,9 m). E, um pilar com 0,5 m de largura na base e 0,3 m na parte superior, e 1,76 m de profundidade.

Na simulação verificou-se a necessidade de considerar em termos de comportamento hidrodinâmico a existência de detritos acumulados, em ambos os lados do pilar da ponte do estudo, uma vez que na inspeção de campo nos dias de ocorrência de chuvas intensas foi observada uma redução da capacidade de vazão na mesma, não apenas devido ao estreitamento, mas também pelo aumento do coeficiente de atrito, causados pelo aumento de lixo transportado pelo escoamento. Desta forma, o presente estudo considerou um pilar com valor único de 0,5 m de largura.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.7 e nas Figura 6.35 e Figura 6.36, os valores de vazão utilizados foram obtidos a partir da modelagem hidrológica com HEC-HMS, para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, e 100 anos, relativos às condições de 1998 e 2007. Observa-se que os valores totais dos níveis de água aumentam em função dos períodos de retorno.

De acordo com o cenário de 2007, os valores simulados de nível de água atingiram as seguintes cotas: 3,77 m, 4,13 m, 4,77 m, 5,12 m, 5,21 m, 5,32m. Já para o cenário de 1998 as cotas atingidas foram: 3,55 m, 3,76 m, 4,03 m, 4,70 m, 5,11 m e 5,14 m, respectivamente.

Conforme resultado do cenário de 2007 nota-se uma eficiência hidráulica da ponte relativamente a capacidade máxima de escoamento sem transbordamento para vazões de período de retorno de 2 e 5 anos. Já para períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos, foi constatado que a vazão excede a capacidade de escoamento na ponte. Conforme a Figura 6.35 pode se observar que no período de retorno de 10 anos ocorre represamento, porém sem causar extravasamento para a planície de inundação, afetando apenas as áreas que se encontram na interface entre a calha e a planície de inundação. Já para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 o represamento aumenta e conseqüentemente ocorre extravasamento que inunda as áreas marginais do canal.

No cenário de 1998 a ponte apresenta condições favoráveis quanto à capacidade máxima de escoamento sem transbordamento, comparado com o cenário de 2007, apresentando excelente capacidade máxima de escoamento de vazão para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos. Entretanto, observa-se uma falta de capacidade para escoar as vazões para períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos. Conforme a Figura 6.36 nota-se que no período de retorno de 25 anos ocorre represamento, sem causar extravasamento, uma vez que afeta apenas as áreas que se encontram na interface entre a calha e a planície de inundação. Já nos períodos de retorno de 50 e 100 anos o extravasamento ocasiona inundação das áreas marginais do canal.

Tabela 6.7: Vazão de pico e nível de água simulado para 1998 e 2007.

Tr	Vazão de pico (m ³ .s ⁻¹)		Nível de água simulado (m)		Var (%)
	1998	2007	2007	1998	
2	13,30	17,00	3,77	3,55	6,20
5	16,30	20,90	4,13	3,76	9,84
10	19,00	24,30	4,77	4,03	18,36
25	23,30	29,70	5,12	4,7	8,94
50	27,20	34,50	5,21	5,11	1,96
100	31,70	40,10	5,32	5,14	3,50

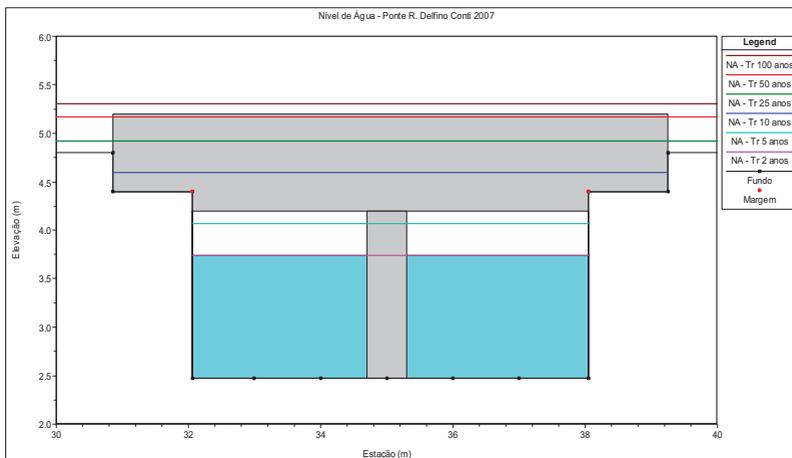


Figura 6.35: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 2007.

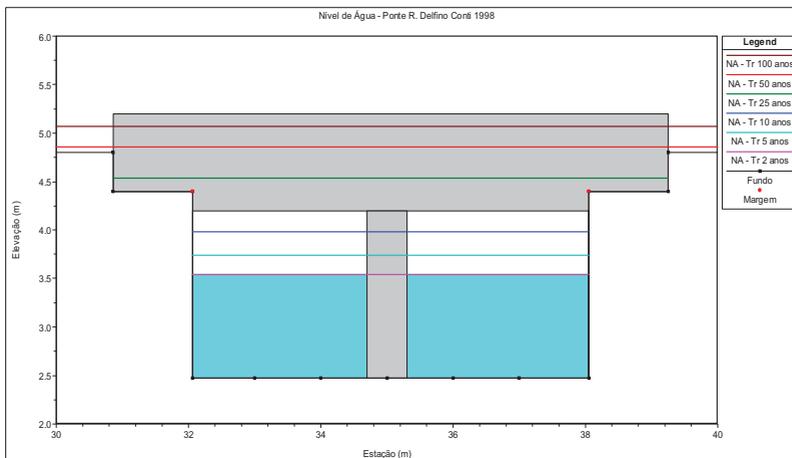


Figura 6.36: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 1998.

Com vista a minimizar os efeitos das inundações provocadas pelas chuvas, devido ao extravasamento observado nas pontes, foi criado um cenário interventivo na ponte Delfino Conti, uma vez que neste local a altura máxima de água a montante causa enormes prejuízos nas propriedades sob a gestão da UFSC.

A intervenção aplicada foi baseada na avaliação da capacidade de escoamento na ponte sem as dimensões do pilar e da viga. Este procedimento foi adotado com intuito de melhorar a capacidade máxima de escoamento de vazão.

A Tabela 6.8 e as Figura 6.37 e Figura 6.38 mostram os valores simulados de nível de água para cenários de 2007 e 1998. Conforme as Figuras, nota-se que houve uma redução significativa das cotas atingidas pelo nível da água nos diferentes períodos de retorno em análise, sendo que para o cenário de 2007 as cotas atingidas foram de 3,49 m, 3,65 m, 3,92 m, 4,44 m, 4,67 m e 4,74 m, enquanto que para o cenário de 1998 foram de 3,47 m, 3,64 m, 3,89 m, 4,36 m, 4,65 m e 4,72m, respectivamente.

De acordo com este resultado observa-se que a intervenção tomada propiciou uma redução significativa das cotas atingidas pela inundação para períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos. Menciona-se ainda que, esta redução favorece o amortecimento da onda de cheia, principalmente entre as seções de código 164, 947 e 436,850.

Tabela 6.8: Vazão de pico e nível de água simulado para 1998 e 2007.

Tr	Vazão de pico (m ³ .s ⁻¹)		Nível de água simulado (m)		Var (%)
	1998	2007	2007	1998	
2	13.30	17.00	3.49	3.47	0.58
5	16.30	20.90	3.65	3.64	0.27
10	19.00	24.30	3.92	3.89	0.77
25	23.30	29.70	4.44	4.36	1.83
50	27.20	34.50	4.67	4.65	0.43
100	31.70	40.10	4.74	4.72	0.42

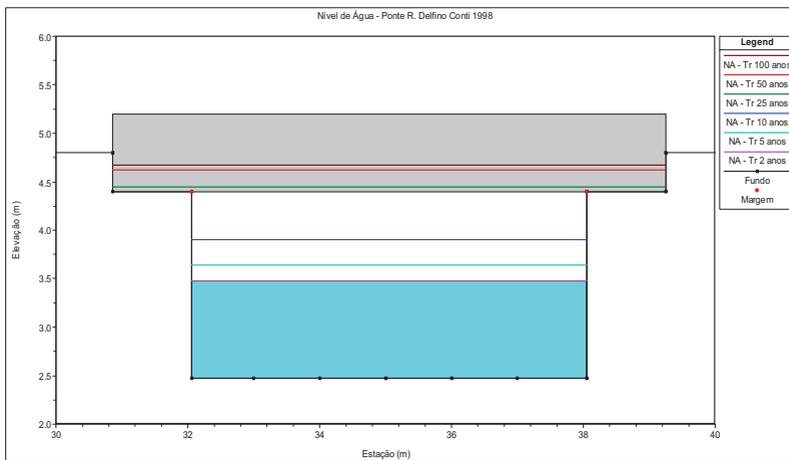


Figura 6.37: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 2007.

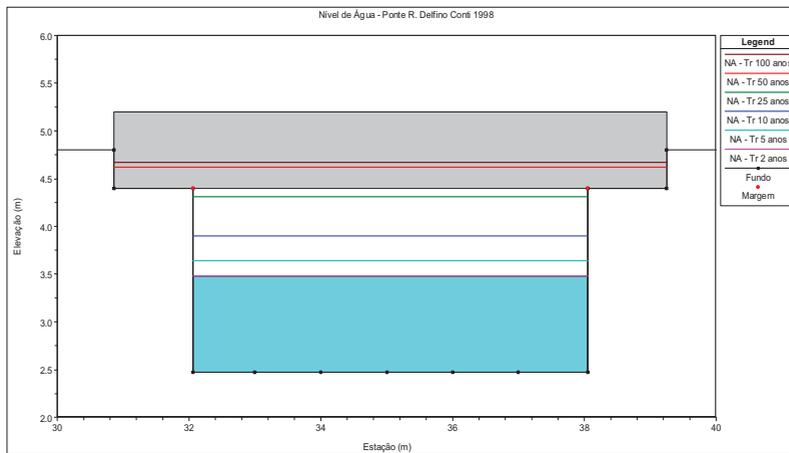


Figura 6.38: Seção transversal ponte rua Delfino Conte, lado montante para cenário de 1998.

Na comparação das cotas máximas atingidas pela elevação do nível de água na ponte Delfino Conti, para os dois cenários (cenário 1: com as dimensões do pilar e da viga da ponte; cenário 2: sem as dimensões do pilar e da viga da ponte) foi observado que no primeiro houve um aumento significativo do nível de água para os períodos de retorno adotados no estudo, sendo de 0,22 m, 0,37 m, 0,74 m, 0,42 m, 0,10 m, e 0,18 m, respectivamente, com um aumento médio de 8,13 %. Já no segundo cenário foi verificado que o aumento ocorrido não foi tão significativo quanto o primeiro, sendo este de 0,02 m, 0,01 m, 0,03 m, 0,08 m, 0,02 m e 0,02m, respectivamente, com aumento médio de 0,72 % (Tabela 6.9). Ressalta-se que o valor expressivo observado de 0,08 m, correspondente ao período de retorno de 25 anos, pode ser explicado pelo fato de a sua vazão máxima atuar na área de interface entre a calha principal, planície de inundação e longarina da ponte.

Em geral, o aumento médio observado de 8,13 % e 0,72 % pode ser explicado pela taxa de impermeabilização de 15 % encontrados na análise temporal, bem como pela geometria hidráulica do canal e pela configuração da planície de inundação. Conforme este resultado denota-se que se o dimensionamento da ponte Delfino Conti atendesse à condição sem as dimensões da viga e do pilar, em média diminuiria o efeito de uso e ocupação de solo em até 7,41% no que diz respeito às cotas máximas atingidas pela elevação do nível de água.

Tabela 6.9: Variação do nível simulado no cenário 1 e 2.

Tr	Variação de nível simulado	
	Cenário 1 (m)	Cenário 2 (m)
2	0.22	0.02
5	0.37	0.01
10	0.74	0.03
25	0.42	0.08
50	0.10	0.02
100	0.18	0.02

6.5.4 Manchas de Inundação na bacia do Campus da UFSC

As manchas das áreas inundadas e o cálculo de profundidade de água foram determinados para diferentes períodos de retorno com base na integração dos resultados de simulação hidráulica com o MNT em ambiente GIS, utilizando a extensão HEC-GeoRAS. A Tabela 6.10 e as Figura 6.39 aFigura 6.44 mostram as áreas afetadas pelas inundações para os períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, a partir da sobreposição dos níveis de água simulados na imagem fotográfica. As áreas das manchas de inundações, correspondentes aos períodos de retorno citados são aproximadamente de 6784,9 m², 6933,9 m², 8595,7 m², 17645,6 m², 36600,2 m² e 92473,3m², respectivamente.

Para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos ocorre baixa variação da área inundada, uma vez que a maior variação do volume escoado ocorre dentro da calha do canal do rio do Meio. As áreas inundadas são referentes ao trecho do rio Carvoeira, que representa restrição ao escoamento, devido ao efeito de remanso no seu desemboque no rio do Meio, onde, para os períodos de retorno citados, ocorre em seções afogadas. De acordo com as Figura 6.39 aFigura 6.44Figura 6.41observa-se que para esses períodos de retorno as áreas inundadas são muito pequenas. Já para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos, observa-se maior incremento das manchas de inundação em função dos períodos de retorno (Figura 6.42, 6.43 e Figura 6.44).

Tabela 6.10: Áreas inundadas por sub-bacias

Tr	Sub-Bacias (m ²)			
	Serrinha	Carvoeira	C. Seara	Pantanal
2	1148,1	964,5	95,8	4576,6
5	1195,7	1015,2	118,2	4604,8
10	1467,4	1836,3	365,2	4926,9
25	5015,6	4535,8	1152,4	6941,8
50	11867,1	7377,7	1531,1	15824,3
100	25142,3	13804,4	11109,1	42417,6

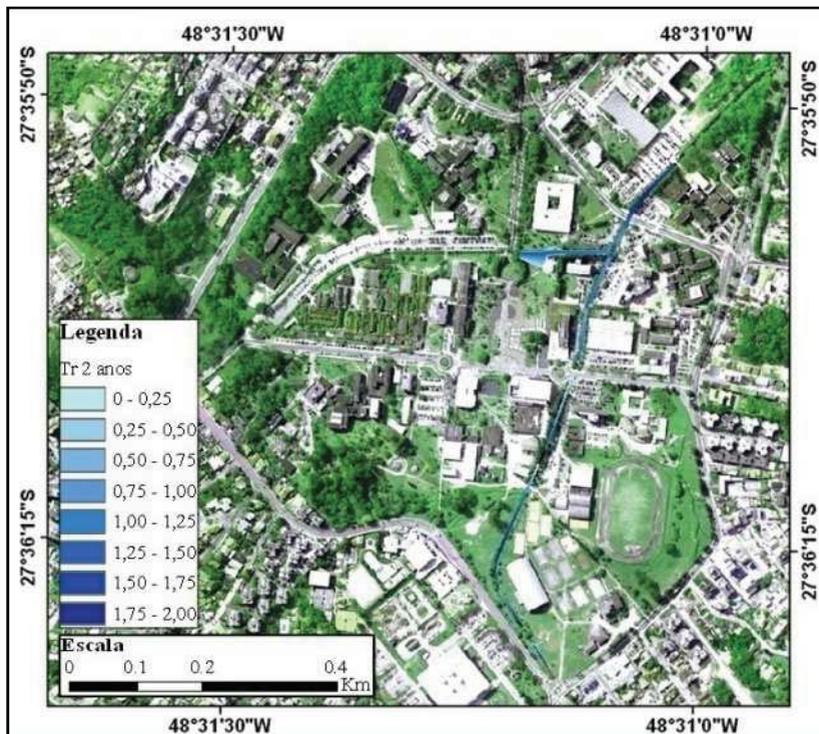


Figura 6.39: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 2 anos

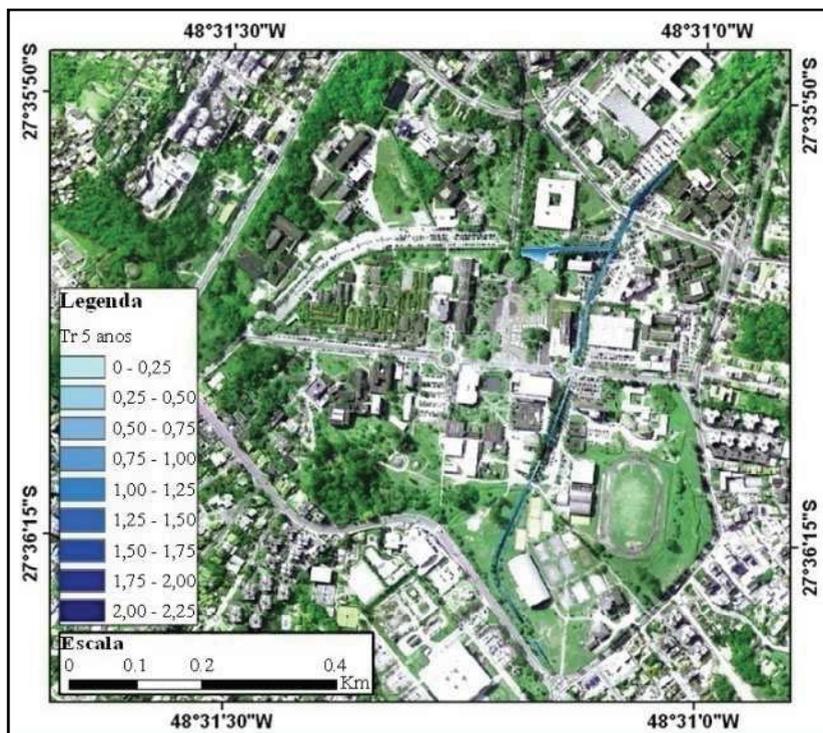


Figura 6.40: Área de inundada para o período de retorno (tr) de 5 anos

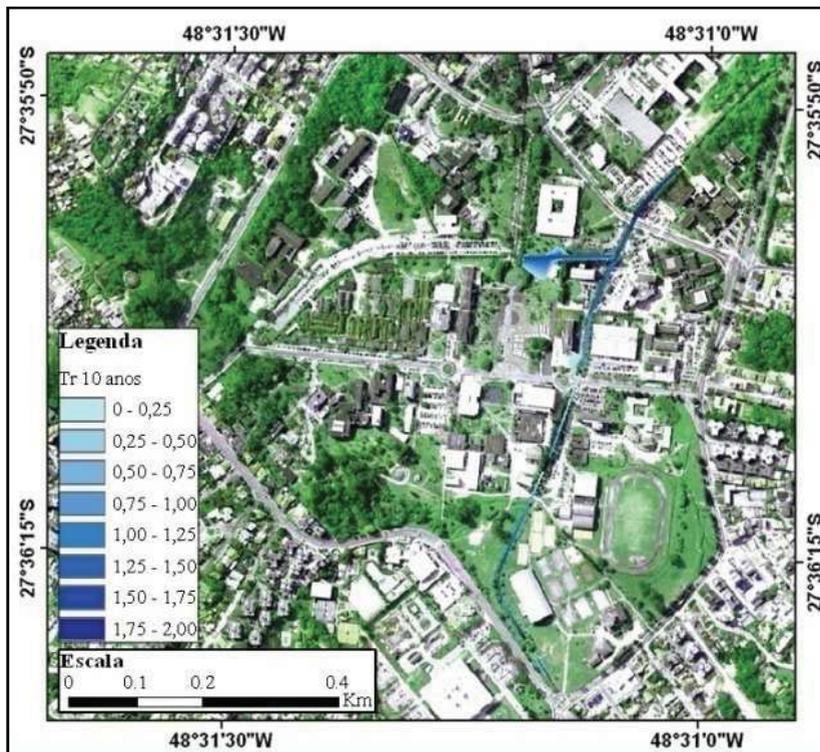


Figura 6.41: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 10 anos

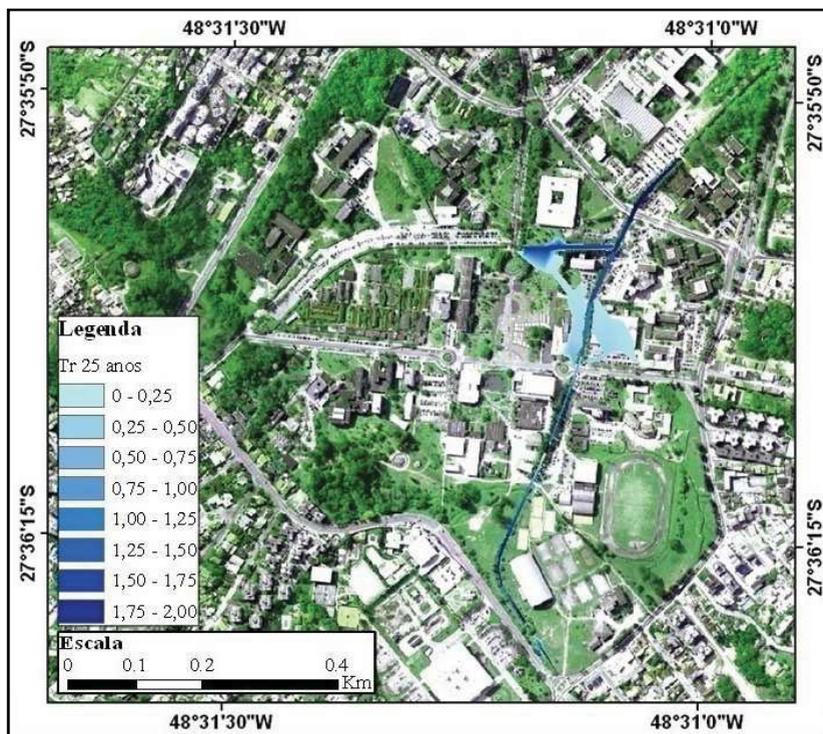


Figura 6.42: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 25 anos

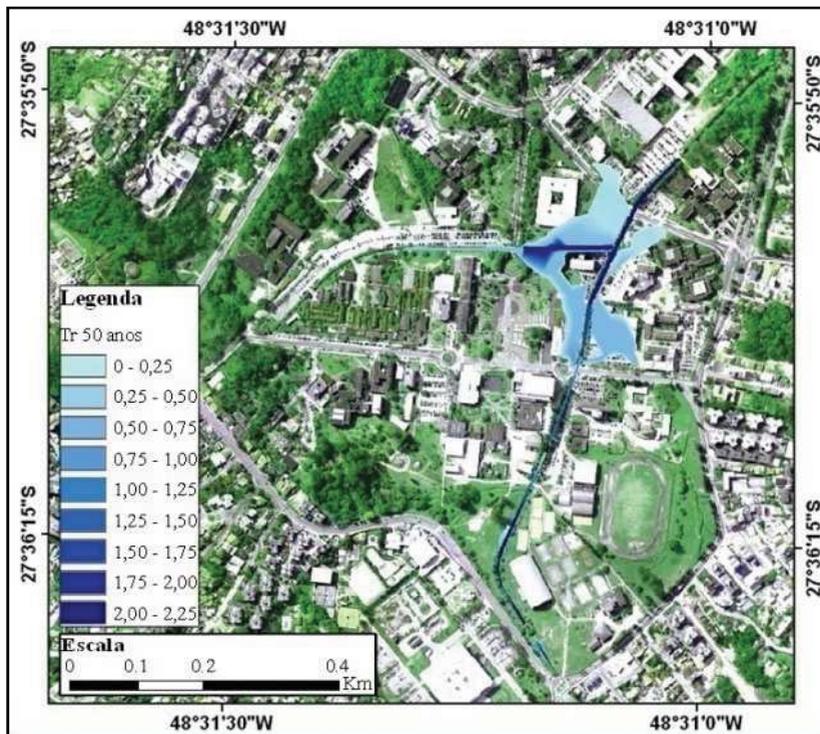


Figura 6.43: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 50 anos

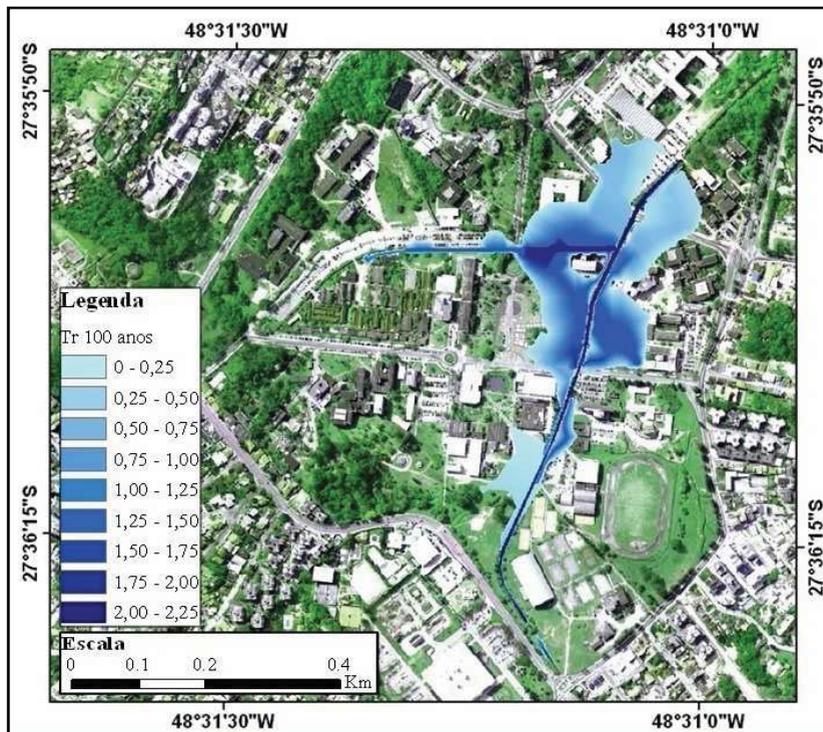


Figura 6.44: Área de inundada para o período de retorno (Tr) de 100 anos

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A bacia do Campus da UFSC, localizada na região centro oeste da Ilha de Santa Catarina, é uma das regiões mais importantes no município de Florianópolis. Devido às mudanças no uso e ocupação do solo na mesma, os moradores têm sofrido historicamente com inundações. No contexto de redução de desastres naturais, associados a inundações, o presente trabalho realizou análise das inundações da bacia do campus por meio de levantamento histórico, levantamento topográfico, entrevistas com moradores locais e com pessoal da administração da UFSC e dois modelos computacionais (HEC-HMS e HEC-RAS).

Os resultados permitem apresentar as seguintes conclusões:

- A área construída teve um acréscimo de 15% entre 1998 a 2007, correspondendo a 0,68 km² da área original, indicando o crescimento da urbanização da bacia do Campus da UFSC neste período.
- Na simulação dos dois cenários (1998 e 2007) constatou-se um aumento médio de 27% na vazão de pico e de 26% no volume escoado.
- Com a equação de Manning calculou-se a vazão máxima do canal, antes do transbordamento, o valor encontrado foi de 24,15 m³.s⁻¹, no que concerne a capacidade de escoamento na seção de controle. Com base nesse resultado, verifica-se a ocorrência de extravasamento do canal do Rio do Meio nos períodos de retorno de 29 e 9 anos para o cenário de 1998 e 2007, respectivamente.
- Com a precipitação total de 391 mm por três dias, o HEC-RAS permitiu simular a área de inundação que ocorreu em dezembro de 1995.
- No cenário de 1998, simulado pelo modelo, a ponte localizada no trecho do canal de estudo apresentou condições favoráveis quanto à capacidade máxima de escoamento sem transbordamento, quando comparado com o cenário de 2007.

Este último apresentou excelente capacidade máxima de escoamento de vazão para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos, sem capacidade de vazão para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

- Na simulação das manchas de inundação foi constatado que as áreas atingidas pelas inundações, em função dos períodos de retorno citados são, aproximadamente de, 6337,8 m², 6479,3 m², 8027,5 m², 17141,3 m², 62451,4 m² e 65126,1m², respectivamente.

Desta forma, faz-se necessário o planejamento urgente do uso e ocupação do solo da bacia em estudo, uma vez que um processo contínuo de urbanização, com aumento das áreas impermeáveis, pode acarretar graves problemas ao sistema de drenagem e, conseqüentemente, ocasionar inundações na bacia do campus da UFSC.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALI, M.; KHAN, S. J.; ASLAM, I.; KHAN, Z. Simulation of the impacts of land-use changes on surface runoff of Lai Nullah Basin in Islamabad, Pakistan. **Landscape and Urban Planning**, V.102, 271-270, 2011.

AL-GHAMDI, K.A.; ELZAHRANY, R.A.; MIRZA, M.N.; DAWOD, G.M. Impacts of urban growth on flood hazards in Makkah City, Saudi Arabia International. **Journal of Water Resources and Environmental Engineering**, v.4 (2), p.23-34, 2012.

BACK, A. J. **Chuvas intensas e chuva de projeto de drenagem superficial no Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: Epagri, 2002. 65p.

BALDASSARRE, D. G.; MONTANARI, A. Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. **Hydrology and Earth System Sciences**, v.13, p.913–921, 2009.

BALES, D. J; WAGNER, C. R.; TIGHE, K. C.; TERZIOTTI, S. **LIDAR-derived flood-inundation maps for real-time flood-mapping applications, Tar River Basin, North Carolina**: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 5032, 42 p. 2007.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M M L P. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica. 3. ed.** Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010. v. 1. 480 p.

BEIGHLEY, R.E.; MELACK, M.; DUNNE, T. Impacts of California's climatic regimes and coastal land use change on streamflow characteristics. **Journal of the American Water Resources Association** v.39 (6), p. 1419–1433, 2003.

BELOW, R.; WIRTZ, A.; GUHA-SAPIR, D. Disaster Category - Classification and peril Terminology for Operational Purposes. **Centre for Research on the Epidemiology of Disasters e Munich Reinsurance Company**, 2009.

BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto de Porto Alegre. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.5, n.4, p.5-16, 2000.

BEVEN, K.J. **Rainfall Runoff Modelling: The Primer**. Chichester: Wiley, 2001. 372p.

BEZ, A.; LISBOA, H.M.; POMPÊO, C.A.; NETO, A.C.; Antônio.C; MELO, E. Controle de Enchentes na Bacia do Itacorubi (Florianópolis,SC). **In:** Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Belo Horizonte/MG: ABRH, 28 de novembro a 2 dezembro de 1999.

BINS, L.S.; ERTHAL, G.J.; FONSECA, L.M.G. Um método de classificação não supervisionada por regiões. **In:** SIBGRAPI, 16, Recife, PE, Anais, 1993, p.65-68.

BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES/ INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS-IPT. Mapeamento de Risco em Encostas e Margem de Rios. IPT, 2007.

BRAVO, J.M.; ALLASIA, D.G.; COLLISCHONN, W.; TASSI, R., MELLER, A.; TUCCI, C.E.M. **Manual de conceitos**. WIN_IPH2 Modelo IPH2 para Windows. IPHUFGRS. Brasil. 2006.

BUENO; L.S. **Estudo em Áreas de Ocupação Urbana com Fatores de Risco: O Caso do Bairro Córrego Grande – Florianópolis – SC**. Dissertação de Mestrado, UFSC, 2000.

CALÇADA, M.; PORTELA, M; MATOS, J. Análise de Cheias e Delimitação de Zonas Inundáveis em Timor-Leste: Abordagem por Modelação Geográfica. **In:** 7º Congresso da Água, Portugal, 2003.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CASTILHO, A.S.; PINTO, E.J.A.; OLIVEIRA, G.S.R. Utilização do Modelo Hidráulico Associado a um SIG para Definição de Áreas Inundáveis na Cidade de Governador Valadares - MG. **In:** XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH: João Pessoa, 2005.

CASTRO, A.L.C.; CALHEIROS, L.B.; CUNHA, M.I.R.; BRINGEL, M.L.N. C. **Manual de Desastres: desastres naturais**. Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2007. 182 p.

CHANG, T.H.; HUANG, S.T.; CHEN, S.; LAI, J.C. Estimation of Manning roughness Coefficients on precast ecological concrete blocks. **Journal of Marine Science and Technology**, v.18, p.308-316, 2010.

CHEN, Y.; XU, Y.; YIN, Y. Impacts of land use change scenarios on storm-runoff generation in Xitiaoqi basin, China. **Quaternary International**. v. 2208, p.121–128, 2009.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. McGraw-Hill. New York, NY. 1988.

CHOW, V.T. **Open channel hydraulics**. McGraw. 1959. 680 P.

COLLARES, D.; FREITAS, F. H. M.; SCHWEIG, L.; FIGUEIREDO, L. C.; GRUDTNER, M.; NARQUETTI, R.; FIGUEIREDO, T.; MARTINS, T. P.; NASPOLINI, V.; TISCHER, W. **A Bacia do Itacorubi. Florianópolis: 2004.** Disponível em: www.arq.ufsc.br/urbanismoV/2004-1/final.pdf. Acessado em: 16 de maio de 2012.

COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica de grandes bacias**. Tese de doutorado, IPH-UFRGS. 2001. 270f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

CONDE, R.A. **Análises de sensibilidade em modelação numérica de escoamentos em leito móvel com HEC-RAS. aplicação ao rio Mondego. Lisboa.** Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) Universidade de Lisboa. 2007.

CORSEUIL, C. W. **Técnicas de geoprocessamento e de análises de multicritérios na adequação de uso das terras. Botucatu.** Tese (Doutorado em Agronomia). Universidade Estadual Paulista. 2006.

CRISTO, S.S.V. **Análise de Susceptibilidade a Riscos naturais Relacionados às Enchentes e Deslizamentos do Setor Leste da bacia Hidrográfica do Rio Itacorubi, Florianópolis - SC.** Dissertação (Mestrado em Geociências). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

DAEE/CETESB. **Drenagem Urbana**. Segunda Edição, São Paulo, SP. 1980.

EMBRAPA. **Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado de Santa Catarina.** Boletim de Pesquisa nº6. Rio de Janeiro: EMBRAPA-CNPS, 1998. 721p.

ENOMOTO, C. F. **Método para elaboração de mapas de inundação: estudo de caso na bacia do rio Palmital, Paraná. Curitiba.** Dissertação (Mestrado em Eng. de Recursos Hídricos). Universidade Federal do Paraná, 2004. 122p.

EPAGRI/CIRAM. **Boletim de Monitoramento Climático Mensal e Diário.** Epagri/Ciram (novembro de 2008).

FLORIANÓPOLIS. **Diagnóstico da caracterização física das unidades territoriais de análise e planejamento.** Secretaria de Habitação e Saneamento Ambiental. Prefeitura Municipal de Florianópolis. Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico, Produto 2, 2009

FLORIANÓPOLIS. IPUF. **Atlas do município de Florianópolis. Coordenação de Maria das Dores de Almeida Bastos.** Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 2004. 166p.

FLORIANÓPOLIS. IPUF. **Plano Diretor Participativo da Cidade: Leitura da Cidade.** Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, v.1, 2008.

FREYESLEBEN, L.M.C. **Aspectos essenciais do ritmo climático de Florianópolis.** 49 f. Trabalho Técnico. Florianópolis, UFSC, 1979.

GARCIA, J.I.B.; PAIVA, E.M.C.D. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela - RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** v. 11, p. 1-10, 2006.

GUERRA, A.T.; GUERRA, A.J.T. **Novo dicionário geológico-geomorfológico.** Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 1997. 652p.

GUL, G.O; HARMANCIOGLU, N.; GUL, A.A combined hydrologic and hydraulic modeling approach for testing efficiency of structural flood control measures. Spreing Science Business Media B.V. 2009.

GUPTA, H.V.; SOROOSHIAN, S.; YAPO, P.O. Status of Automatic Calibration for Hydrologic Models: Comparison with Multilevel Expert Calibration. **Journal Hydrologic Engineering**, v.4, Issue 2, p.35-143, 1999.

HAMMOURI, N.; EL-NAQA, A. Hydrological modeling of un-gauged wadis in arid environments using GIS: a case study of Wadi Madoneh in

Jordan. **Revista Mexicana de Ciências Geológicas**, v. 24, p.185-196, 2007.

HERMANN, M.L.P. **Aspectos Ambientais da Porção Central da Ilha de Santa Catarina**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 228p, 1989.

HERRMANN, M. L. P. (org). **Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: IOESC, 2007, 146 p.

HERRMANN, M.L.P. Problemas Geoambientais na Faixa Central do Litoral Catarinense. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. 1999.

HERRMANN, M.L.P.; MENDONÇA, M.; CAMPOS, N.J. Avaliação das enchentes e deslizamentos ocorridos em novembro de 1991 e fevereiro de 1994. **Geosul** (UFSC), Florianópolis, v. 8, p. 46-78, 1995.

HUTCHINSON, M.F. Development of a continent-wide DEM with applications to terrain and climate analysis. **In: Environmental Modeling with GIS**. New York: Oxford University Press, p.392-399, 1993.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS – INPE. **Sistema de Processamento de Informações Georeferenciadas. Manuais**. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/spring/portugues/manuais.html>>. Acesso em: outubro de 2010.

JENSON, S. K.; DOMINGUE, J. O. Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. **Photogrammetric Engineering Remote Sensing**, v.54(11), p.1593-1600, 1988.

JUSTINO, E.A.; PAULA, H.M.; PAIVA, E.C.R. Análise do efeito da impermeabilização dos solos urbanos na drenagem de água pluvial do Município de Uberlândia-MG. **Espaço em Revista**, v.13, p.16 – 38, 2011.

KATHOL, J.; WERNER, H.; TROOEN, T. Predicting runoff for frequency based storms using a precipitation-runoff model, **in: North-Central Intersectional Meeting of the American Society of Agricultural Engineers (ASAE) and Canadian Society of Agricultural Engineers**

(CSAE), October 3-4, Fargo, North Dakota: St. Joseph, MI, ASAE Paper RRV03-0046. 2003.

KIM, S. M.; BENHAM, B. L.; BRANNAN, K. M.; ZECKOSKI, R. W.; DOHERTY, J. Comparison of hydrologic calibration of HSPF using automatic and manual methods. **Water Resources Research**, v.43, p.12, 2007.

KNEBL, M. R.; YANG, Z.-L.; HUTCHISON, K.; MAIDMENT, D. R. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River Basin Summer 2002. **Journal of Environmental Management**, v.75, p.325-336, 2005.

KOBIYAMA, M.; GRISON, F.; LINO, J.F.; SILVA, R.V. Time of concentration in the UFSC Campus catchment, Florianópolis-SC (Brazil), calculated with morphometric and hydrological methods. **In: VI Simpósio Nacional de Geomorfologia e Regional Conference on Geomorphology**, Goiânia: UFG, Anais, p.11, 2006

KOBIYAMA, M.; MANFROI, O.J. Importância da modelagem e monitoramento em bacias hidrográficas. **In: Curso de Extensão: O Manejo de bacias hidrográficas sob a perspectiva florestal**. Curitiba: Curso de Eng. Florestal - UFPR, p.111-118, 1999.

KOUSARI, M.R.; MALEKINEZHAD, H.; AHANI, H.; ZARCHI, M.A.A.Z. Sensitivity analysis and impact quantification of the main factors affecting peak discharge in the SCS curve number method: An analysis of Iranian watersheds. **Quaternary International**. v. 226, p. 66-74, 2010.

KOUTROULIS, A.G.; TSANIS, I.K. A method for estimating flood peak discharge in a poorly gauged basin: case study for the 13–14 January 1994 flood, Giofros basin. Crete. Greece. **J. Journal of Hydrology**, v.385, p.150–164, 2010.

KUMAR, D.; BHATTACHARJYA, R.K. Distributed Rainfall Runoff Modeling. **International Journal of Earth Sciences and Engineering**. V.4, p. 270-275, 2011.

LABDREN. Pesquisas realizadas pelo LABDREN (Laboratório de Drenagem) /ENS/CTC/UFSC, desde 1996 a 2002, na área de hidrologia urbana. CD-ROM. V.5 Florianópolis, SC, 2002.

LEOPOLD, L.B. **A View of the River**. Cambridge: Harvard University Press, 1994. p.110-125.

LINSLEY, R.K.; KOHLER, M.A.; PAULHUS, J.L.H. **Hydrology for engineers**. McGraw-Hill, New York, NY. 1982.

MACHADO, R. E. **Simulação de escoamento e de produção de sedimentos em uma microbacia hidrográfica utilizando técnicas de modelagem e geoprocessamento**. 2002. 154 f. Tese (Doutorado em Agronomia) – Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2002.

MAGALHÃES, A. (org.) **Dicionário de Geografia**. Porto Alegre: Globo, 1970.

Maidment, D.R. **Handbook of Hydrology**. New York, 1993.

MAKSIMOVIC, C. 2001. General Overview of Urban Drainage Principles and Practice. Urban Drainage **in: Specific Climates (IHP-V-Technical Documents in Hydrology)**. Paris: UNESCO, Vol.1, n.40, p.1-21.

MENDES, H.C.M.; MENDIONDO, E.M. Histórico da Expansão Urbana e Incidência de Inundações: O Caso da Bacia do Gregório, São Carlos – SP. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v.12, p.17-27, 2007.

MENDONÇA, M.A. **Dinâmica têmporo-espacial do clima subtropical na região conurbada de Florianópolis/SC**. 2002. 343 p. Tese (Doutorado em Geografia Física). São Paulo: USP. Faculdade de Filosofia Letras e Ciências Humanas (FFLCH). Departamento de Geografia (DG), 2002

MONTEIRO, M.A.A. Caracterização climática do estado de Santa Catarina: uma abordagem dos principais sistemas atmosféricos que atuam durante o ano. **Geosul**. Revista do Dep. de Geociências da UFSC, Florianópolis, Editora da UFSC, n.31, p. 69-78, 2001

MOREIRA, M.A. **Fundamentos do sensoriamento remoto e metodologias de aplicação**, 2 ed. - Viçosa: UFV, 2003. 307p,

MORIASI, D.N.; ARNOLD, J.G.; VAN LIEW, M.W.; BINGNER, R.L.; HARMEL, R.D.; VEITH, T.L. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations.

American Society of Agricultural and Biological Engineers. Vol. 50(3), p.885–900, 2007.

NASCIMENTO, N.O.; BARBOSA, R.L.A; COSTA, O.V; BAPTISTA, M.B. Relações entre o planejamento urbano e o planejamento dos sistemas de drenagem: Estudo de caso do Ribeirão Areias em Betim, MG.. **In:** XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitaria y Ambiental, 2000, Porto Alegre. AIDIS, Anais, 2000.

OLEYIBLO, J.O.; LI, Z. Application of HEC-HMS for flood forecasting in Misai and Wan’na catchments in China. **Water Science and Engineering.** v.3(1), p.14-22, 2010.

OLIVEIRA, M.A.T.; HERRMANN, M.L.P. Ocupação do Solo e Riscos Ambientais na Área Conurbada de Florianópolis. **In:** Antônio Teixeira Guerra; Sandra Batista Cunha. (Org.). Impactos Ambientais Urbanos no Brasil. 1 ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2001, v. 1, p. 147-188.

OLIVEIRA, R.A.F. **Propagação de ondas de despacho e controle de inundações na bacia do Paraíba do Sul.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2005. 135p.

OLIVEIRA, V.S. **Integração SIG e modelos de simulação de áreas inundáveis: bacia do Rio Pararangaba.** Dissertação (Mestrado em Ciências) – Instituto Tecnológico de Aeronautica, 2003. 124p.

OLIVERA, F.; MAIDMENT, D.R. HEC-PrePro v. 2.0: An ArcView Pre-Processor for HEC’s Hydrologic Modeling System. **in:** Proceedings of the 18th ESRI Users Conference, July 25-31, San Diego, CA, 1998.

PAZ, A.R.; MELLER, A.; COSTA, A.H.A.; OLIVEIRA, C.A. Simulação de inundações urbanas na bacia do Arroio Moinho da Areia (Porto Alegre). **In:** XV Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2012, Belo Horizonte. Anais do XV SILUBESA, 2012.

QUEIROGA, Y.G.; NAGHETTINI, M.; NASCIMENTO, N. Avaliação de métodos de assimilação de erros nas previsões de vazões de curto prazo afluentes ao Reservatório de UHE Camargos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** v.10, p.63-72, 2005.

RANZINI, M.; RIGUETTO, A.M.; GUANDIQUE, M.E.G.; MORAES, J.M.; ARCOVA, F.S.; CICCIO, V. Modelagem hidrológica de uma

microbacia florestada da serra do Mar, SP. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v.9, p.33-44. 2004

RAZI, M.A.M.; ARIFFIN, J.; TAHIR, W.; ARISH, N.A.M. Flood Estimation Studies using Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) for Johor River, Malaysia.in. **Journal of Applied Sciences**, v.10, p.930-939, 2010.

ROSA, E.U.; GOMES, M.M.; SILVA, L.P. Análise da cadeia causal dos problemas ambientais prioritários da bacia hidrográfica de Jacarepaguá-RJ. **In:** 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária. Belo Horizonte-MG, 2007.

ROSTAMI,N.; ROSTAMIZAD, G. Comparison methods Green e Ampt and Initial and Constant Rate Loss for estimate precipitation loss to simulation runoff. **International Journal of Agriculture: Research and Review**. V.1 (1), p. 3-37, 2011.

SANTOS, C.S. **O processo de urbanização da bacia do itacorubi: A influência da UFSC**. Florianópolis. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. 2003.

SARTORI, A.; GENOVEZ, A.M.; LOMBARDI NETO, F. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos- Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.10, p. 05-18, 2005.

SCOTTON, G.C. **Mapeamento da área de preservação permanente dos recursos hídricos, como subsídio a implantação do cadastro técnico multifinalitário**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil. Florianópolis, SC: UFSC, 2007

SIERRA, E.S.; LEDO, B.S. (1998). **Ecologia e Gerenciamento do Manguezal do Itacorubi**.NEMAR, CCB, UFSC, Florianópolis. 1998.

SILVA, R.V.; KOBİYAMA, M.; SCHARF, D.D.; GRISON, F.; HAAS, R. Caracterização preliminar da precipitação na bacia do campus da UFSC, Florianópolis-SC. **In:** Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (16: 2005: João Pessoa) Porto Alegre : ABRH, anais 2005. CD-rom. 13p.

SOROOSHIAN, S.; GUPTA, V.K. Model calibration. **In:** Ch.2, Computer models of watershed hydrology, V. P. Singh, ed. Water Resources Publications, Littleton, Colo., p. 23–68, 1995.

SOVERRNIGO, M.H. Manguezal do Itacorubi (Florianópolis, sc): uma revisão da disponibilidade de dados ecológicos visando o direcionamento de novos estudos. **Oecologia Brasiliensis**. v.13(4), p.575-595, 2009.

TASSI, R.; ALLASIA, D. G.; MELLER, A.; MIRANDA, T. C.; HOLZ, J.; SILVEIRA, A. L. L. Determinação do parâmetro CN para sub-bacias urbanas do Arroio Dilúvio – Porto Alegre/RS. **In:** I Simpósio de Recursos Hídricos do Sul-Sudeste, Curitiba. 2006

TATE, E.; MAIDMENT, D. **Floodplain Mapping Using HEC-RAS and ArcView GIS**. Austin: Center for Research in Water Resources, The University of Texas at Austin, 1999.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**. 4. ed. Brasília: Ministério das Cidades, 2005. 194 p.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 1a ed. Porto Alegre: ed. Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998. 669p.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T.; **Drenagem Urbana**. 1ª Ed, Porto Alegre, Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1995, 428p.

TUCCI, C.E.M. (org.). **Hidrologia- Ciência e aplicação**. ABRH, Porto Alegre, Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1993.

TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C (Org.). **Inundações Urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

TUCCI, C.E.M.; MELLER, A. Regulação das águas pluviais urbanas. **Revista de gestão de água da América Latina**, v.4, p. 75-89, 2007.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Draft Skagit river basin, Washington, revised flood insurance study hydrology summary**. Seattle district. 2007.

- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS- HEC-GeoRAS GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS: **User's Manual**, version 4.3.93, Hydrologic Engineering Center, 2011, 244 p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS - HEC-GeoHMS Geospatial hydrologic modeling extension: **User's Manual**, version 5.0, Hydrologic Engineering Center, 2010c, 197 p.
- U.S. Army Corps of Engineers - HEC-RAS River Analysis System: **Hydraulic Reference Manual**, Version 4.0. U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center. Davis, CA, 2010b, 417p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS - HMS-Hydrologic Modeling System: **Technical Reference Manual**, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2000, 157p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS - HMS-Hydrologic Modeling System: **User's Manual**, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2010a, 318p.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Agência de comunicação. **[Acervo Fotográfico]**. Década 1970.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Agência de comunicação. **[Acervo Fotográfico]**. Década 1960.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Agência de comunicação. **Relatório sobre os danos causados pelas chuvas na UFSC, entre os dias 23 e 25 de dezembro de 1995**. Florianópolis.1995
- USDA-SCS. National Engineering Handbook, Section 4 - Hydrology. Washington, D.C, 1985.
- VIANNA, A.P.P. **Utilização de modelagens Hidrológica e Hidráulica Associadas a um sistema de informações geográficas para mapeamento de áreas inundáveis – Estudo de caso: município de Itajubá, MG**. Dissertação de Mestrado, Belo Horizonte, 2000.
- VRUGT, J.A.; GUPTA, H.V.; BASTIDAS, L.A.; BOUTEN, W. AND SOROOSHIAN, S. Effective and efficient algorithm for multiobjective optimization of hydrologic models. **Water Resources Research**. Vol. 39, p.5-1 a 5-19, 2003.

YAPO, P.O.; GUPTA, H. V.; SOROOSHIAN, S. Multi-objective global optimization for hydrologic models. **Journal of Hydrology**. V.204, p. 83-97,1998.

ZORKEFLEE, A.H.; HAMIDON, N.; SUFFIAN, M. Integrated river basin management (IRBM): Hydrologic modelling using HEC-HMS for sungai kurau basin, Perak. Proceedings of the International Conference on Water Resources, (ICWR'09), River Basin Management Society, pp: 1-7. 2009..

ANEXO A: Hietograma para período de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100anos.

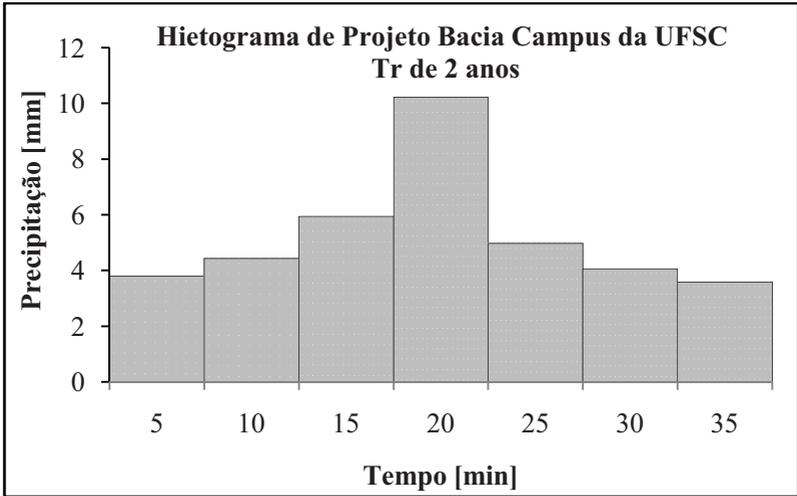


Figura 7. 1: Hietograma para período de retorno (Tr) de 2 anos

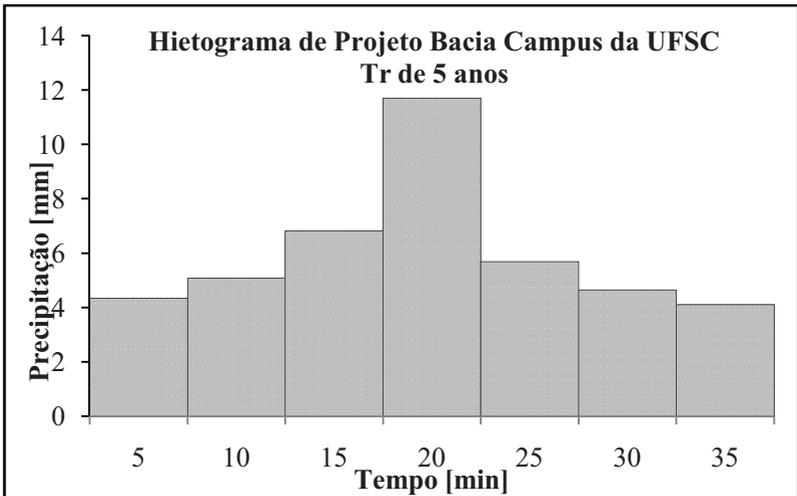


Figura 7. 2: Hietograma para período de retorno (Tr) de 5 anos

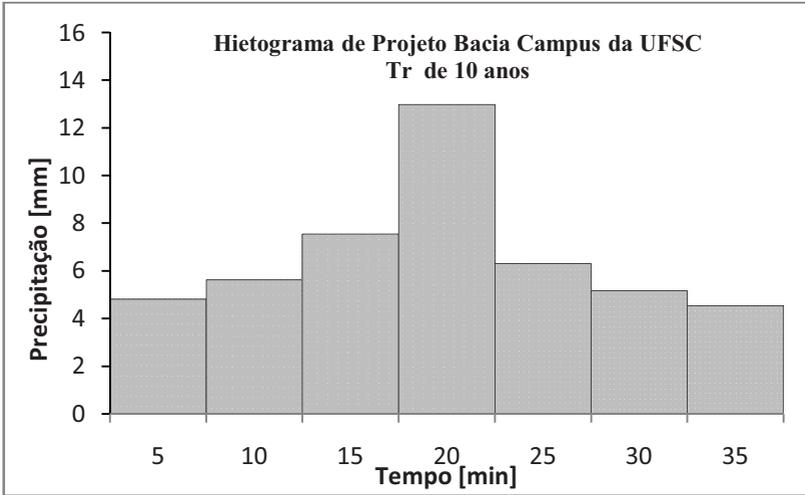


Figura 7. 3: Hietograma para período de retorno (Tr) de 10 anos

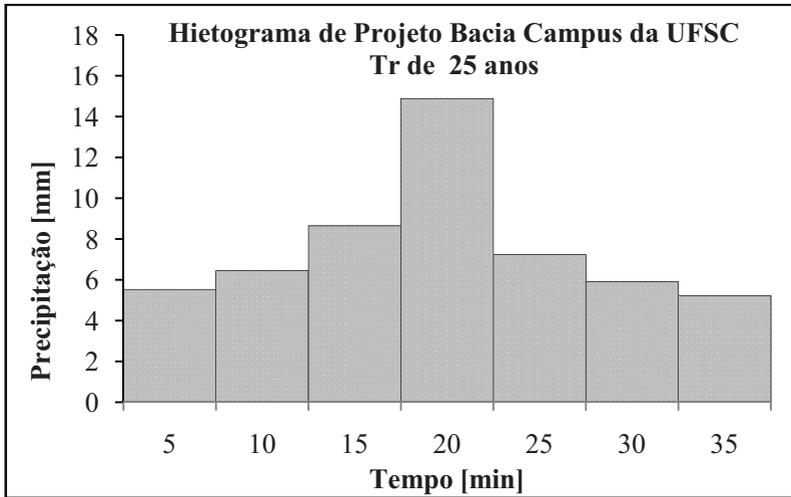


Figura 7. 4: Hietograma para período de retorno (Tr) de 25 anos

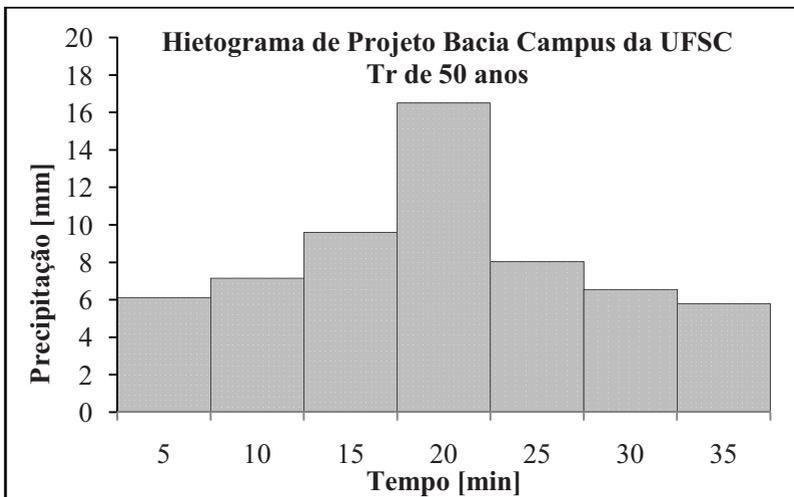


Figura 7. 5: Hietograma para período de retorno (Tr) de 50 anos

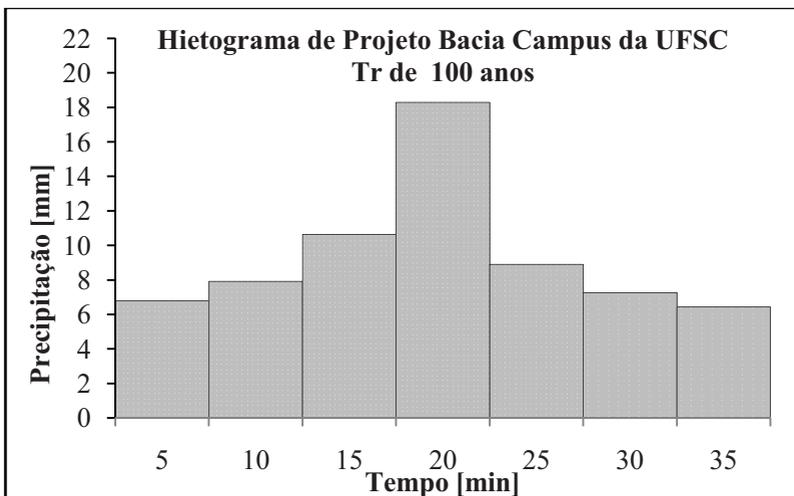


Figura 7. 6: Hietograma para período de retorno (Tr) de 100 anos

ANEXO B: Fotografias da bacia do campus da UFSC referentes a inundação de 23 a 25 de dezembro de 1995.

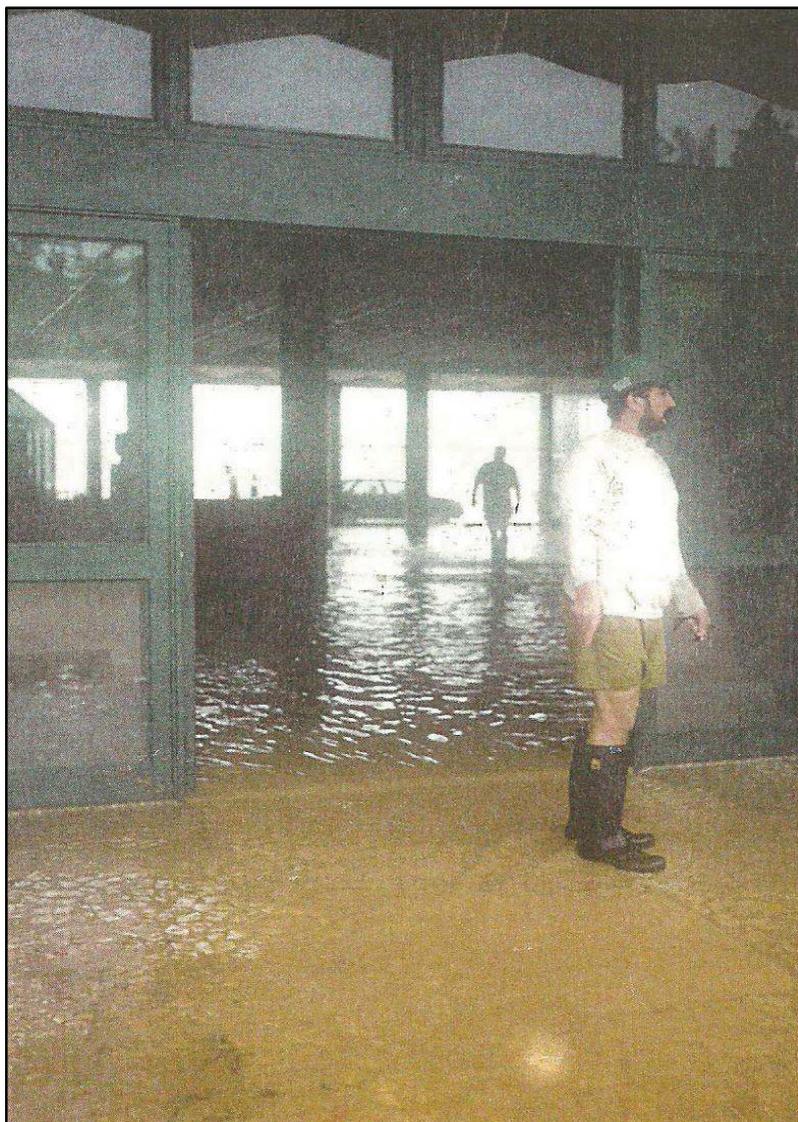


Figura 7. 7:Hall da reitoria
Fonte: UFSC (1995)



Figura 7. 8: (a) Entre a reitoria e o (b) Laboratório da mecânica
Fonte: USFC (1995)



Figura 7. 9: (a) e (b) Centro tecnologico
Fonte: UFSC (1995)



Figura 7. 10: (a) e (b) Centro tecnologico
Fonte: UFSC (1995)

ANEXO C: Fotografias da bacia do Campus da UFSC relativos ao processo de urbanização.



Figura 7. 11: Fotografia do Campus da UFSC década de (a) 1970 e (b) 1980

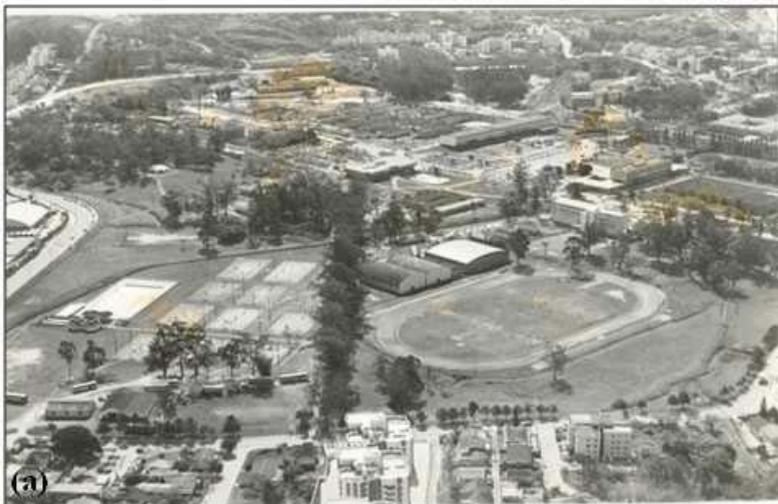


Figura 7. 12: Fotografia do Campus da UFSC década de (a) 1980 e (b) 2008