

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**EFEITO DA DISCRETIZAÇÃO ESPAÇO-TEMPORAL NO MANEJO DE
ÁGUAS PLUVIAIS**

Manuel José Mahunguana

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Juan Martín Bravo

BANCA EXAMINADORA

Prof. Adriano Rolim da Paz

UFPB

Prof. Rutinéia Tassi

UFSM

Prof. Fernando Dornelles

IPH/UFRGS

Porto Alegre, Fevereiro de 2014

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do prof. Juan Martín Bravo da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho

À minha esposa Fátima Fernando Gige

À minha filha Evelyn Jonathan Mahunguana

Aos meus pais José Ezequias Mahunguana e Rosa Maria Oficiano

Aos meus irmãos Sérgio, Marina, Nelsa e Páscoa

E a memória dos meus avós

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação é resultado de um intenso trabalho realizado nos últimos 12 meses, trabalho esse que só foi possível graças a contributos de natureza diversa.

Cumpre-me o dever de agradecer a todos os que de qualquer modo tornaram possível esta obra. Menção especial dirige-se ao Professor Doutor Juan Martín Bravo, pela disponibilidade, orientação e paciência em analisar todos aspetos que permitiram a realização deste trabalho.

À minha família, pelo apoio dado e pela compreensão demonstrada durante a realização do trabalho, devo a minha profunda gratidão.

Agradeço ao Ministério da Ciência e Tecnologia de Moçambique (MCT/mz) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq-MCT) pelo convénio através do qual fui concedido a bolsa para o mestrado.

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) pela concessão gentil da carta de aceite, requisito fundamental para concessão da bolsa.

Agradeço aos Professores Doutores António Queface e Alberto Mavume, pelo apoio e cedência gentil do laboratório no Departamento de Física durante o período em que estive em Moçambique.

Quero igualmente agradecer aos professores do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) pela transmissão de parte dos seus conhecimentos a mim, permitindo a conclusão do curso com sucesso.

Quero terminar com um agradecimento especial ao meu amigo Lucas da Conceição Maziva, ao meu sobrinho José Cláudio Mahunguana e ao seu amigo João Henriques Pelembe, pela ajuda prestada durante o trabalho de campo em Moçambique.

Para estes e para todos outros que me apoiaram neste trabalho e não foram mencionados,

Muito obrigado.

RESUMO

Os custos econômicos e perdas potenciais de vidas humanas resultantes de falhas em sistemas de drenagem de águas pluviais podem ser enormes, aumentando a necessidade da busca de melhores métodos de dimensionamento destes. Os métodos baseados na precipitação de projeto são os mais usados para a estimativa do hidrograma de projeto em bacias urbanas, devido às facilidades que os mesmos apresentam em relação aos outros métodos. Entretanto, estes métodos têm suas limitações e incertezas, que podem influenciar as características do hidrograma de projeto resultante, incertezas que são, em consequência, transferidas ao dimensionamento hidráulico das obras propostas. No presente trabalho, foram avaliados os efeitos da discretização espacial da bacia, da discretização temporal e da posição do pico do hietograma de projeto, sobre as principais características do hidrograma de projeto. Esses efeitos foram ainda avaliados no dimensionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem dos bairros de Mavalane “A” e Maxaquene “A”, localizados na cidade de Maputo em Moçambique. Para avaliar os referidos efeitos, a bacia foi discretizada em 1, 5, 7 e 12 sub-bacias. O intervalo de tempo do hietograma de projeto foi discretizado em 1, 2, 3, 4 e 5 minutos, sendo calculados para cada discretização e intervalo de tempo, hietogramas com pico no início, 25%, 50%, 75% e final do evento com duração correspondente a 90 minutos e 24 horas. Os hietogramas foram transformados em vazão no programa IPHS1, a qual foi propagada no sistema de macrodrenagem usando o modelo EPA SWMM 5.0, sendo obtidos os hidrogramas de projeto resultantes. O exutório da bacia e o trecho C19 localizado na região central da bacia foram escolhidos para análise dos resultados.

Os resultados obtidos mostram uma influência importante dos efeitos avaliados nas características do hidrograma de projeto: vazão de pico, tempo de pico e volume parcial e, conseqüentemente, no dimensionamento da rede de macrodrenagem, sendo o efeito da discretização da bacia o mais influente, seguido dos efeitos da posição do pico da chuva e intervalo de tempo.

Palavras-chave: hidrograma de projeto, hietograma de projeto, discretização espacial, discretização temporal, posição do pico da chuva.

ABSTRACT

The economic costs and potential losses of human lives due to failure in stormwater drainage systems can be significant, calling for an improvement in methods used for its design. The design storm approach, also known as “*single-event design-storm*” is widespread used in formulating design hydrograph from historical rainfall data in urban watersheds, due to its relative advantages when compared to other methods. Therefore, this approach has its uncertainties which can affect the resulted design hydrograph, and consequently affect the hydraulic design of proposed structures. In this study is presented an assessment of the adopted values in design criteria, during the estimation of design hydrograph used in hydraulic design of stormwater drainage systems. In particular, are assessed the effects of spatial discretization of the watershed, the temporal discretization and peak position of the design hyetograph, in the main features of the resulted design hydrograph. The same effects are then assessed in the hydraulic design of the major stormwater drainage system of Mavalane “A” and Maxaquene “A” neighborhoods, located in Maputo city in Mozambique. To assess these effects, the watershed was discretized into 1, 5, 7 and 12 sub-watersheds. The time step of the design hyetograph was discretized into 1, 2, 3, 4 and 5 minutes, and then computed for each discretization and time step, hyetographs with peak positioned in the beginning, 25%, 50%, 75% and the end of the duration of 90 minutes and 24 hours. The hyetographs were converted into runoff in IPHS1, which was dynamically routed in the drainage system, using EPA SWMM 5.0. The watershed outlet and conduit C19 were used to analyze the results. The results show an important influence of the assessed effects on the design hydrograph features: hydrograph peak, time to peak and partial volume and, consequently, on the hydraulic design of the major stormwater drainage system, being the effect of spatial discretization of the watershed, the most important, followed by hyetograph peak position and time step.

Keywords: design hydrograph, design hyetograph, spatial discretization, temporal discretization, hyetograph peak position.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
3. JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	3
4. SISTEMAS DE DRENAGEM	6
4.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM	6
4.2 TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM.....	8
4.3 SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANOS	9
4.4 COMPONENTES DOS SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA.....	10
4.5 ESTUDOS HIDROLÓGICOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	12
4.6 HIDROGRAMA DE PROJETO	19
4.6.1 Escolha do período de retorno	21
4.6.2 Discretização espacial da bacia	21
4.6.3 Precipitação de projeto	23
4.6.4 Estimativa da precipitação efetiva.....	26
4.6.5 Transformação da precipitação efetiva em vazão	31
4.7 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS APLICADOS EM DRENAGEM URBANA.....	33
4.7.1 O Modelo EPA SWMM 5.0.....	33
4.7.2 O Modelo IPHSI.....	35
5. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	36
5.1 A CIDADE DE MAPUTO	36
5.2 A BACIA DE ESTUDO	39
6. METODOLOGIA	44
6.1 DELIMITAÇÃO E DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL DA BACIA HIDROGRÁFICA	45
6.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS HIDROLÓGICOS DA BACIA HIDROGRÁFICA E SUB-BACIAS	47
6.3 REPRESENTAÇÃO DA REDE DE MACRODRENAGEM NO EPA SWMM 5.0	54
6.4 GERAÇÃO E DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL DE HIETOGRAMAS DE PROJETO NO IPHSI	56
6.5 PROPAGAÇÃO DINÂMICA E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE DRENAGEM NO EPA SWMM 5.0	58
6.6 VARIÁVEIS ANALISADAS NOS ARQUIVOS DE SAÍDA.....	60
7. RESULTADOS E DISCUSSÃO	68
7.1 EFEITOS SOBRE A VAZÃO DE PICO DO HIDROGRAMA DE PROJETO	68
7.2 EFEITOS SOBRE O TEMPO DE PICO DO HIDROGRAMA DE PROJETO	77
7.3 EFEITOS SOBRE O VOLUME PARCIAL DO HIDROGRAMA DE PROJETO.....	80
7.4 EFEITOS SOBRE A ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS CANAIS	85
7.5. COMPARAÇÃO DE ALTERAÇÕES DA VAZÃO DE PICO E ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL.....	93
8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	97
8.1 ASPETOS GERAIS	97
8.2 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	99
8.3 RECOMENDAÇÕES	100
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXO I	106
ANEXO II	108
ANEXO III	110

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1: Sistema de drenagem combinado. Fonte: Adaptado de DCWSA (2002).....	7
Figura 4.2: Sistema de drenagem separado. Fonte: Adaptado de DCWSA (2002).....	8
Figura 4.3: Componentes de sistemas de drenagem. Fonte: Adaptado de Culvert; Martins e Gukovas, 2010; Brown et al. (2001).	11
Figura 4.4: Discretização da bacia em sub-bacias.	23
Figura 4.5: Percentagem de redução de precipitação pontual com o aumento da área da bacia. Fonte: Adaptado de WMO (1994).....	24
Figura 4.6: Precipitação efetiva como função da precipitação total e curva número. Fonte: Adaptado de USDA (1986).....	28
Figura 4.7: Hidrograma unitário sintético triangular SCS. Fonte: Adaptado de Pilgrim e Cordery (1993).	32
Figura 5.1: Cidade de Maputo e a localização da bacia em estudo.	36
Figura 5.2: Precipitação média mensal da Cidade de Maputo na estação de Mavalane.	37
Figura 5.3: Curvas IDF da Cidade de Maputo. Fonte: BR (2003).	38
Figura 5.4: Curva IDF da Cidade de Maputo para Tr de 10 anos e durações de 90 minutos (a) e 24 horas (b). Fonte: Adaptado de BR (2003).	38
Figura 5.5: Bacia hidrográfica, sistema de drenagem e pontos de alagamento dos Bairros de Mavalane “A” e Maxaquene “A”.	40
Figura 5.6: Canal principal de drenagem da Av. Acordos de Lusaka.	42
Figura 5.7: Situação de Alagamento no Bairro de Maxaquene “A”.....	43
Figura 6.1: Fluxograma da metodologia usada.	44
Figura 6.2: Mapa da bacia delimitada e sistema de drenagem.	45
Figura 6.3: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 5 sub-bacias.	46
Figura 6.4: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 7 sub-bacias.	46
Figura 6.5: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 12 sub-bacias.	47
Figura 6.6: CN composto para áreas impermeáveis conectadas. Fonte: adaptado de USDA, 1986.....	48
Figura 6.7: CN composto para áreas impermeáveis não conectadas e área total impermeável menor do que 30%. Fonte: adaptado de USDA, 1986.....	49
Figura 6.8: Parâmetro CN para cada tipo de uso de terra da bacia.....	50
Figura 6.9: Tempos de concentração por sub-bacia.....	54
Figura 6.10: Representação da situação atual da rede de drenagem no SWMM 5.0.	55
Figura 6.11: Frações de hidrogramas de entrada nos nós dos canais da bacia.	56
Figura 6.12: Pontos escolhidos para análise dos resultados.	59
Figura 6.13: Volumes parciais do hidrograma de projeto no exutório da bacia considerando vazão de corte igual a: (a) 50 m ³ /s e (b) 60 m ³ /s.	64
Figura 7.1: Alteração média da vazão de pico no exutório com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 90 minutos.	69
Figura 7.2: Alteração média da vazão de pico no exutório com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 24 horas.	70
Figura 7.3: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 90 minutos.	71
Figura 7.4: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 24 horas.	72
Figura 7.5: Mediana da alteração da vazão de pico no exutório com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 90 minutos.	73
Figura 7.6: Mediana da alteração da vazão de pico no exutório com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 24 horas.	73

Figura 7.7: Mediana da alteração da vazão de pico no trecho C19 com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 90 minutos.....	73
Figura 7.8: Mediana da alteração da vazão de pico no trecho C19 com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 24 horas.....	74
Figura 7.9: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia concentrada com a posição do pico da chuva.....	75
Figura 7.10: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	75
Figura 7.11: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	76
Figura 7.12: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	76
Figura 7.13: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	76
Figura 7.14: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	77
Figura 7.15: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	77
Figura 7.16: Média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 90 minutos.....	78
Figura 7.17: Alteração da média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 90 minutos.....	79
Figura 7.18: Alteração da média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 24 horas.....	79
Figura 7.19: Média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 90 minutos.....	79
Figura 7.20: Alteração da média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 24 horas.....	80
Figura 7.21: Alteração da média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 24 horas.....	80
Figura 7.22: Volume parcial médio considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 90 minutos.....	82
Figura 7.23: Volume parcial médio considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 24 horas.....	82
Figura 7.24: Volume parcial médio considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 90 minutos.....	83
Figura 7.25: Volume parcial médio considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 24 horas.....	83
Figura 7.26: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$ com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 90 minutos.....	83
Figura 7.27: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$ com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 24 horas.....	84
Figura 7.28: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$ com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 90 minutos.....	84
Figura 7.29: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$ com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 24 horas.....	84
Figura 7.30: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C29, evento de precipitação com duração de 90 minutos.....	86
Figura 7.31: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C29, evento de precipitação com duração de 24 horas.....	86
Figura 7.32: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C19, evento de precipitação com duração de 90 minutos.....	86
Figura 7.33: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C19, evento de precipitação com duração de 24 horas.....	87
Figura 7.34: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C29 com o intervalo de tempo na duração de 90 minutos.....	87

Figura 7.35: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C29 com o intervalo de tempo na duração de 24 horas.....	88
Figura 7.36: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C19 com o intervalo de tempo na duração de 90 minutos.....	88
Figura 7.37: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C19 com o intervalo de tempo na duração de 24 horas.....	88
Figura 7.38: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na bacia concentrada com a posição do pico da chuva.	90
Figura 7.39: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.	90
Figura 7.40: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.	90
Figura 7.41: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	91
Figura 7.42: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.	91
Figura 7.43: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.	91
Figura 7.44: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.....	92
Figura 7.45: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C29 para a duração de 90 minutos.	94
Figura 7.46: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C29 para a duração de 24 horas	94
Figura 7.47: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C19 para a duração de 90 minutos.	94
Figura 7.48: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C19 para a duração de 24 horas.	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Componentes dos sistemas de drenagem.	10
Tabela 4.2: Fórmulas de tempos de concentração. Fonte: Porto et al. (2012).	15
Tabela 4.3: Escoamento em superfícies e calhas rasas. Fonte: Porto (1995).	17
Tabela 4.4: Coeficientes de escoamento superficial direto. Fonte: Wilken (1978).	18
Tabela 4.5: Períodos de retorno para diferentes ocupações. Fonte: DAEE/CETESB (1980) apud Porto et al. (2012).	21
Tabela 4.6: Valores do parâmetro CN para bacias urbanas e suburbanas. Fonte: Tucci, 2012b.	29
Tabela 4.7: Correlação de <i>CN</i> para outras condições de umidade. Fonte: Tucci, 2012b.	30
Tabela 6.1: CN ponderado e número de parcelas de uso da terra por sub-bacia.	50
Tabela 6.2: Equações de tempo de concentração e características das bacias-base das equações. Fonte: Adaptação da tabela de Silveira (2005).	52
Tabela 6.3: Parâmetros da bacia concentrada.	52
Tabela 6.4: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 5 sub-bacias.	52
Tabela 6.5: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 7 sub-bacias.	53

Tabela 6.6: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 12 sub-bacias.....	53
Tabela 6.7: Cotas de fundo de cada nó no modelo SWMM 5.0.....	55
Tabela 6.8: Períodos de retorno e parâmetros da IDF da cidade de Maputo. Fonte: Adaptado de BR (2003).....	57
Tabela 7.1: Resumo dos principais resultados.....	92

LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

a	: Parâmetro adimensional da curva IDF da cidade de Maputo
A	: Área da bacia (km^2)
A_i	: Área da bacia correspondente a ocupação i
b	: Parâmetro adimensional da curva IDF da cidade de Maputo
BR	: Boletim da República
C	: Coeficiente de escoamento do Método Racional
CN	: Parâmetro curva número
C_i	: Coeficiente de escoamento correspondente a ocupação i
C_t	: Coeficiente de escoamento superficial para períodos de retorno de T_r anos
C_v	: Coeficiente de escoamento tabelado (tabela 4.2)
C_{10}	: Coeficiente de escoamento superficial para períodos de retorno de 10 anos (tabela 4.3)
D	: Duração da precipitação efetiva
EPA	: United States Environmental Protection Agency
ETE	: Estação de tratamento de esgoto
h	: Hora
H	: Diferença de cotas entre o exutório da bacia e o ponto mais alto do talvegue em metros
i	: Intensidade da precipitação (mm/h)
IDF	: Relações intensidade, duração e frequência
I_a	: Abstrações iniciais
km	: Quilômetro
km^2	: Quilômetro quadrado
L	: Comprimento do talvegue ou canal principal (km)
L_i	: Comprimento do trecho i
m	: Metro
m^3/s	: Metro cúbico por segundo

min : Minuto

mm : Milímetro

mm/h : Milímetro por hora

n : Coeficiente de rugosidade de Manning

P : Escoamento potencial (mm)

Q : Precipitação efetiva (mm)

Q_{max} : Vazão máxima (m^3/s)

q_p : Vazão de pico do hidrograma unitário triangular (m^3/s)

s : Segundo

S : Declividade (m/m, m/km e %)

S : Retenção potencial

SCS : Soil Conservation Service

SWMM: Storm Water Management Model

Tr : Período de retorno

T_b : Tempo de base do hidrograma (h)

t_c : Tempo de concentração (min)

T_p : Tempo de ascensão do hidrograma (h)

t_p : Tempo de pico (min)

t_i : Tempo inicial (min)

t_{i1} : Tempo de escoamento em superfície (min)

t_{i2} : Tempo do escoamento que se forma em calhas rasas ou sarjetas (min)

t_t : Tempo de translação na rede de drenagem (min)

Δt : Intervalo de tempo (min)

USDA : United States Department of Agriculture

V : Velocidade média do escoamento no trecho em m/s.

1. Introdução

A urbanização é uma das mais importantes tendências demográficas do século XXI. Até 2030, estima-se que a população urbana global vai atingir cerca de 4,9 bilhões, um aumento de cerca de 2 bilhões da população urbana desde 2000, o que equivale a um aumento de 47% a 60% da população total mundial (United Nations, 2001, *apud* Parkinson e Mark, 2005). O crescimento populacional e o desenvolvimento urbano podem criar potenciais problemas na gestão de águas urbanas. A construção de casas, infraestruturas comerciais, parques de estacionamento, estradas pavimentadas e ruas, aumenta as áreas impermeáveis de bacias e reduz a infiltração (Chow et al., 1988). Em muitos dos casos, novas construções ocupam planícies de inundação e cursos de drenagem natural, e problemas de drenagem de águas pluviais são frequentemente piorados pelas restrições do escoamento a jusante, causadas pelo desenvolvimento não planejado. Em algumas cidades, os banhados urbanos são importantes características do ambiente natural, que desempenham um papel hidrológico essencial para o alívio de cheias e manutenção dos cursos de água durante o período de estiagem. Infelizmente, esses benefícios naturais são geralmente ignorados à medida que a cidade se desenvolve, sendo que muitas das vezes os cursos naturais são destruídos ou realinhados em concreto para atender às demandas do desenvolvimento (Parkinson e Mark, 2005). As consequências desses problemas são as cheias cada vez mais frequentes, aumento do volume de escoamento superficial, da velocidade do escoamento e pico das vazões em ambientes urbanos, adicionados aos problemas de saneamento causados pelo despejo de águas residuais domésticas e industriais não tratadas em corpos de água, que geralmente têm resultado na eclosão de epidemias e potenciais perdas de vidas humanas. É necessário projetar sistemas de drenagem cada vez mais eficientes para assegurar o funcionamento das áreas construídas e garantir a saúde pública das populações (Barbosa et al., 2012).

Os problemas resultantes de falhas em sistemas de drenagem podem ser enormes, aumentando a necessidade do aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento, sendo a estimativa do hidrograma de projeto parte essencial dos mesmos. As melhores estimativas do hidrograma de projeto estão limitadas pela disponibilidade de dados confiáveis (Smithers et al., 1997). Em locais onde dados observados de vazão se encontram disponíveis, análises estatísticas

diretas são confiáveis. Porém, na maioria das vezes, não existem dados de vazão nos locais de interesse, principalmente em bacias de pequena escala (Quader e Guo, 2006; Smithers et al., 1997). Contudo, maior disponibilidade existe nos dados de precipitação. Neste caso, é necessário estimar o hidrograma de projeto com base em modelos que transformam a precipitação em vazão (modelos chuva-vazão), os quais são disponibilizados em diferentes programas computacionais tais como IPHS1, EPA-SWMM, HEC-1, HEC-HMS, OTTHYMO e MIDUSS.

Entre os métodos usados para estimativa do hidrograma de projeto com base nos dados históricos de precipitação, os mais reportados na literatura são: o *método de simulação contínua* e o *método de evento singular*, também designado *método de precipitação de projeto*, ambos envolvendo a análise de frequência de dados hidrológicos e o uso de modelos chuva-vazão (Akan e Houghtalen, 2003).

Na simulação contínua, são usados dados cronológicos de precipitação como entrada para modelos de chuva-vazão de bacias urbanas, sendo os dados de saída dos referidos modelos, dados cronológicos de vazão de diferentes magnitudes, os quais são analisados estatisticamente para determinar a sua frequência de ocorrência. Os resultados são usados para selecionar eventos de vazão como base para projeto. Os modelos chuva-vazão usados neste método devem incluir a componente subsuperficial do escoamento para simular o movimento de água no solo mesmo em períodos sem chuva, por essa razão, antes do início da simulação, os modelos devem determinar as condições antecedentes de umidade da bacia, antes de cada evento de precipitação (Akan e Houghtalen, 2003).

Estas limitações fazem com que o método de precipitação de projeto seja o mais utilizado em muitas aplicações de dimensionamento hidráulico de sistemas de águas pluviais.

Neste método, primeiro os dados históricos de precipitação são analisados estatisticamente, tendo como resultado as relações Intensidade-Durações-Frequência (IDF), as quais são usadas para estimar o hidrograma de projeto. Este hidrograma de projeto, associado a um determinado período de retorno, duração e distribuição espaço-temporal, é usado como entrada em modelos de transformação de chuva em vazão, através dos quais é obtido o hidrograma de projeto. O hidrograma de projeto define a vazão de pico, o volume e a distribuição temporal das vazões utilizados no dimensionamento de obras hidráulicas (Akan e Houghtalen, 2003; Quader e Guo, 2006).

Apesar das limitações e simplicidade, este método continua sendo largamente utilizado na estimativa do hidrograma de projeto em bacias urbanas.

Neste trabalho são explorados de forma quantitativa os efeitos da discretização espacial da bacia, da posição do pico e discretização temporal do hietograma de projeto, nas principais características do hidrograma de projeto resultante. Estes efeitos são ainda avaliados no dimensionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem de águas pluviais dos Bairros de Mavalane “A” e Maxaquene “A”, localizados na cidade de Maputo, em Moçambique.

2. Objetivos

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o impacto dos valores adotados nos critérios de projeto durante os estudos hidrológicos para o dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem de águas pluviais. Como forma de alcançar tal objetivo, propõe-se a responder às seguintes perguntas:

- Qual é o efeito da discretização espacial da bacia no hidrograma de projeto?
- Quais são os efeitos da posição do pico e da discretização temporal do hietograma de projeto no hidrograma de projeto?
- Como estes critérios de projeto influenciam o dimensionamento hidráulico das obras?

3. Justificativa da Pesquisa

A precipitação de projeto é a principal entrada para os modelos de simulação chuva-vazão, usados para análise do desempenho das alternativas de projeto de sistemas de drenagem, dentro de condições meteorológicas específicas. O hietograma de projeto é calculado usando uma duração específica da precipitação, em conjunto com uma curva IDF de um determinado período de retorno. Este método de determinação do hietograma de projeto através de uma precipitação com uma duração específica e um único período de retorno tem seus problemas e limitações (Quader e Guo, 2006), visto que o hietograma, assim como o hidrograma de eventos naturais,

têm várias características tais como volume total, intensidade média, duração total, máxima intensidade total para uma duração específica, pico instantâneo, assimetria, etc, e não podem ser caracterizados apenas por um único período de retorno (Andams e Howard, 1986). Por outro lado, a precipitação de projeto é derivada de uma única estação meteorológica ou posto pluviométrico, que geralmente não representa necessariamente a variação da intensidade de precipitação ao longo da bacia. Neste caso, o grau de variação espacial da intensidade de precipitação, direção e velocidade das células de precipitação afetam as características do hidrograma resultante, e a precipitação de projeto estimada através de uma curva IDF não consegue representar esses fenômenos.

Vários métodos têm sido usados para determinar o hietograma de projeto, dentre eles encontram-se os métodos de: Soil Conservation Service, Yen e Chow, Huff, Blocos Alternados, Chicago (Akan e Houghtalen, 2003) e BLUE (Veneziano and Villani, 1999).

Uma das características típicas do hietograma de projeto é um pico fixo dentro da duração porém, durante o dimensionamento a escolha da posição do pico ainda é baseada em metodologias não muito claras, sendo muitas das vezes posicionado no centro (50%) da duração do hietograma e algumas vezes no início, 25%, 75%, final ou outras posições, em função da falta de maiores informações para sua caracterização. O principal problema que se levanta é que a posição do pico do hietograma de projeto influencia o valor de pico, tempo de pico, volume e distribuição temporal do hidrograma de projeto resultante, influenciando essa, que pode ser transferida ao dimensionamento hidráulico das obras propostas, podendo influenciar no seu custo, nas medidas de controle de cheias, planejamento e gestão de recursos hídricos (Yue et al., 2002). Allasia e Villanueva (2007a) verificaram que a colocação do pico do hietograma de projeto aos 75% da duração aumentava em 20% a vazão de pico e em 8% o custo da macrodrenagem, e que a colocação deste aos 25% da duração diminuía em 24% a vazão de pico e em pouco mais de 15% o referido custo, quando comparados com os resultados obtidos usando hietograma com pico aos 50% da duração. El-Jabi e Sarraf (1991) também mostraram que em alguns casos de projetos de sistemas pluviais, a aplicação do parâmetro da posição do pico da chuva r (Método de Chicago) constante não é realístico e foi necessário variar em função da duração do evento. Dos Santos et al. (2001) analisaram as incertezas da distribuição temporal da precipitação, com base no parâmetro da posição do pico do hietograma de projeto (Método de Chicago), e dos parâmetros do modelo IPH II, na estimativa do hidrograma de projeto em uma

bacia urbana, tendo verificado que o coeficiente de variação do intervalo de confiança foi da ordem de 0,3, o que significou que o desvio padrão do intervalo de confiança dos parâmetros avaliados foi cerca de 30% do valor esperado.

Outra questão que se levanta é a discretização temporal do hietograma de projeto, pois embora a literatura recomende que este deva ser menor ou igual a um terço do tempo de pico ($\Delta t \leq \frac{1}{3} t_p$) ou um quinto do tempo de concentração ($\Delta t \leq \frac{1}{5} t_c$) (Tucci, 2005), a variação do intervalo de tempo dentro destes intervalos pode influenciar as características do hidrograma de projeto. Mahunguana et al. (2013) observaram em uma bacia hipotética simplificada que este efeito podia reduzir até em 25% a vazão de pico do hidrograma de projeto. Yu et al. (2014) também observaram que o aumento do intervalo de tempo subestimava a vazão de pico e o volume do hidrograma. Por isso existe a incerteza de qual valor deve ser usado dentro dos referidos intervalos.

Outra questão não menos importante é a representação espacial da bacia. A bacia pode ser representada de forma concentrada ou discretizada em sub-bacias, porém isso também influencia as características do hidrograma de projeto. Esse efeito é mais pronunciado em bacias rurais (Dankenbring e Mays, 2009), e também influencia a vazão e o tempo de concentração do hidrograma (Allasia, 2002). Vários autores (Khakbaz et al., 2009; Viterbo et al., 2008; Singh e Woolhiser, 2002; Wood et al., 1988; Wilson et al., 1979; Yu et al., 2014; Kling e Gupta, 2009; Ghosh e Hellweger, 2012; Mahunguana et al., 2013) já observaram o impacto da discretização da bacia no hidrograma, conforme discutido com mais detalhes adiante no texto.

Assim, a escolha da representação espacial da bacia vai influenciar o hidrograma de projeto resultante, e conseqüentemente, o dimensionamento das obras. Por outro lado, o número total de sub-bacias de cada discretização é também influente no hidrograma de projeto resultante, por isso, existem incertezas sobre qual representação a adotar, e na discretização, quantas sub-bacias a considerar.

Investigar a influência da combinação destes efeitos é a principal motivação do presente trabalho.

É importante ressaltar que existem outros elementos que influenciam o dimensionamento hidráulico de sistemas de águas pluviais e que estão associados às incertezas na definição dos parâmetros dos diferentes métodos utilizados, como por exemplo, apresentado por Allasia e Villanueva (2007a), Allasia e Villanueva (2007b) e Allasia (2002).

4. Sistemas de Drenagem

Sistemas de drenagem pluvial são importantes componentes de infra-estruturas urbanas, providenciando um serviço essencial para as comunidades urbanas residentes muito próximas umas das outras. A sua função principal é coletar e escoar águas provenientes das chuvas para longe das suas habitações, protegendo a sua saúde, qualidade de vida e permitindo a continuidade das atividades urbanas cotidianas (Parkinson e Mark, 2005). Os sistemas de drenagem removem águas das ruas, permitindo a sua utilização durante eventos de precipitação e mantendo no tempo a sua vida útil; controlam a intensidade e velocidade do escoamento, reduzindo o risco de inundação aos residentes e danos potenciais aos pavimentos; escoam as águas para os sistemas naturais; controlam a massa de poluentes que entra em corpos receptores; e oferecem oportunidades de múltiplos usos, tais como recreação, parques e preservação da vida animal (Urbanas e Roesner, 1993).

4.1. Classificação dos sistemas de drenagem

Os sistemas de drenagem podem ser classificados em combinados ou separados. Sistemas de drenagem combinados são sistemas projetados para drenar águas residuais, industriais e comerciais, juntamente com as águas pluviais na mesma tubulação. Durante o período seco, estes drenam águas residuais, industriais e comerciais para uma estação de tratamento de esgoto (ETE). Durante o período chuvoso a quantidade total de águas pluviais e residuais pode superar a capacidade da ETE. Quando isto ocorre, estas águas são drenadas pelo sistema diretamente para os corpos receptores, tais como lagos, rios, estuários ou águas costeiras, sem serem tratadas pela ETE. Esta combinação de águas não tratadas, drenadas pelo sistema, diretamente para os corpos receptores é a principal fonte de contaminação dos corpos receptores (EPA, 1995). A figura 4.1 ilustra um sistema de drenagem combinado.

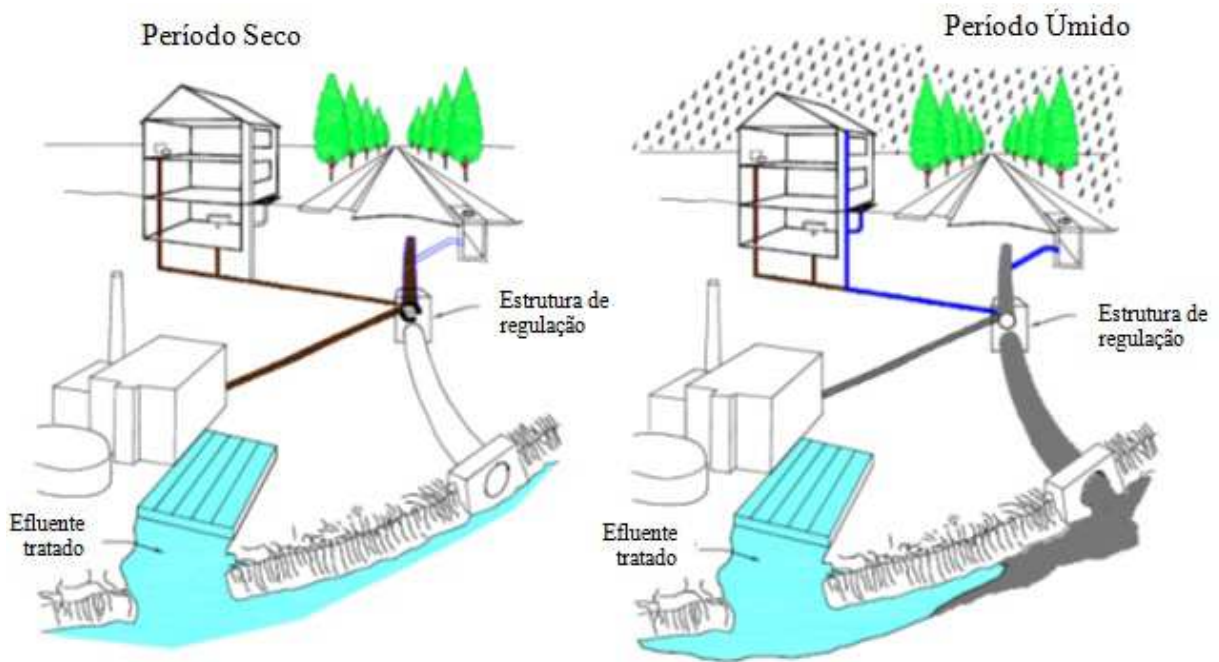


Figura 4.1: Sistema de drenagem combinado. Fonte: Adaptado de DCWSA (2002).

Os sistemas separados consistem em duas redes independentes, uma para o escoamento de águas pluviais e outra para escoar águas residuais. O escoamento superficial é drenado pelo esgoto pluvial e despejado em corpos receptores, geralmente sem nenhum tratamento. As águas residuais urbanas são drenadas por sistemas de esgoto sanitário e passam por uma estação de tratamento antes de seu despejo em corpos receptores (rios, lagos, mar) (Parkinson e Mark, 2005). O uso de sistemas separados tem sido visto como solução para os problemas de poluição causados pelos sistemas combinados (Carleton, 1990).

Contudo, a realidade em muitos países em desenvolvimento é diferente. Como sistemas separados são mais caros de construir, os sistemas de águas pluviais são construídos sem provisão de drenagem de águas residuais, o que faz com que esses sejam receptores de águas residuais e efluentes provenientes de tanques sépticos, além das próprias águas pluviais (Parkinson e Mark, 2005). Esta característica, adicionada às canalizações clandestinas sobre os sistemas de águas pluviais, resulta em sérios problemas ambientais devido ao despejo de águas residuais não tratadas em corpos receptores. Por outro lado, o despejo de águas pluviais em sistemas de águas residuais pode causar problemas na eficiência do processo de tratamento de

águas residuais, dado que estes não foram projetados para receber grandes volumes afluentes. A figura 4.2 ilustra um sistema de drenagem separado.

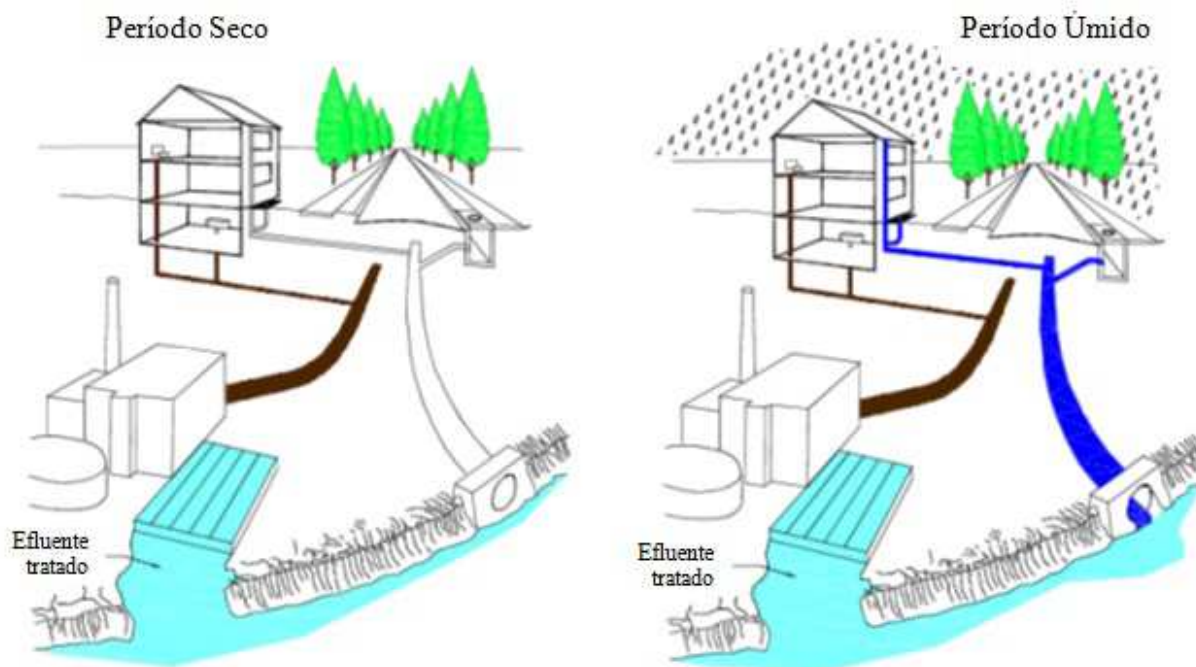


Figura 4.2: Sistema de drenagem separado. Fonte: Adaptado de DCWSA (2002).

4.2 Tipos de sistemas de drenagem

Os sistemas de drenagem também podem ser classificados pelo seu tipo em subterrâneos e superficiais.

Em países desenvolvidos com clima temperado, os sistemas de drenagem são construídos debaixo da superfície em tubulações fechadas, pois eles apresentam vantagens em perspectiva de estética e saúde. Contudo, numa perspectiva de operação e manutenção, o controle de detritos ou sedimentos acumulados e reprodução de mosquitos é muito mais difícil de controlar em tubulações fechadas (Parkinson e Mark, 2005). Além disso, a construção desses sistemas exige técnicas de engenharia sofisticadas, o que a torna muito mais cara e pode apresentar preços proibitivos para países em desenvolvimento, o que faz com que esses tenham preferência pelos canais superficiais abertos.

Os sistemas superficiais de drenagem são geralmente mais baratos e fáceis de construir em relação aos condutos subterrâneos fechados. A utilização de canais abertos apresenta grandes vantagens com relação ao custo, capacidade de vazão, possibilidade recreativa, condições estéticas e capacidade de armazenamento do próprio canal. Porém, estes apresentam desvantagens como a necessidade de extensas áreas para a implantação (Júnior, 1986).

Estes sistemas têm sido também recipientes de resíduos sólidos depositados pelos residentes próximos, o que resulta na diminuição da capacidade de escoamento; não são muito higiênicos, o que resulta em mau cheiro, e são propensos à reprodução de mosquitos. Contudo, esses são menos propensos a bloqueios em relação aos condutos fechados, e são mais fáceis de inspecionar e de remover resíduos sólidos (Parkinson e Mark, 2005).

4.3 Sistemas de drenagem de águas pluviais urbanos

O projeto de sistema de drenagem pluvial é constituído pelo sistema de microdrenagem e pelo sistema de macrodrenagem. No estabelecimento de políticas e critérios locais, cada município define o sistema de drenagem inicial, algumas vezes designado por *sistema de microdrenagem*, que serve como sistema de drenagem superficial, e um *sistema de macrodrenagem*, que funciona como sistema de controle de cheias (Urbonas e Roesner, 1993).

A microdrenagem urbana é definida pelos sistemas de condutos pluviais no nível de loteamento ou de rede primária urbana (Bidone e Tucci, 1995). Estes sistemas são projetados para atender vazões de pico e volumes não excedendo períodos de retorno de 2-5 anos (Urbonas e Roesner, 1993). Os componentes básicos de um sistema de microdrenagem são: sarjetas, bocas de lobo, galerias, bueiros, tubos de ligação, tubulações enterradas e canais abertos. A sua definição inclui limites de profundidade e velocidade para valas nas ruas, sarjetas, tubulações e canais abertos durante o evento de projeto selecionado (Urbonas e Roesner, 1993).

Os sistemas de macrodrenagem de uma zona urbana correspondem à rede de drenagem natural pré-existente antes da ocupação, ou a sistemas construídos pelo homem, sendo constituídos pelos córregos, riachos e rios localizados nos talvegues, vales, parques, bem como espaços abertos (Urbonas e Roesner, 1993; Martins, 1995; Brown et al., 2001). Estes sistemas são recetores das águas dos sistemas de microdrenagem, e projetados para escoar vazões maiores que geralmente excedem a capacidade dos sistemas de microdrenagem, ou para melhorar as

condições desse escoamento, com vista a atenuar os problemas de erosão, assoreamento e inundações que ocorrem ao longo dos principais talvegues, durante eventos críticos de precipitação, com períodos de retorno entre 10, 25, 50 e 100 anos (Brown et al., 2001; Júnior, 1986).

4.4 Componentes dos sistemas de drenagem urbana

Os principais componentes dos sistemas de drenagem urbana são apresentados na Figura 4.3 e descritos na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Componentes dos sistemas de drenagem urbana.

Tipo de Estrutura (1)	Descrição
Galerias (1)	Representam canalizações públicas usadas para conduzir as águas provenientes das bocas-de-lobo e das ligações (Bidone e Tucci, 1995).
Poços de visita (2)	São dispositivos localizados em pontos convenientes do sistema de galerias para permitirem a mudança de direção, mudança de declividade, mudança de diâmetro, inspeção e limpeza das canalizações (Bidone e Tucci, 1995).
Trechos	São porções de galerias situadas entre dois poços de visita (Bidone e Tucci, 1995).
Bocas-de-lobo (4)	São dispositivos localizados em pontos convenientes, nas sarjetas, para a captação de águas pluviais (Bidone e Tucci, 1995).
Tubos de ligação (5)	São canalizações destinadas a conduzir águas pluviais captadas nas bocas-de-lobo para as galerias ou poços de visita (Bidone e Tucci, 1995).
Meios Fios	São elementos de pedra ou concreto, colocados entre passeio e a via pública, paralelamente ao eixo da rua e com sua face superior no mesmo nível do passeio (Bidone e Tucci, 1995).
Sarjetas (7)	São faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio fio. A calha formada é recetora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas e que para elas escoam (Bidone e Tucci, 1995),
Sarjetões	São calhas localizadas nos cruzamentos de vias públicas, formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas (Bidone e Tucci, 1995).
Conduitos (9)	São obras destinadas a condução das águas superficiais coletadas, de maneira segura e eficiente (Bidone e Tucci, 1995).

Estações de bombeamento (10)	São conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem, quando não mais houver condição de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou recetor final de drenagem em estudo.
Bueiros (11)	São condutos livres ou forçados, de pequeno comprimento, intercalados em um curso de água ou canal aberto, destinados a transpor uma estrada ou aterro (Wilken, 1978).
Canais (12)	São estruturas hidráulicas destinadas a drenagem de águas pluviais em projetos de macrodrenagem. (Júnior, 1986).
Bacias de detenção	São infraestruturas de amortecimento que tem a função de manter armazenado um volume de água por um determinado tempo. As bacias de detenção podem estar em série (<i>On-Line</i>), quando se situam no alinhamento direto do coletor ou canal de drenagem afluente, interceptando-o, e permitindo que todo o escoamento afluente passe por elas, ou em paralelo (<i>Off-Line</i>) quando se localizam paralelamente ao coletor ou canal afluente. Neste caso, nem todo o escoamento aflui à bacia de detenção, sendo a passagem feita, geralmente, através de um descarregador lateral (Bichanção, 2006).

(1) Ordem em que a estrutura é apresentada na figura 4.3

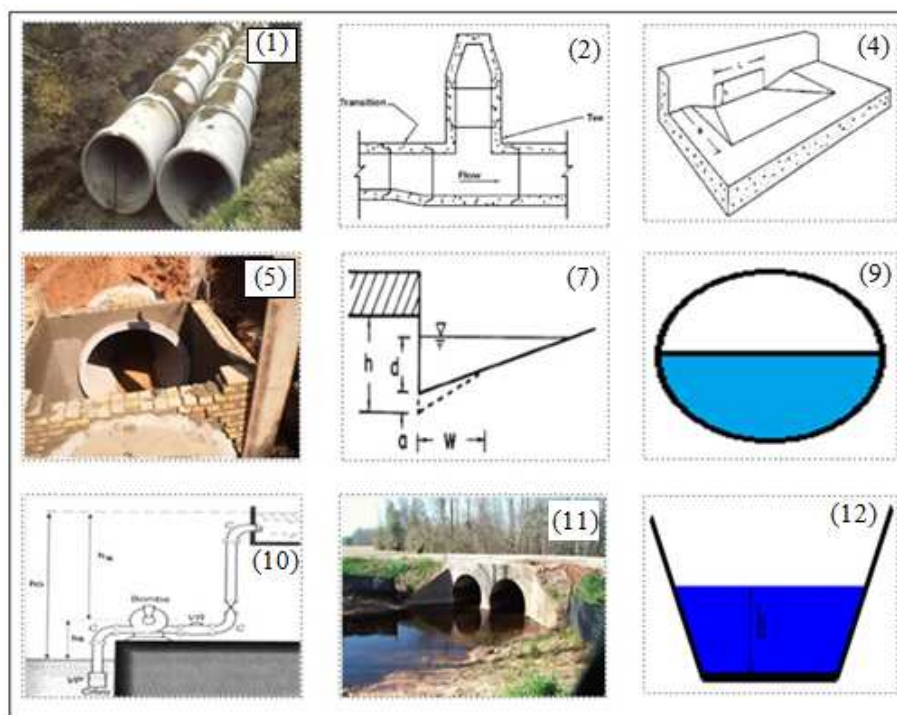


Figura 4.3: Componentes de sistemas de drenagem. Fonte: Adaptado de Culvert; Martins e Gukovas, 2010; Brown et al. (2001).

4.5 Estudos hidrológicos para o dimensionamento de sistemas de águas pluviais

As técnicas de análise hidrológica podem ser aplicadas para projetos e previsão hidrológica. Nos projetos hidrológicos, o objetivo é estimar o comportamento das variáveis hidrológicas sob condições hipotéticas extremas, tais como a máxima cheia provável com período de retorno de 100 anos. Na previsão hidrológica, o objetivo é prever o comportamento das variáveis hidrológicas dentro de curtos períodos de tempo futuro, tais como diários, mensais, sazonais, ou anuais.

Os projetos hidrológicos precedem os projetos hidráulicos, isto é, os resultados daqueles representam informações de entrada para os projetos hidráulicos. Nos projetos hidrológicos são determinados, basicamente, os hidrogramas gerados pelas bacias hidrográficas, através dos quais projetos hidráulicos derivam hidrogramas e linhas da água nos locais de interesse, assim como as velocidades e pressões que atuam sobre as infraestruturas hidráulicas e outros sistemas (Ponce, 1989).

Em função da escala em que se trabalha, se for no sistema de microdrenagem ou no sistema de macrodrenagem, os métodos utilizados nos projetos hidrológicos são diferentes.

O Método Racional é um dos métodos mais utilizados para estimativa do escoamento superficial em pequenas áreas de captação e, em consequência, comumente utilizado nos projetos de sistemas de microdrenagem. Este método tem uma aplicação particular em sistemas de drenagem pluviais urbanos, onde é usado para calcular a vazão de pico para projetos de esgotos e pequenas infraestruturas de drenagem (Ponce, 1989). Este método leva em conta os seguintes processos ou características: intensidade de precipitação, duração de precipitação, frequência de precipitação, área de drenagem e abstrações hidrológicas (Ponce, 1989).

O Método Racional não tenta estimar todo o hidrograma, mas apenas a vazão de pico. Contudo, apesar da ausência da difusão, é possível ter um hidrograma com formato de um triângulo isósceles, que pode ser suficiente para um hidrólogo projetar uma ponte ou um bueiro capaz de escoar uma descarga de pico estimada (Beven, 2012; Ponce, 1989).

A vazão de pico é produto de coeficiente de escoamento, intensidade de precipitação e área de drenagem, com todos os processos hidrológicos concentrados dentro desses três parâmetros (**Eq.4.1**).

O coeficiente de escoamento C (Eq.4.1) reflete o fato de que nem toda a precipitação é transformada em escoamento superficial, mas nesse caso o método não é completamente racional, na medida em que não faz nenhuma tentativa em separar os diferentes efeitos de geração de escoamento e os caminhos que controlam o volume de precipitação incidente numa bacia (Beven, 2012).

Apesar das críticas pela sua simplicidade, o Método Racional é um dos métodos de dimensionamento muito aceito. Por outro lado, outras técnicas mais complexas de dimensionamento podem não oferecer resultados corretos, a não ser que dados de precipitação e vazão estejam disponíveis para tal projeto (Urbonas e Roesner, 1993a).

Os princípios básicos do Método Racional são: a) considera a duração da precipitação intensa igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica; b) adota um coeficiente único de escoamento denominado “ C ”, estimado com base nas características da bacia e do evento; c) não avalia o volume de cheias e a distribuição temporal das vazões (Tucci, 2012a), d) considera a intensidade de precipitação constante na duração, e e) não considera o armazenamento temporário de água na superfície da bacia (Pilgrim e Cordery, 1993).

A vazão máxima é estimada no Método Racional pela seguinte equação:

$$Q_{max} = 0,278CIA \quad (4.1)$$

onde

Q_{max} é a vazão máxima em m^3/s ; I é a intensidade de precipitação em mm/h ; A é a área da bacia em km^2 e; C é o coeficiente de escoamento.

Não há consenso relativo a limites superiores de pequenas bacias, valores entre 0,65 a 12,5 km^2 têm sido sugeridos na literatura, sendo que a tendência atual é usar valores entre 1,3 a 2,5 km^2 como limites superiores de aplicabilidade do Método Racional (Ponce, 1989).

O tempo de concentração t_c é uma das mais importantes variáveis de entrada para projetos hidrológicos em pequenas e grandes bacias (McCuen, 2009). Este pode ser definido como o tempo necessário para uma partícula de água percorrer superficialmente do ponto mais distante (em percurso hidráulico) até ao exutório da bacia (Silveira, 2005).

Diferentes variáveis de eventos chuva-vazão têm sido propostas para a estimativa do t_c . Por exemplo, alguns métodos gráficos usam o centro de massa da precipitação, enquanto que

outros usam o tempo do fim do excesso de precipitação e o tempo de inflexão na recessão do hidrograma. Outros métodos são baseados no uso de informações relacionadas às bacias hidrográficas, como declividade média, desnível e equações empíricas. Obviamente, o uso de diferentes variáveis para a determinação do t_c poderá resultar em diferentes valores, que é uma indicação parcial das incertezas envolvidas na estimativa do tempo de concentração (McCuen, 2009).

A prática usual para a determinação dos valores de tempo de concentração consiste em separar os principais caminhos do escoamento em pequenos segmentos, tendo cada um características similares de rugosidade, declividade e profundidade hidráulica, e depois determinar o tempo de percurso em cada um desses segmentos (McCuen, 2009). Nesta prática, os caminhos principais do escoamento são considerados como os canais dominantes estendidos até o divisor de águas da bacia, e que o escoamento laminar pouco profundo é apenas uma pequena porção desses caminhos.

O tempo de concentração calculado baseado nos caminhos principais do escoamento pode apresentar um viés, pois pode não refletir os processos hidrológicos dominantes em toda a bacia. Por outro lado, este método ignora o armazenamento na bacia e nos canais, o que pode subestimar o real tempo de concentração. Além disso, não está claro que este método faz uma reflexão realística dos tempos do escoamento em toda a bacia. A não ser que as características do escoamento em toda a bacia estejam muito correlacionadas com o escoamento dos caminhos principais, os projetos resultantes da aplicação do tempo de concentração através deste método poderão também apresentar viés (McCuen, 2009).

Existem várias equações empíricas para o cálculo de tempo de concentração em função das características da bacia (área, declividade, comprimento do talvegue, rugosidade das superfícies e outras) e da intensidade da chuva, tendo como origem experimentos de campo ou laboratório e, portanto, devem ser aplicadas em situações que se aproximem daquelas para as quais elas foram determinadas (Porto et al., 2012). Contudo, é possível que algumas dessas fórmulas tenham bom desempenho mesmo para situações diferentes das quais elas foram calibradas, como mostrou Silveira (2005).

Porém, a fórmula a ser adotada numa dada região pode também ser uma fonte de incertezas, por isso, ela deverá ser avaliada para garantir que resulta em valores razoáveis das

velocidades médias do escoamento e, se possível, as estimativas do t_c devem ser comparadas com os mínimos tempos típicos de ascensão dos hidrogramas observados (Pilgrim e Cordery, 1993). Allasia e Villanueva (2007) verificaram que variações entre 0,5 a 2 vezes no valor de referência de tempo de concentração (método de Hidrograma Triangular do SCS) e parâmetro k (método de Clark), causavam variações de aproximadamente $\pm 40\%$ na vazão de pico, para a bacia discretizada em 11 sub-bacias. Para a bacia discretizada em 27 sub-bacias, a variação foi de 20%. Esses resultados revelaram a influência que as incertezas na estimativa do t_c e k , podem exercer no dimensionamento e custo das obras de macrodrenagem.

A tabela 4.2 ilustra algumas fórmulas de tempo de concentração, onde este é dado em minutos.

Tabela 4.2: Fórmulas de tempos de concentração. Fonte: Porto et al. (2012).

Nome	Fórmula	Descrição
Kirpich	$t_c = 3,989L^{0,77}S^{-0,385}$ (4.2)	Desenvolvida em pequenas bacias com declividades variando de 3 a 10% e áreas até 0,5 km ² . L é o comprimento do talvegue em km; S é a declividade do talvegue em m/km.
Califórnia Culvert Practice	$t_c = 57L^{1,155}H^{-0,385}$ (4.3)	Modificação da fórmula de Kirpich considerando $S = \frac{L}{H}$. H é a diferença de cotas entre o exutório da bacia e o ponto mais alto do talvegue em m.
Federal Aviation Agency	$t_c = 22,73(1,1 - C)L^{0,5}S^{-0,33}$ (4.4)	Desenvolvida para drenagem de aeroportos, onde há predominância de escoamento em superfície de pequenas bacias. C é o coeficiente de escoamento do Método Racional.
Onda Cinemática	$t_c = 447(nL)^{0,6}S^{0,3}I^{-0,4}$ (4.5)	Deduzida a partir da equação de onda cinemática aplicada a superfícies. Onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning, I é a intensidade de precipitação em mm/h. Adequada para pequenas bacias onde o Método Racional pode ser aplicado e a superfície é predominante.
SCS Lag Fórmula	$t_c = 3,42L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} S^{-0,5}$ (4.6)	Desenvolvida em bacias rurais com áreas até 8 km ² e reflete escoamento em superfícies. CN é o parâmetro curva número (método SCS); t_c em

		min; L em km e S em m/m.
SCS-Método Cinemático	$t_c = \frac{1}{60} \sum L_i \times V_i$ <p style="text-align: center;">(4.7)</p>	Basea-se no fato de o tempo de concentração ser o somatório dos tempos de propagação dos diversos trechos que compõem o comprimento do talvegue. L_i é o comprimento de cada trecho homogêneo, em metros, V_i é a velocidade média do escoamento no trecho em m/s.
Dooge	$t_c = 21,88A^{0,41}S^{-0,17}$ <p style="text-align: center;">(4.8)</p>	Determinada com dados de bacias rurais com áreas máximas entre 140 a 930 km ² . Seus parâmetros refletem o comportamento de bacias médias e escoamento predominante em canais.

Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas, nomeadamente, tempo inicial t_i , decorrido até a água atingir a rede de drenagem (usualmente, a primeira boca de lobo), e um tempo de translação na rede de drenagem t_t (bueiros, galerias, canais, etc).

$$t_c = t_i + t_t \quad (4.9)$$

Por outro lado, o tempo t_i pode ser subdividido em dois tipos de escoamento: (1) o tempo t_{i1} , correspondente a um escoamento que ocorre na forma de lâmina sobre superfícies e não se prolonga, geralmente por mais de 50 m, e (2) o tempo t_{i2} , que se forma em calhas rasas ou sarjetas, à medida que as águas vão se acumulando (Porto, 1995). As fórmulas abaixo descrevem os dois tipos de escoamento.

$$t_{i1} = \frac{0.65(1.1-C)L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (4.10)$$

onde t_{i1} é o tempo de escoamento em superfície, em minutos; C é o coeficiente de escoamento superficial para períodos de retorno de 5 a 10 anos; L é o comprimento do escoamento em metros (no máximo 50 metros); S declividade da bacia em percentagem.

$$V = C_V S^{0.5} \quad (4.11)$$

onde V é a velocidade do escoamento em m/s; C_V é um coeficiente de escoamento tabelado (tabela 4.3).

O tempo de translação na rede de drenagem t_t pode ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, utilizando a equação de Manning ou outras.

Tabela 4.3: Escoamento em superfícies e calhas rasas. Fonte: Porto (1995).

Ocupação do Solo	C_v
Florestas densas	0.075
Campos naturais pouco cultivados	0.135
Gramas ou pastos ralos	0.210
Solos quase nus	0.300
Canais gramados	0.450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou sarjetas e calhas	0.600

Como foi apresentado previamente, a intensidade de precipitação no Método Racional é estimada para uma duração igual ao tempo de concentração a partir da utilização de uma curva IDF. Além disso, para a utilização deste método, o coeficiente de escoamento deve ser definido.

O coeficiente de escoamento (C) é requerido para explicar a relação não linear entre as condições antecedentes, características do evento de precipitação e a geração de escoamento resultante. Por essa razão, o coeficiente de escoamento não é um parâmetro constante, mas sim que varia de evento para evento na mesma bacia, e de bacia para bacia para um mesmo evento (Beven, 2012). O processo de transformação de chuva em vazão é um processo não linear, e a causa mais importante da não linearidade é representada pelos efeitos das condições antecedentes, conseqüentemente o coeficiente de escoamento depende também das condições iniciais (Longobardi et al., 2003). A quantificação dos processos que controlam a variabilidade espaço-temporal do coeficiente de escoamento pode contribuir para isolar os mecanismos de geração de cheias no tempo (verão, inverno, etc.) e também no espaço (geologia, solos, vegetação, etc.) (Fiorentino e Iacobellis, 2001, apud Norbiato et al., 2009).

Teoricamente, os valores do coeficiente de escoamento variam entre 0,0 e 1,0. Na prática, valores entre 0,05 e 0,95 são usualmente adotados (Ponce, 1989). O coeficiente de escoamento atende às abstrações hidrológicas e difusão do escoamento. As abstrações hidrológicas incluem a

interceptação, infiltração, armazenamento superficial, evaporação e evapotranspiração. A difusão de escoamento é uma medida da área de drenagem atenuar o pico de cheia.

A estimativa do coeficiente de escoamento é a maior dificuldade e a maior fonte de incerteza na aplicação do Método Racional. Os seus valores de projeto são normalmente obtidos em tabelas ou gráficos, porém, o grande problema é que esses valores refletem mais julgamentos subjetivos do que dados concretos (Pilgrim e Cordery, 1993).

A tabela 4.3 apresenta os coeficientes de escoamento para períodos de retorno entre 5 e 10 anos. Para períodos de retornos superiores, há necessidade de corrigir o valor do coeficiente de escoamento através da expressão (Porto, 1995):

$$C_t = 0.8T_r^{0.1}C_{10} \quad (4.12)$$

onde C_t é o coeficiente de escoamento superficial para períodos de retorno de T_r anos; C_{10} é o coeficiente de escoamento superficial para períodos de retorno de 10 anos (tabela 4.4).

Quando a bacia apresenta uma ocupação muito heterogênea, é recomendável calcular o valor do coeficiente de escoamento para toda a bacia pela média ponderada dos diversos valores do coeficiente de escoamento para cada ocupação específica:

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \times A_i \quad (4.13)$$

onde C é o coeficiente médio de escoamento superficial; A é a área de drenagem da bacia; C_i é o coeficiente de escoamento correspondente à ocupação i ; A_i é a área da bacia correspondente à ocupação i .

Tabela 4.4: Coeficientes de escoamento superficial direto. Fonte: Wilken (1978).

Ocupação do Solo	C
Edificação muito densa: partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
Edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70

Edificação com poucas superfícies livres: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
Edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
Subúrbios com alguma edificação: partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,1 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

No caso de sistemas de macrodrenagem, as simplificações adotadas pelos métodos utilizados nos projetos hidrológicos de sistemas de microdrenagem podem não ser mais válidos em função da escala espacial.

Os sistemas de macrodrenagem coletam águas pluviais de áreas providas de sistemas de microdrenagem ou não. Nesses sistemas, geralmente em fundo de vale, o escoamento é bem definido mesmo que não exista um curso de água perene (Porto et al., 2012).

No dimensionamento hidrológico de sistemas de macrodrenagem em bacias de pequeno porte, geralmente usa-se o método de hidrograma de projeto. Atualmente, é cada vez mais frequente a utilização de modelos matemáticos para simulação de eventos em projetos de macrodrenagem, devido às vantagens que os mesmos apresentam.

4.6 Hidrograma de projeto

O problema de determinação das vazões máximas em locais de interesse tem sido estudado e diferentes métodos estabelecidos. O conhecimento da distribuição de probabilidades das vazões máximas pode ser suficiente para o desenho de infraestruturas hidráulicas tais como, bueiros, pontes, bocas de lobo, sarjetas, canais, etc, e estabelecimento de medidas de proteção pública quando o parâmetro crítico é a vazão máxima com um determinado período de retorno. Um exemplo comum e muito aceito é o Método Racional, geralmente usado para determinar vazões máximas em pequenas áreas de drenagem. Porém, há várias situações em que o conhecimento apenas da vazão máxima não é suficiente, sendo também necessário conhecer a sua distribuição temporal. Alguns exemplos desses casos são os projetos de infraestruturas de

armazenamento e controle de cheias, análise da concentração das vazões de poluentes através de vertedores, e sistemas de controle da evolução de cheias complexas em tempo real (Veneziano e Villani, 1999) e vários outros projetos de macrodenagem.

Esta sequência temporal de vazões associada a um período de retorno, caracterizada pelo seu volume, pico e distribuição temporal é denominada de hidrograma de projeto. No dimensionamento, as vazões devem reproduzir condições críticas possíveis de ocorrer com um determinado risco, e estas são identificadas dentro das mais desfavoráveis (Tucci, 2005).

A forma do hidrograma de projeto é necessária para que os hidrólogos, de forma efetiva desenvolvam projetos, gestão e planejamento de recursos hídricos. Na prática, em rios são observadas várias formas de hidrogramas projeto, dado que diferentes eventos de precipitação podem produzir diferentes vazões de cheia. Porém, diferentes formas de hidrogramas de projeto poderão causar diferenças significativas nos custos das infraestruturas hidráulicas, nas medidas de controle de cheias, planejamento e gestão de recursos hídricos (Yue et al., 2002). São exemplos desse caso, dois hidrogramas com o mesmo volume e diferentes valores do pico, um com o pico localizado no início da duração e outro com o pico localizado no final da duração, onde apesar das semelhanças, os dois hidrogramas podem resultar em obras de dimensões diferentes.

No presente estudo, será abordada a estimativa do hidrograma de projeto com base na precipitação, através do método de *precipitação de projeto*. Neste caso, a principal variável é a precipitação e sua variação espaço-temporal. O risco de ocorrência da enchente é o da precipitação, que não é necessariamente o da vazão.

A determinação do hidrograma de projeto com base neste método envolve os seguintes passos, cada um deles descrito a seguir, no texto:

- Escolha do período de retorno.
- Discretização espacial da bacia.
- Determinação da Precipitação de projeto.
- Estimativa da precipitação efetiva.
- Transformação da precipitação efetiva em vazão.

4.6.1 Escolha do período de retorno

Ao decidir-se que uma determinada obra será projetada para uma vazão com período de retorno de T_r anos, automaticamente decide-se o grau de proteção conferido à população ou o risco que a mesma está sujeita mesmo depois da construção (Porto et al., 2012). Em áreas urbanas, a escolha do período de retorno é mais complexa, uma vez que quanto maior o período de retorno, maior será o porte das obras e, portanto, não só o custo será maior, mas também a interferência no ambiente urbano. Contudo, mediante estas dificuldades, a escolha do período de retorno recai em valores amplamente aceitos no meio técnico. A tabela 4.5 ilustra valores de períodos de retorno geralmente usados na definição de critérios de projetos.

Tabela 4.5: Períodos de retorno para diferentes ocupações. Fonte: DAEE/CETESB (1980) apud Porto et al. (2012).

Tipo de Obra	Tipo de ocupação	T_r (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas como edifícios de serviços públicos	5
	Aeroportos	2 – 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 – 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	500-

4.6.2 Discretização espacial da bacia

A distribuição espacial das variáveis hidrológicas tais como precipitação, características do solo, uso de terra e outras propriedades da bacia tem impactos significantes na resposta hidrológica da bacia e pode influenciar a forma do hidrograma (Khakbaz et al., 2009; Viterbo et al., 2008). Tem sido observado empiricamente que a resposta hidrológica varia com a escala da heterogeneidade espacial da bacia, usualmente considerada simples e mais linear com o aumento da área da bacia. Quando a escala espacial é estendida para áreas maiores, o processo de geração de escoamento se torna menos sensível às variações temporais da precipitação local ou às

variações das características do solo (Singh e Woolhiser, 2002). Esse efeito já tinha sido reportado por Wood et al. (1988) que, usando uma versão distribuída do Modelo TOPMODEL, procuraram identificar a *Área Elementar Representativa (REA)* a partir da qual o efeito da discretização já não produz mais efeitos na série de vazões simuladas, tendo observado que a área era igual a 1km^2 , numa bacia com área total de 17km^2 . Para uma bacia de 1800km^2 , Viterbo et al. (2008) usando o modelo HEC-HMS para eventos de precipitação encontraram 300km^2 como área limite onde a precipitação e características do solo e uso da terra podiam ser consideradas de forma concentrada. Wilson et al. (1979), usando um modelo hidrológico semi-distribuído, mostraram que a variabilidade espacial da precipitação influencia o volume, tempo de pico e o pico do hidrograma. Um resultado similar foi obtido por Yu et al. (2014), onde foi incluído o efeito da altitude. A importância da variabilidade espacial da precipitação foi também verificada por Viterbo et al. (2008), ao comparar hidrogramas obtidos pelas representações concentrada e distribuída de precipitação e características do solo e uso da terra, tendo observado que a representação concentrada resultava em menores hidrogramas. O efeito da discretização espacial da bacia é mais pronunciado em bacias rurais (Dankenbring e Mays, 2009) e influencia também o tempo de concentração (Allasia, 2002). Mahungwana et al. (2013) observaram em uma bacia hipotética simplificada que o efeito da discretização espacial aumentava até em 47% a vazão de pico do hidrograma de projeto. Contudo, modelos de representação concentrada da bacia continuam sendo largamente usados pois são mais simples e fornecem bons resultados quando devidamente calibrados. Porém, Kling e Gupta (2009) concluíram que os resultados fornecidos por esses modelos em bacias, mesmo quando calibrados, contêm um certo grau de ruídos devido às deficiências na discretização espacial. A discretização da bacia providencia uma representação mais realística da heterogeneidade espacial dos processos hidrológico, porém, os modelos distribuídos apresentam um elevado número de parâmetros, o que torna mais complexa a sua utilização e calibração. Por outro lado, nem sempre a complexidade de um modelo é garantia de bons resultados.

No presente trabalho, este processo consiste na discretização espacial da bacia em sub-bacias (**Fig.4.4**). Neste caso, o hidrograma de projeto é obtido pelo processo de transformação da chuva em vazão em cada sub-bacia e a propagação do escoamento em canais e reservatórios até a seção de interesse. O critério de discretização em sub-bacias deve levar em conta a uniformidade

espacial da precipitação, homogeneidade da cobertura vegetal, tipo de solo e relevo, locais de interesse e obras hidráulicas que interferem no escoamento (Tucci, 2005).

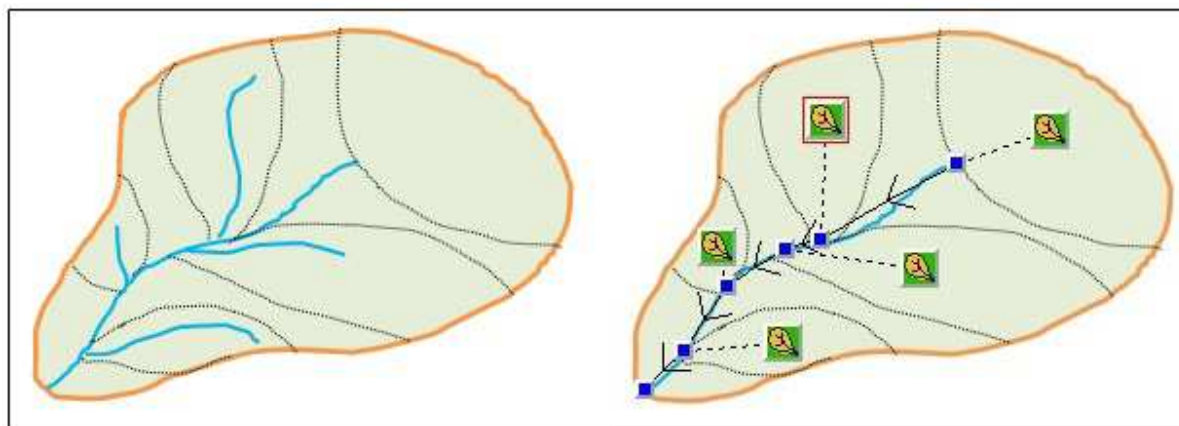


Figura 4.4: Discretização da bacia em sub-bacias.

4.6.3 Precipitação de projeto

Os projetos de águas pluviais são destinados para o controle dos escoamentos pluviais, e por isso, um evento de projeto deve ser usado para avaliar um projeto existente ou para o desenho de um novo (Akan e Houghtalen, 2003). A precipitação de projeto é uma precipitação hipotética com uma duração específica e um período de retorno (Chen et al., 2011). Quando esta é utilizada na definição do hidrograma de projeto deve ser caracterizada quanto à:

- Precipitação total na duração.
- Distribuição espacial.
- Distribuição temporal.

A duração da precipitação de projeto depende do tipo de projeto. Por exemplo, os sistemas pluviais e bueiros são dimensionados para drenar vazões de pico, por isso, a duração da precipitação de projeto deve ser aquela que tende a causar o maior pico para um dado período de retorno (Akan e Houghtalen, 2003). Geralmente a duração é determinada após várias tentativas

de seus valores e análise dos seus respectivos efeitos na vazão de pico ou volume. O Método Racional considera uma duração igual ao tempo de concentração da bacia.

As curvas IDF do local de interesse oferecem as relações entre a intensidade média (ou altura) para uma duração qualquer, a duração e o período de retorno. Após selecionar a duração e período de retorno da precipitação, a intensidade média pode ser obtida através da IDF e consequentemente, a altura da precipitação é obtida pelo produto da duração e intensidade média.

A intensidade da precipitação varia no tempo e no espaço durante o evento. Geralmente a altura da precipitação é maior próximo ao centro da célula do evento e decresce com o aumento da distância a partir do centro. Um valor médio é usado para caracterizar a altura da precipitação sobre uma área, e este valor decresce com o aumento da extensão espacial do evento de precipitação. Assim, para estimar a precipitação média a partir da precipitação pontual, podem ser usados alguns métodos como *curva-área-duração*, *isoietas de projeto* e *isoietas observadas* (Tucci, 2005). A figura 4.5 apresenta a relação geral entre a área da bacia hidrográfica e altura média espacial da precipitação para várias durações, onde pode se observar a percentagem da redução da altura da precipitação pontual com o aumento da área da bacia, para durações entre 30 minutos e 24 horas.

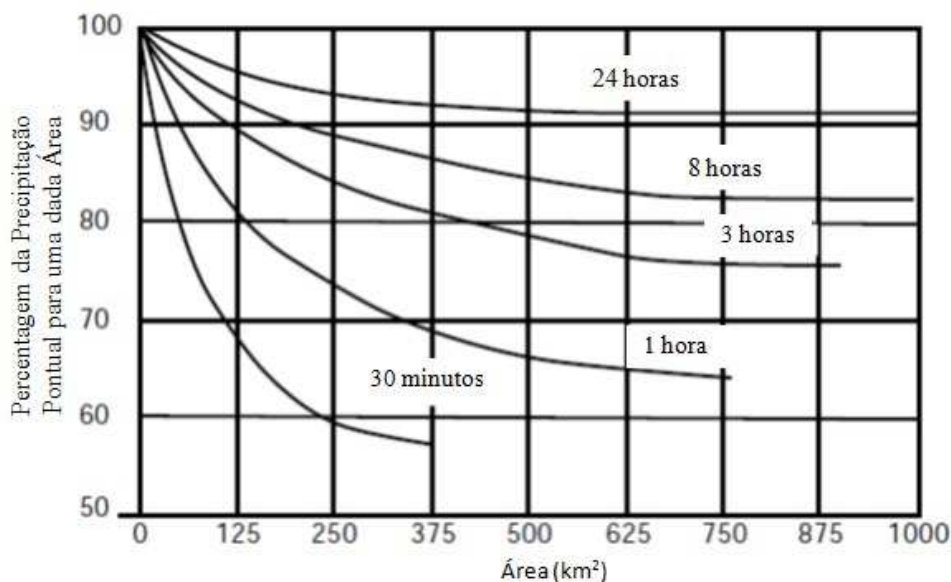


Figura 4.5: Percentagem de redução de precipitação pontual com o aumento da área da bacia. Fonte: Adaptado de WMO (1994).

Antes da definição da distribuição temporal é necessário escolher o intervalo de tempo de simulação. Este pode ser definido como (Tucci, 2005):

$$\Delta t \leq \frac{1}{3} t_p \quad (4.14)$$

Ou

$$\Delta t \leq \frac{1}{5} t_c \quad (4.15)$$

onde

t_p é o tempo de pico e t_c é o tempo de concentração. Porém, o valor do tempo de pico nem sempre está disponível, neste caso podem ser usados intervalos entre 5 e 10 minutos em hietogramas com duração total de até 2 horas, e intervalos entre 10 e 20 minutos para hietogramas com duração maior que 2 horas (Porto Alegre, 2005). Entretanto, a variação do intervalo de tempo dentro dos limites estabelecidos nas equações 4.14 e 4.15 pode influenciar o hidrograma de projeto resultante, conforme observaram Mahunguana et al. (2013) e Yu et al. (2014).

Quando a bacia é subdividida em sub-bacias, o intervalo de tempo adotado deve ser compatível com a simulação de cada sub-bacia e seu tempo de concentração.

Após a seleção do período de retorno, duração e altura da precipitação do projeto, a sua distribuição temporal (hietograma de projeto) pode ser estimada. O hietograma de projeto serve como dado de entrada para os modelos chuva-vazão, através dos quais o hidrograma de projeto é estimado. Por isso, a sua determinação é uma tarefa importante para projetos hidrológicos. A escolha do hietograma de projeto terá uma influência significativa na forma e pico do hidrograma de projeto resultante (Lin et al., 2004) e, conseqüentemente no dimensionamento hidráulico da obra proposta. A posição do pico da chuva pode influenciar as características do hidrograma de projeto. Allasia e Villanueva (2007a) verificaram que a colocação do pico da chuva aos 75% da duração do evento aumentava em 20% a vazão de pico e em 8% o custo da macrodrenagem, e que a colocação deste aos 25% diminuía em 24% a vazão de pico e em pouco mais de 15% o referido custo, quando comparados com os resultados do pico aos 50% da duração. El-Jabi e

Sarraf. (1991) também mostraram que em alguns casos de projetos de sistemas pluviais, a aplicação do parâmetro da posição do pico da chuva r (Método de Chicago) constante não é realístico e foi necessário variar em função da duração do evento.

Vários hietogramas foram propostos na literatura para a descrever a distribuição temporal da precipitação tais como: o Hietograma Triangular proposto por Yen e Chow, (1980), apud Chow et al., (1988); o Hietograma de Blocos Alternados; o Hietograma de Chicago proposto por Keifer and Chu, (1957), apud Chow et al., (1988); o Hietograma do Soil Conservation Service proposto por SCS; o Hietograma de Huff; o Hietograma BLUE (Best Linear Unbiased Estimation) proposto por Veneziano and Villani, (1999); e vários outros.

4.6.4 Estimativa da precipitação efetiva

Existem diferentes metodologias para a estimativa da precipitação efetiva, sendo uma das mais utilizadas o *Método Curva Número do SCS*. O Método Curva Número é um procedimento para abstrações hidrológicas desenvolvido pelo *United States Department of Agriculture (USDA)* do antigo Soil Conservation Service-SCS (atual Natural Resources Conservation Service NRCS). Neste método, a altura do escoamento, isto é, a altura da precipitação efetiva, é função da altura da precipitação total e um parâmetro das abstrações, denominado Curva Número (CN). O CN varia entre 1 a 100, como função do tipo de solo, tipo de uso e ocupação e condições antecedentes de umidade (Ponce, 1989).

Neste método, a precipitação efetiva é denominada “ Q ”, e o escoamento potencial (precipitação total) é representado por P , com $P \geq Q$. A retenção atual após início de escoamento é dada por $P - Q$. A retenção potencial (máxima retenção potencial) é S , com $S \geq P - Q$.

O método é baseado na proporcionalidade entre a retenção e o escoamento, dada por:

$$\frac{P-Q}{S} = \frac{Q}{P} \quad (4.16)$$

Para aplicações práticas, o escoamento potencial é reduzido pelas abstrações iniciais (Eq.4.17). As abstrações iniciais consistem principalmente em interceptação, infiltração, armazenamento superficial, todos esses ocorrendo antes do início do escoamento superficial.

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{P-I_a+S} \quad (4.17)$$

onde I_a são as abstrações iniciais. Esta equação está sujeita à restrição $P \geq I_a$.

Para simplificar a equação acima, pode-se usar a relação obtida com base em experiências:

$$I_a = 0,2S \quad (4.18)$$

esta reduz a equação para:

$$Q = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S} \quad (4.19)$$

sujeita à restrição $P \geq 0,2S$ (para $P < 0,2S$; $Q = 0$). Nesta equação P e Q estão em mm.

Para normalizar as aplicações desta equação, a retenção potencial pode ser expressa em função do CN, em unidades métricas.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.20)$$

Esta escala retrata as condições de cobertura do solo, variando desde muito impermeável (limite inferior de S) até uma cobertura completamente permeável (limite superior de S).

Deste modo, com o valor de P e CN , a precipitação efetiva Q pode ser determinada através da equação 4.19 ou através do gráfico da figura 4.6.

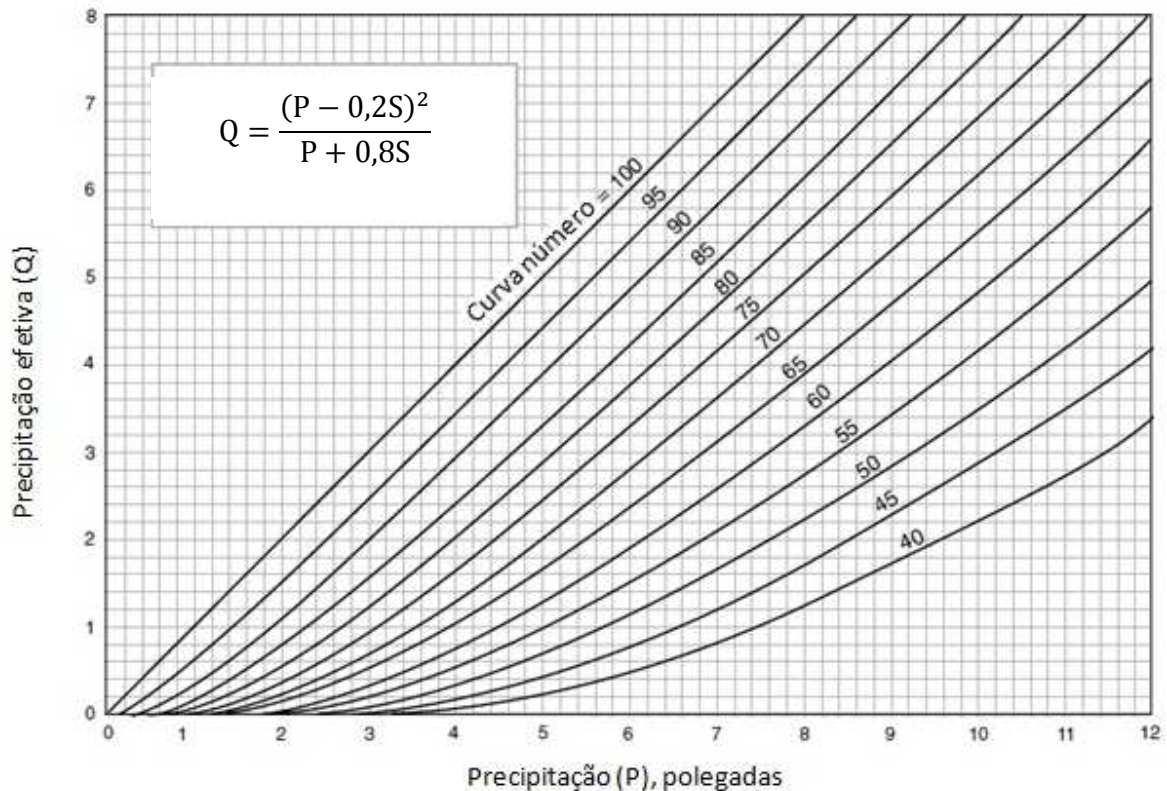


Figura 4.6: Precipitação efetiva como função da precipitação total e curva número. Fonte: Adaptado de USDA (1986).

Os valores de *CN* para bacias urbanas e suburbanas podem ser encontrados na tabela 4.6 para diferentes tipos de solos e cobertura. Os tipos de solo identificados na referida tabela são os seguintes (Tucci, 2012b):

Solo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos com pouco silte e argila;

Solo B: solos menos permeáveis do que os do tipo A, solos arenosos menos profundos do que do tipo A e com permeabilidade superior a média;

Solo C: solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo;

Solo D: solos contendo argila e pouco profundos com muita baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Tabela 4.6: Valores do parâmetro CN para bacias urbanas e suburbanas. Fonte: Tucci, 2012b.

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios: boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas: cobertura ruím	45	66	77	83
Florestais: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições:				
com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
lotes (m ²) % média impermeável				
<500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Os valores constantes na tabela 4.6 referem-se a condições médias de umidade antecedente. Para situações diferentes das médias, esses valores são corrigidos para as condições seguintes:

AMC I: situação em que os solos estão secos. Na estação de crescimento, a precipitação acumulada dos 5 dias anteriores é menor que 36 mm e em outro período, menor que 13 mm;

AMC II: situação média em que os solos correspondem à umidade média da capacidade de campo;

AMC III: situação em que ocorreu precipitação considerável nos 5 dias anteriores e o solo encontra-se saturado. No período de crescimento, as precipitações acumuladas nos 5 dias anteriores, são maiores que 53 mm e no outro maiores que 28 mm.

A tabela 4.7 apresenta os valores corrigidos do *CN* para as condições AMC I e AMC III.

Tabela 4.7: Correlação de *CN* para outras condições de umidade. Fonte: Tucci, 2012b.

Valores médios	Valores corrigidos AMCI	Valores corrigidos AMCIII
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

O método SCS reportado neste e no próximo sub-capítulo é muito usado para estimativa de cheias em bacias de pequeno e médio porte sem dados observados. Nos Estados Unidos, este método tem substituído o Método Racional como resultado da disponibilidade dos dados que a mesma demanda, e também pela maneira como as características físicas são consideradas na sua aplicação (Pilgrim e Cordery, 1993). Enquanto existe uma extensa literatura sobre o método, pouca informação quantitativa sobre os dados usados no seu desenvolvimento e a maneira como os mesmos foram tratados está disponível. O método baseia-se na presunção de que a proporção entre o escoamento atual e o escoamento potencial é igual à proporção entre a retenção atual e a

retenção máxima. Não existem bases físicas para esta presunção (Beven, 2012; Hjelmfelt Jr, 1991), o autor (Mockus) apenas sugeriu que o método gerava curvas de vazões que se assemelham aos que ocorrem naturalmente em bacias. Uma investigação exaustiva sobre a história e os problemas das presunções deste método pode ser encontrada em Hjelmfelt (1991).

Por outro lado, incertezas na estimativa do parâmetro CN podem influenciar a vazão de pico e, conseqüentemente o custo da rede de macrodrenagem, conforme observado por Allasia e Villanueva (2007b). Vaeza et al. (2009) observaram em uma bacia que variações de $\pm 10\%$ no valor de referência do parâmetro CN causavam erros de aproximadamente $\pm 40\%$ e $\pm 32\%$ no valor de referência de vazão de projeto.

4.6.5 Transformação da precipitação efetiva em vazão

Existem vários métodos de transformação da precipitação efetiva em vazão, muitos deles associados a teoria do hidrograma unitário. O conceito do hidrograma unitário tornou-se uma das técnicas mais comumente usadas em hidrologia, sendo simples de entender e fácil de aplicar (Beven, 2012). A sua versatilidade encontra-se nas suposições simplificadoras de que a bacia hidrográfica comporta-se como um sistema linear e invariante no tempo, permitindo assim, a avaliação de uma resposta (Steffen et al., 2009). O hidrograma unitário é uma técnica linear na qual o princípio de superposição pode ser aplicado. Desde a sua criação, diversos outros tipos de hidrogramas unitários têm sido desenvolvidos, como por exemplo o hidrograma unitário de Nash, o hidrograma unitário de Clark, o hidrograma unitário geomorfológico, o hidrograma unitário sintético triangular do SCS, etc.

No presente trabalho será usado o hidrograma unitário sintético triangular SCS. Neste método, a vazão de pico é derivada de uma aproximação triangular do hidrograma ilustrado na figura 4.7, resultante de uma precipitação efetiva de duração D (Pilgrim e Cordery, 1993). Neste hidrograma, o tempo de pico t_p , decorrido desde o centróide da precipitação efetiva até o pico do hidrograma é dado por:

$$t_p = 0,6t_c \quad (4.21)$$

onde t_c é o tempo de concentração. O tempo de ascensão do hidrograma T_p é dado por:

$$T_p = 0,5D + 0,6t_c \quad (4.22)$$

O volume abaixo do hidrograma é dado por $0.5q_p \cdot T_b$, onde q_p é a vazão de pico do hidrograma em m^3/s , e T_b é tempo de base do hidrograma em horas dado por:

$$T_b = 2,6T_p \quad (4.23)$$

A vazão de pico do hidrograma unitário triangular é dada por:

$$q_p = \frac{0,208 \cdot A \cdot Q}{T_p} \quad (4.24)$$

sendo A , a área da bacia em km^2 e Q é a precipitação efetiva em mm , dada pela equação 4.19.

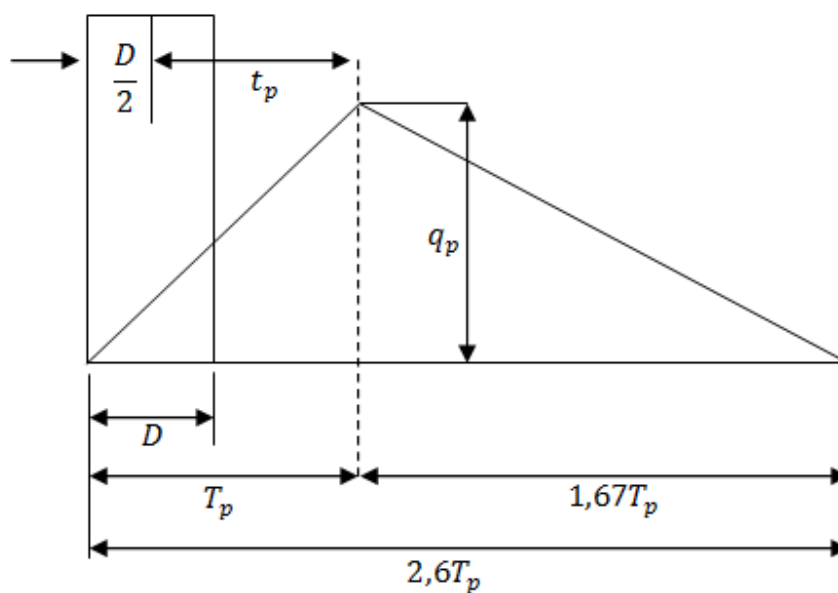


Figura 4.7: Hidrograma unitário sintético triangular SCS. Fonte: Adaptado de Pilgrim e Cordery (1993).

Um das dificuldades na aplicação deste método é a correta estimativa do tempo de concentração devido às limitações de dados existentes e à necessidade de utilização de equações empíricas, conforme foi apresentado previamente no texto.

4.7 Programas Computacionais Aplicados em Drenagem Urbana

A gestão de águas em áreas urbanas é complicada e onerosa. Qualquer construção ou modificação de infraestruturas de drenagem urbana precisa ser bem planejada e seus impactos conhecidos. Modelos computacionais providenciam a engenheiros e planejadores, ferramentas que os ajuda a compreender os processos hidrológicos e hidráulicos em bacias hidrográficas (Parkinson e Mark, 2005).

Existem vários programas computacionais aplicados em drenagem urbana. No presente estudo será dado o foco para os modelos EPA SWMM 5.0 e IPHS1.

4.7.1 O Modelo EPA SWMM 5.0

O Environmental Protection Agency Storm Water Management Model (EPA SWMM 5.0) é um dos mais sofisticados modelos computacionais atualmente disponíveis (Akan e Houghtalen, 2003). Este é um modelo dinâmico de simulação chuva-vazão, usado para a simulação de um único evento ou simulação contínua de quantidade e qualidade d'água. A componente hidrológica do EPA SWMM 5.0 opera com um conjunto de sub-bacias que recebem dados de precipitação e geram o escoamento e a carga de poluentes. A componente hidráulica é responsável pela propagação do escoamento através de sistema de tubulações, canais, reservatórios e outras estruturas hidráulicas disponíveis. O módulo EXTRAN do EPA SWMM 5.0 tem a função de coordenar não apenas quantidade de esgoto, mas também o cálculo de parâmetros de qualidade, estimativa de escoamento em período seco, estimativa de infiltração e armazenamento interno. Este módulo hidrodinâmico simula sistemas de águas pluviais representando-os como ligações e nós, simulando também a rede de tubulações paralela e em sistema fechado, bem como açudes, orifícios, estações de bombeamento e sistema em carga (Park et al., 2006).

Durante um processo de simulação no programa EPA SWMM 5.0 é possível acompanhar a evolução temporal da quantidade e qualidade d'água no escoamento gerado em cada sub-bacia,

da profundidade e qualidade de água em cada tubulação, canal, reservatório ou outras estruturas hidráulicas ao longo dos eventos simulados (Rossman, 2008).

O EPA SWMM 5.0 considera vários processos hidrológicos responsáveis pela produção de escoamentos em áreas urbanas. Esses processos incluem:

- Evolução temporal da precipitação;
- Evaporação de águas superficiais estagnadas;
- Acumulação e derretimento da neve;
- Intercepção da precipitação por depressões e reservatórios;
- Infiltração da precipitação em camadas insaturadas do solo;
- Percolação de águas infiltradas para as camadas profundas do solo;
- Escoamento sub-superficial entre as águas subterrâneas e o sistema de drenagem, e
- Cálculo do escoamento difuso em reservatórios não lineares.

O EPA SWMM 5.0 pode ser aplicado para planejamento, análise ou projeto de vários componentes hidráulicos em bacias rurais e urbanas. Pode também ser usado em regime de tempo seco (isto é, para escoamento de esgoto sanitário), e tem capacidade para simular qualidade e quantidade de águas pluviais, combinação complexa de sistemas de esgotos com múltiplos exutórios e elementos de armazenamento (Akan e Houghtalen, 2003).

As suas aplicações incluem:

- Projeto e dimensionamento de sistemas de drenagem para o controle de cheias;
- Dimensionamento de infraestruturas de retenção para o controle de cheias e proteção de qualidade de água;
- Mapeamento de planícies de inundação;
- Avaliação de impactos de entrada e infiltração de escoamentos em esgotos sanitários e
- Geração de fontes de carga de poluentes não pontuais para estudos de alocação de resíduos.

Um grande número de aplicações do modelo SWMM existe na bibliografia. Estas aplicações envolvem a simulação de níveis de detalhamento na representação de bacias hidrográficas (Collodel e Reis, 2009), simulação de acumulação e transporte de sedimentos

(Gomes, 2008), simulação de escoamento pluvial (Bastos, 2007), avaliação de discretização espacial de bacias urbanas (Garcias et al., 2004), avaliação do impacto de rede de drenagem da bacias hidrográficas (Seibt et al., 2011), simulação de drenagem urbana para condições atuais e cenários de mudanças climáticas (Petersen, 2002) e várias outras aplicações.

4.7.2 O Modelo IPHS1

IPHS1 é um sistema computacional de transformação chuva-vazão, desenvolvido por Tucci e Zamanillo (1989) para aplicações na área de recursos hídricos. O sistema é composto por vários modelos que permitem realizar os processos de transformação chuva-vazão, propagação de vazões em rios, canais e reservatórios. O sistema permite também a representação espacial de bacias e sua sub-divisão em sub-bacias.

Um dos métodos de separação de escoamentos contido no sistema IPHS1 é o método da *Curva Número* do SCS e para a separação de escoamento superficial ele contém também o método do *Hidrograma Unitário Sintético Triangular SCS*.

O sistema possui uma base de dados interna contendo curvas IDF das regiões do Brasil, mas também permite a adição de novas curvas IDF de qualquer região de interesse. O sistema permite também a importação de dados observados e a exportação de resultados sob forma de gráficos e tabelas.

Desde o seu desenvolvimento, o IPHS1 tem sido amplamente aplicado em diversos estudos (tese, dissertações, artigos científicos, estudos de plano diretores de drenagem urbana, etc.) na área de recursos hídricos no Brasil, em particular nos problemas de gestão de recursos hídricos, drenagem urbana e várias outras aplicações. Algumas das aplicações envolvem a avaliação do impacto de incertezas no custo de redes de macrodrenagem (Allasia, 2002), avaliação do impacto da discretização espaço-temporal na estimativa de hidrograma de projeto em bacias hipotéticas simplificadas (Mahunguana et al., 2013), estudo de comportamento da vazão em rios (De Souza et al., 2008), simulação de reservatórios (Marins, 2004), simulação de escoamento superficial em áreas degradadas por processos erosivos lineares (Moruzzi et al., 2009) e várias outras aplicações.

A cidade de Maputo tem um clima *Tropical Úmido*, com duas estações distintas: estação quente e úmida que se estende de Outubro a Março, e a estação seca e fresca entre os meses de Abril e Setembro.

O clima desta região é afetado por três principais fatores (DNA, 2005):

- A posição da Zona de Convergência Intertropical do Sul.
- Anticiclones do Atlântico Sul e do Oceano Índico.
- Depressões térmicas durante a estação quente.

Entre o período de 1979 a 2012, a temperatura e precipitação médias anuais da cidade de Maputo na estação de Mavalane foram 23°C e 813mm, respectivamente, sendo os meses de Janeiro a Março e Outubro a Dezembro os mais chuvosos. A figura 5.2 ilustra a precipitação média mensal da cidade de Maputo na estação de Mavalane em dito período. A figura 5.3 ilustra as curvas IDF da cidade de Maputo, utilizadas para projetos. Através desta é possível ver que os períodos de retorno considerados variam de 2 a 50 anos e durações até 180 minutos. A figura 5.4 ilustra a curva reproduzida pelo autor para Tr de 10 anos e durações de 90 minutos e 24 horas.

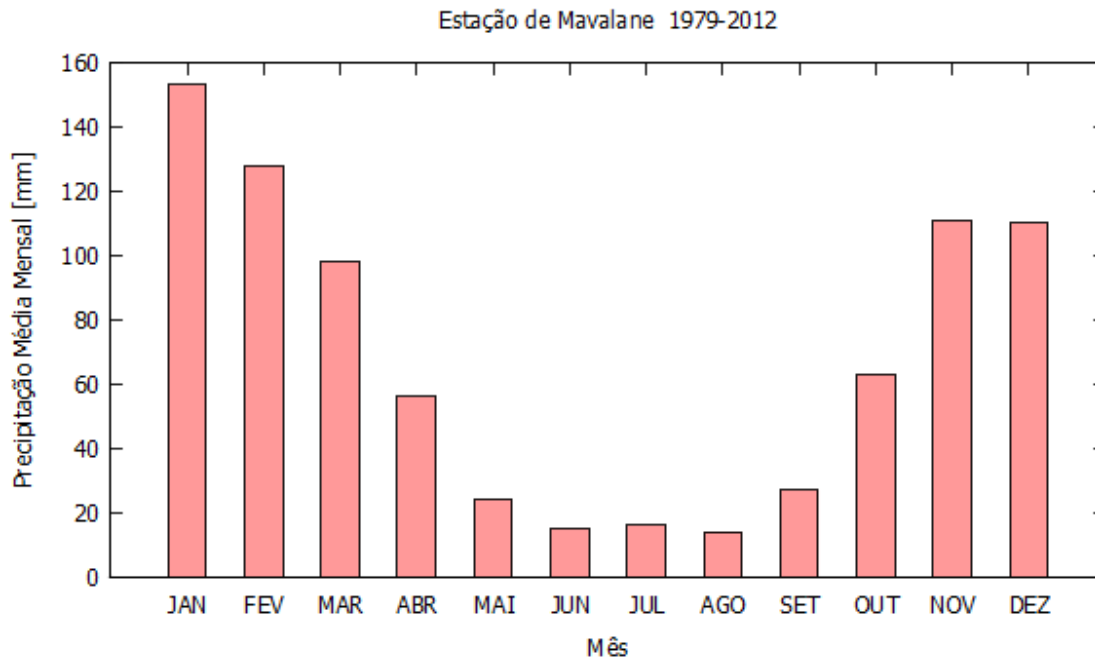


Figura 5.2: Precipitação média mensal da Cidade de Maputo na estação de Mavalane.

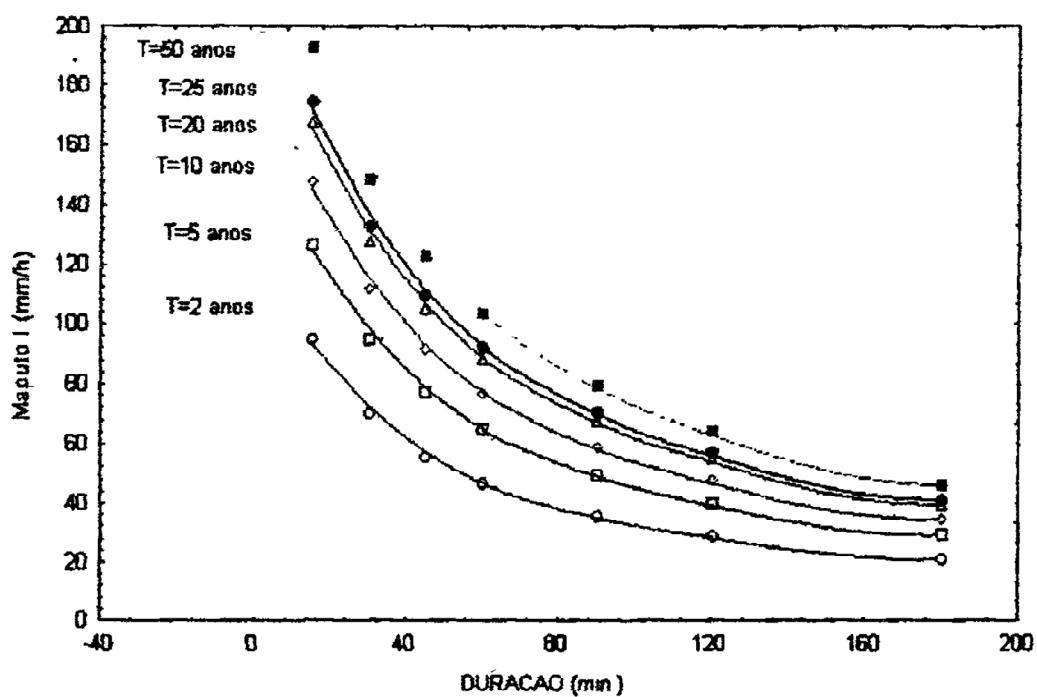


Figura 5.3: Curvas IDF da Cidade de Maputo. Fonte: BR (2003).

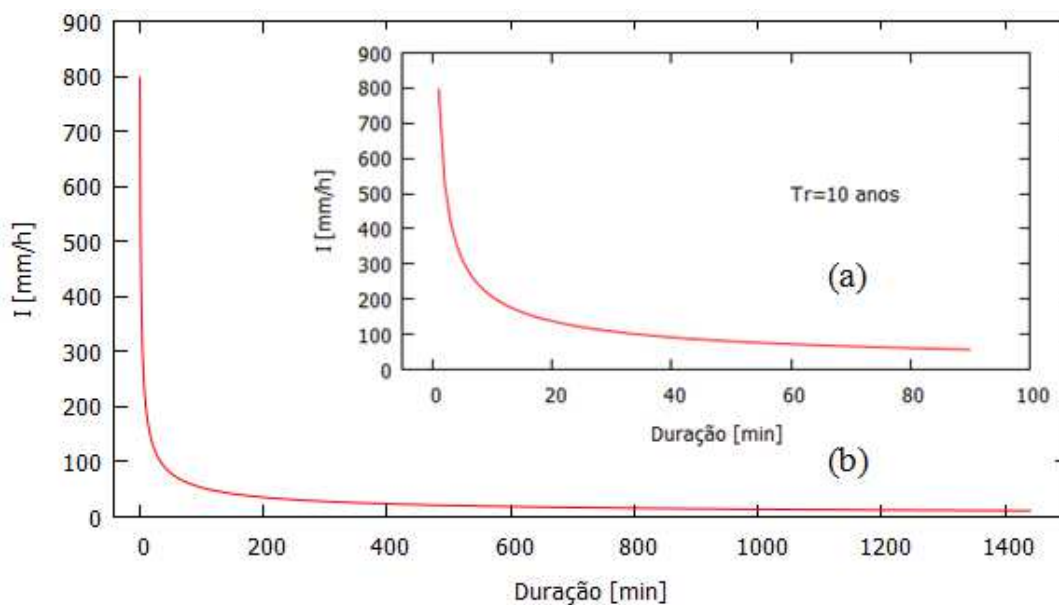


Figura 5.4: Curva IDF da Cidade de Maputo para T_r de 10 anos e durações de 90 minutos (a) e 24 horas (b). Fonte: Adaptado de BR (2003).

5.2 A bacia de estudo

A área investigada corresponde a uma bacia urbana com área total de 2,91 km², aproximadamente, localizada na cidade de Maputo entre as latitudes 25°55'20''S e 25°56'55''S e longitudes 32°34'20''E e 32°35'25''E, e envolve o sistema de drenagem dos bairros Mavalane "A" e Maxaquene "A", conforme apresentado na Figura 5.5. Esta figura ilustra a bacia hidrográfica em estudo incluindo o sistema de drenagem e os principais pontos de alagamento no interior da bacia. Estes bairros podem ser classificados como suburbanos com alta densidade populacional, infraestrutura parcialmente não planejada e informal, sem sistema de esgotos para águas residuais e um sistema de drenagem de águas pluviais incompleto (Peterson, 2012). O principal sistema de drenagem destes bairros é composto por um canal aberto trapezoidal, que inicia na Avenida Acordos de Lusaka, em Mavalane, próximo ao Aeroporto Internacional de Maputo (Trecho 1), continuando ao longo deste bairro até a sua junção com o trecho da Praça dos Heróis Moçambicanos (Trecho 2), onde após algum percurso, o canal passa por baixo da mesma avenida e continua paralelamente a esta, na sua margem esquerda, no bairro de Maxaquene "A", ligando-se mais a frente a um outro trecho da avenida Milagre Mabote (Trecho 4), cerca de 200 m do seu exutório, onde descarrega num outro sistema maior localizado na faixa central da avenida Joaquim Chissano. Ao longo do seu percurso o canal principal recolhe águas das bocas de lobo da Avenida Acordos de Lusaka, condutos sanitários e de alguns sistemas secundários do Bairro de Maxaquene "A".

Dos sistemas secundários destacam-se os sistemas de drenagem das Avenidas Milagre Mabote (Trecho 4) e Forças Populares de Libertação de Moçambique (FPLM) (Trecho 2).

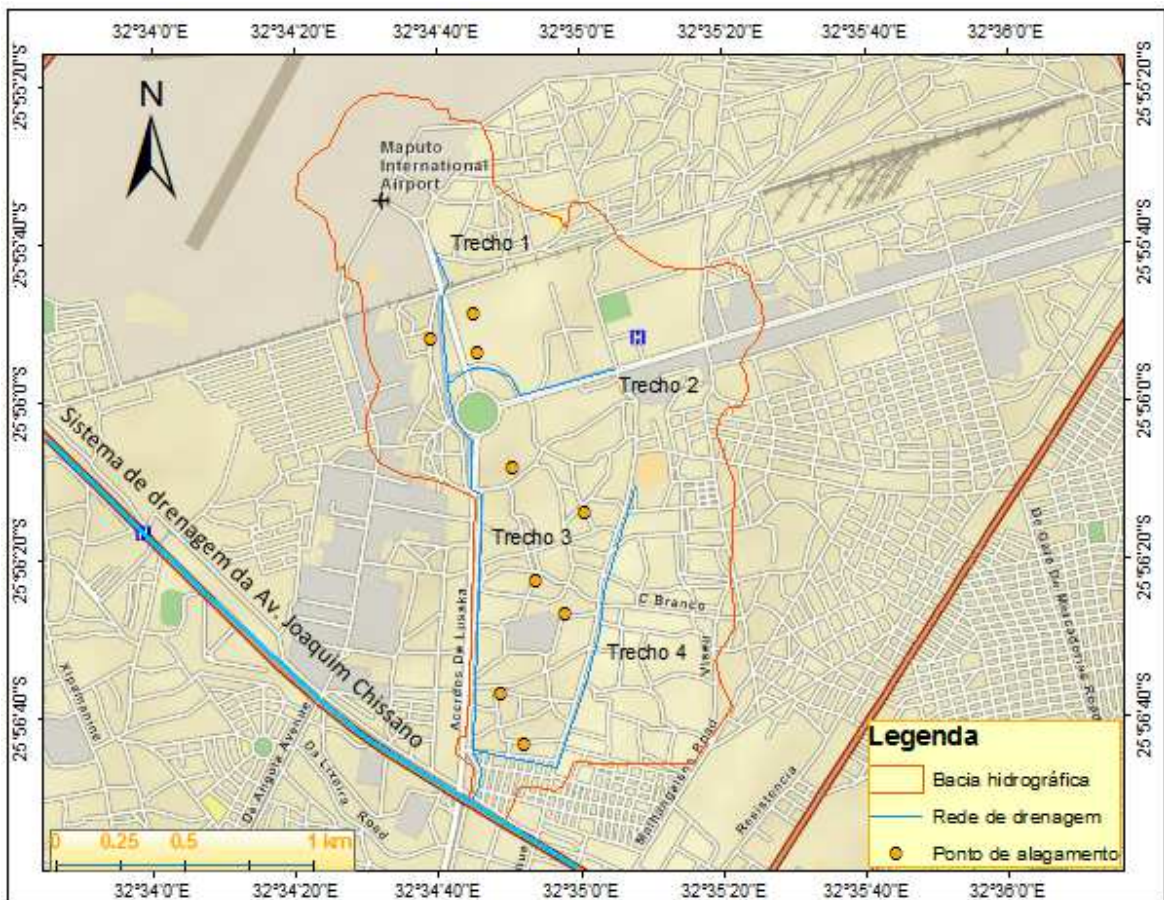


Figura 5.5: Bacia hidrográfica, sistema de drenagem e pontos de alagamento dos Bairros de Mavalane “A” e Maxaquene “A”.

O canal da avenida Milagre Mabote (Trecho 4), com aproximadamente 1500m de comprimento, inicia nas imediações do Estádio 1º de Maio, no Bairro de Maxaquene, com forma trapezoidal, descendo esta avenida na direção Nordeste-Sudoeste até a Escola Primária Unidade 24, onde passa a apresentar uma seção retangular aberta, e o traçado segue para Noroeste até descarregar no canal principal da avenida Acordos de Lusaka.

O canal das FPLM (Trecho 2) com cerca de 740m de comprimento, inicia nas imediações do Hospital Geral de Mavalane, com forma retangular fechada, descendo a avenida das FPLM até próximo a Praça dos Heróis Moçambicanos, onde passa a apresentar uma seção transversal trapezoidal aberta, a qual faz um traçado semi-circular e descarrega no canal principal da avenida Acordos de Lusaka.

O canal principal da Av. Acordos de Lusaka (Trechos 1 e 3), que corre aproximadamente no sentido Norte-Sul, possui uma largura do topo variando entre 6,9m a 10m, largura do fundo entre 2m a 3,98m, profundidade entre 0,95m a 2,49m e uma declividade média de 0,37%. As galerias que descarregam águas provenientes das bocas de lobos possuem diâmetro de 0,45m e os condutos sanitários possuem diâmetros entre 0,29m a 0,60m.

O sistema da Av. Milagre Mabote (Trecho 4) possui largura do topo variando entre 1,48m e 3,8m, largura do fundo entre 0,53m e 2,2m, profundidade entre 0,47m e 0,86m. O seu trecho retangular possui 1,91m de largura e 2,2m de profundidade. A declividade média do Trecho 4 é de 1,01%.

O trecho retangular fechado do sistema das FPLM possui largura de 3,05m e profundidade de 2,5m. O trecho trapezoidal aberto possui 6,4m de largura do topo, 1,57m de largura do fundo e 1,8m de profundidade. A declividade média do Trecho 2 é de 1,16%.

O canal principal da Av. Acordos de Lusaka (Trecho 1 e 3) encontra-se bastante assoreado (*Fig. 5.6*), o que dificulta a drenagem de águas, principalmente em situações de chuvas muito intensas, onde ocorrem situações de transbordamento, como é o caso das cheias de Janeiro de 2013. Por outro lado, este canal, e também os secundários possuem canalizações de esgoto sanitário doméstico clandestinas, o que resulta em mau cheiro. A limpeza do canal principal é bastante irregular, acontecendo algumas vezes apenas depois da ocorrência de eventos de grandes cheias.

A figura 5.6 ilustra o canal principal do sistema de drenagem da Av. Acordos de Lusaka no Bairro de Maxaquene. Através desta figura é possível verificar o estado de assoreamento que o mesmo se encontra devido à manutenção deficiente.



Figura 5.6: Canal principal de drenagem da Av. Acordos de Lusaka.

Algumas zonas dos bairros de Mavalene “A” e principalmente Maxaquene “A” têm sido geralmente alagadas, permanecendo muitas das vezes alagadas mesmo em períodos sem chuvas, devido principalmente ao elevado nível freático, mas também das obstruções das construções irregulares e alguns vales isolados (*Fig.5.7*).



Figura 5.7: Situação de Alagamento no Bairro de Maxaquene “A”.

6. METODOLOGIA

No presente trabalho são avaliados os efeitos da posição do pico do hietograma de projeto, do intervalo de tempo usado no seu cálculo e da discretização da bacia em sub-bacias no valor do pico, tempo de pico, volume e distribuição temporal do hidrograma de projeto resultante. Esses efeitos são também avaliados no dimensionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem dos bairros suburbanos de Mavalane “A” e Maxaquene “A”.

A metodologia usada é composta pelos processos apresentados no fluxograma a seguir, cada um deles descrito separadamente no texto:

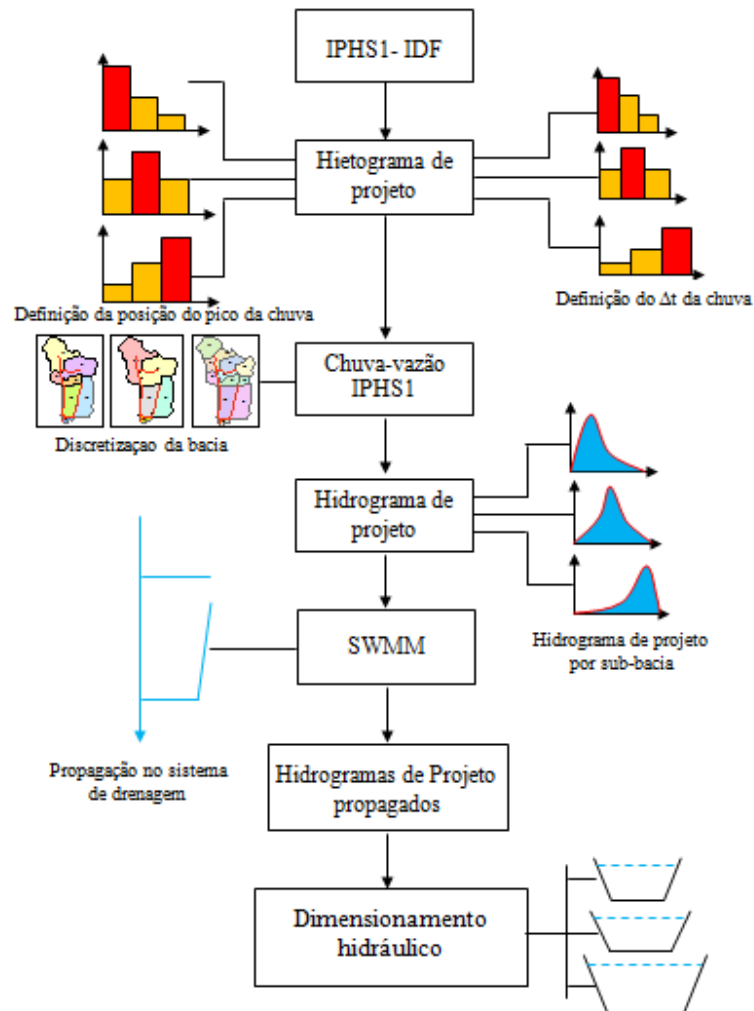


Figura 6.1: Fluxograma da metodologia usada.

6.1 Delimitação e discretização espacial da bacia hidrográfica

Na delimitação da bacia hidrográfica, estudo de caso deste trabalho, foi usada a bacia hidrográfica delimitada por Petersen (2012) durante o seu estudo na mesma área. Com base nas curvas de nível da cidade de Maputo com a escala de 1:5000, imagens do Google Earth, ArcGIS 9.3.1 e o conhecimento de campo do autor na zona, a bacia hidrográfica foi levemente modificada, resultando em área total de 291ha, relativamente próxima à 277ha encontrada por Petersen (2012).

Para tal, no mês de Fevereiro de 2013 foi feito um trabalho de campo na bacia, onde com a utilização de aparelho GPS, fita métrica e camera fotográfica, foram tomadas as coordenadas geográficas, fotografias e medidas geométricas do sistema (largura de fundo, largura de topo, profundidade e diâmetro).

Utilizando recursos do Google Earth, dados de curvas de nível e o ArcGIS 9.3.1, a bacia hidrográfica e o sistema de drenagem foram representados digitalmente no mapa conforme ilustra a figura 6.2.

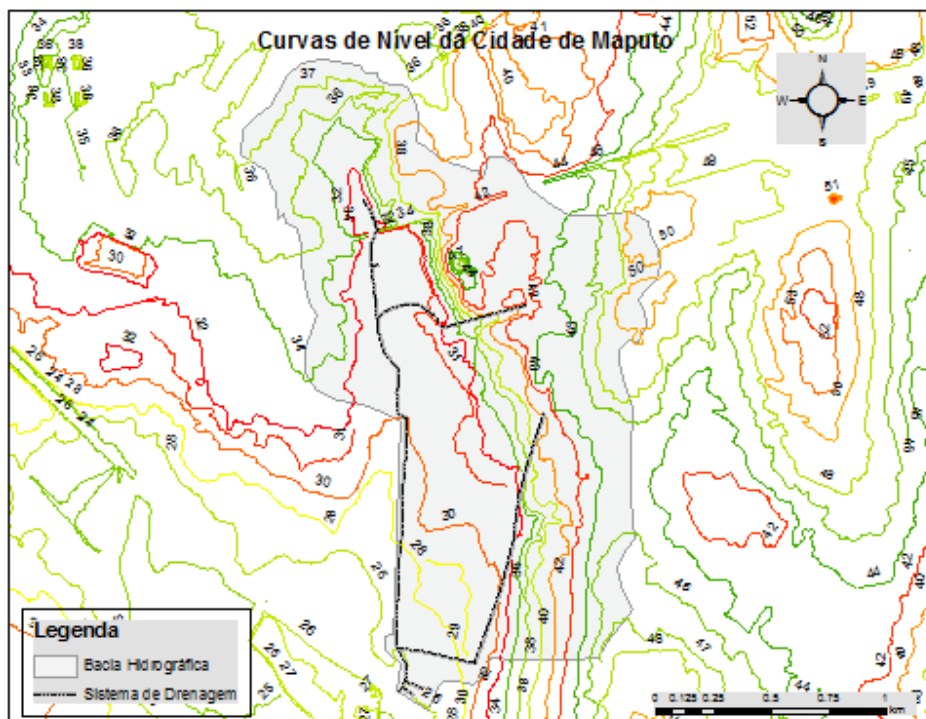


Figura 6.2: Mapa da bacia delimitada e sistema de drenagem.

Com a bacia já delimitada, e com recurso à imagens do Google Earth georreferenciadas no ArcGIS 9.3.1, a bacia foi discretizada em 5, 7 e 12 sub-bacias conforme ilustram as figuras 6.3 a 6.5 e estimadas as áreas de cada uma delas.

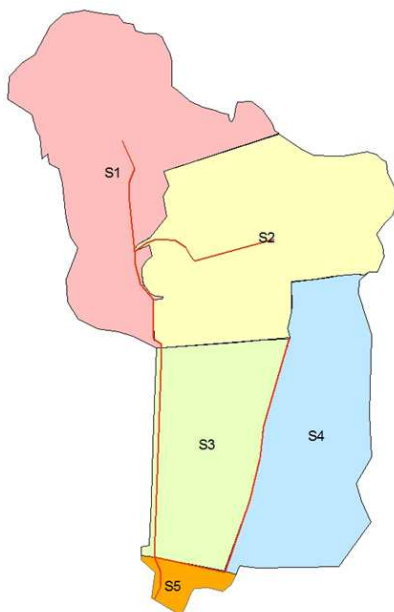


Figura 6.3: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 5 sub-bacias.

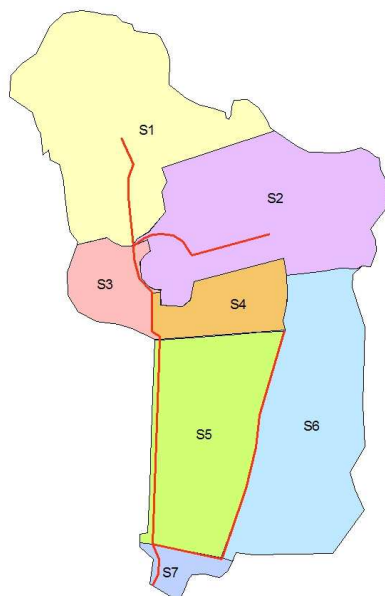


Figura 6.4: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 7 sub-bacias.

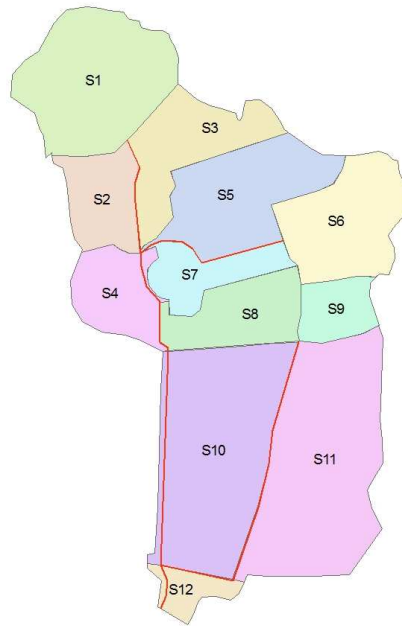


Figura 6.5: Discretização espacial da bacia hidrográfica em 12 sub-bacias.

6.2 Determinação dos parâmetros hidrológicos da bacia hidrográfica e sub-bacias

Em função da metodologia utilizada, dois parâmetros hidrológicos da bacia foram estimados para as diferentes discretizações espaciais: o parâmetro CN do método da Curva Número do SCS e o tempo de concentração da bacia hidrográfica e sub-bacias.

Com recurso às imagens do Google Earth, shapefile do tipo de solo da bacia e tabela 4.5, foram determinados os tipos de solo e uso de terra em toda a bacia e os seus respectivos valores do parâmetro CN. A bacia é caracterizada por solos arenosos (tipo A) porém, conjugando estes com o tipo de uso de terra, foi possível considerar ainda os solos do tipo B, C e D. Foram consideradas condições médias de umidade antecedente. Onde a tabela 4.5 não foi aplicável, o valor do parâmetro CN foi determinado com auxílio dos métodos descritos por USDA (1986) a seguir:

- a) **Áreas impermeáveis conectadas:** uma área impermeável é considerada conectada se todo o escoamento sobre ela flui diretamente para o sistema de drenagem, ou se esse ocorre sob a forma de escoamento raso concentrado que passa sobre zonas permeáveis e depois para o sistema de drenagem. Neste caso, se toda a área impermeável em questão é

diretamente conectada ao sistema de drenagem, mas a sua percentagem ou o tipo de uso da terra da área permeável da tabela 4.5 não é aplicável, então pode ser usada a figura 6.6 para calcular o CN composto.

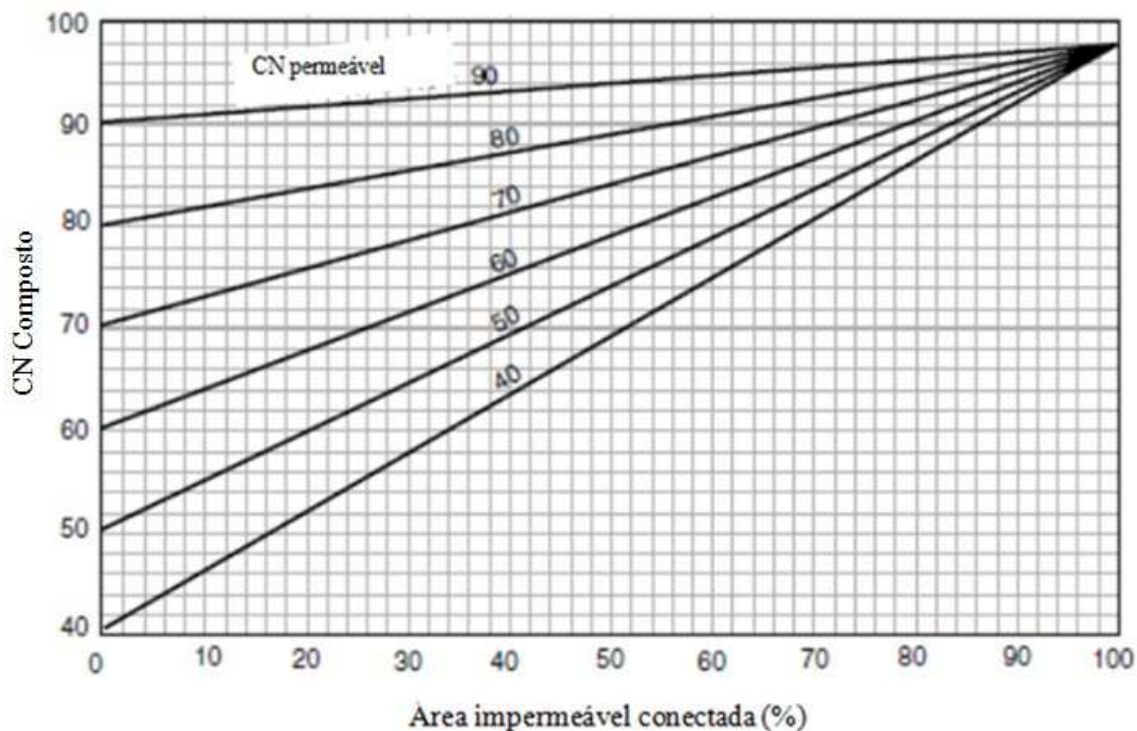


Figura 6.6: CN composto para áreas impermeáveis conectadas. Fonte: adaptado de USDA, 1986.

- b) **Áreas impermeáveis não conectadas:** o escoamento sobre essas áreas é espalhado sobre áreas permeáveis sob a forma de escoamento laminar. Neste caso, para determinar o CN quanto toda ou parte da área impermeável não está diretamente conectada ao sistema de drenagem, (a) é usada a figura 6.7 quando a percentagem total da área impermeável em questão é menor do que 30%, ou (b) a figura 6.6 quando essa percentagem é igual ou maior do que 30%. No caso em que a percentagem total da área impermeável é menor do que 30%, o CN composto é obtido através da figura 6.7, entrando com a percentagem total da área impermeável e razão entre a área impermeável não conectada e a área total impermeável, na metade direita da figura 6.7. Depois desloca-se para a esquerda, para obter o valor do CN composto.

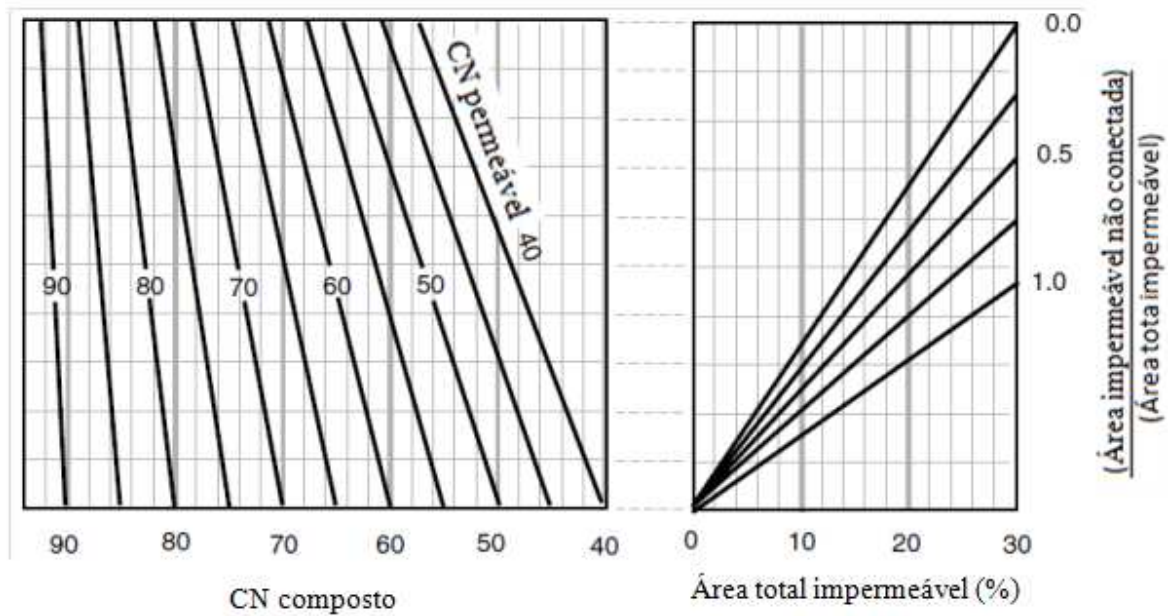


Figura 6.7: CN composto para áreas impermeáveis não conectadas e área total impermeável menor do que 30%. Fonte: adaptado de USDA, 1986.

Com esta operação foi obtido o parâmetro CN para cada tipo de uso da terra da bacia, conforme ilustra a figura 6.8. Com base no ArcGIS 9.3.1, o mapa da figura 6.8 foi sobreposto aos mapas das sub-bacias das figuras 6.3 a 6.5, sendo obtidas parcelas de uso da terra por sub-bacia. Estas parcelas foram usadas para estimar o parâmetro CN ponderado para cada sub-bacia (*vide* a tabela 6.1) usando a equação:

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^N CN_i A_i}{A} \quad (6.1)$$

onde:

CN_i é o parâmetro CN de cada tipo de uso da terra; A_i é a área de cada tipo de uso da terra; A é a área total da bacia; N é o número de parcelas de tipo de uso da terra; CN é o parâmetro CN ponderado da bacia.

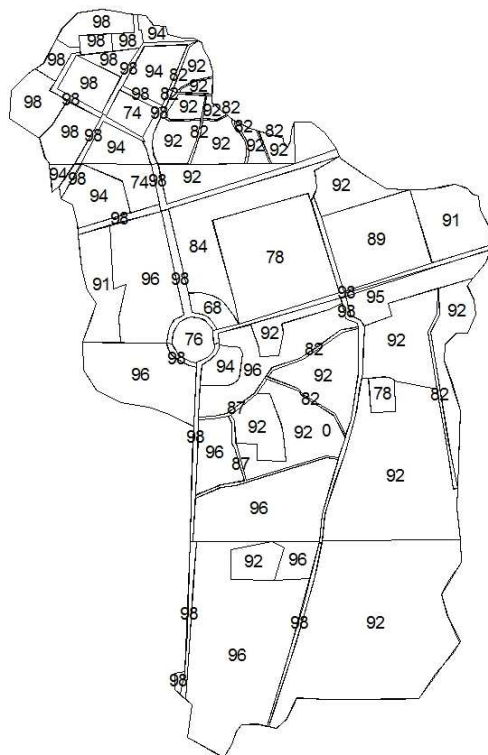


Figura 6.8: Parâmetro CN para cada tipo de uso de terra da bacia.

Tabela 6.1: CN ponderado e número de parcelas de uso da terra por sub-bacia.

Sub-bacia	12 sub-bacias		7 sub-bacias		5 sub-bacias		1 sub-bacia	
	Nº de parcelas	CN médio	Nº de parcelas	CN	Nº de parcelas	CN	Nº de parcelas	CN
S1	30	94	43	92	48	93	78	92
S2	8	93	22	89	30	90		
S3	19	91	8	94	17	94		
S4	8	95	16	93	7	92		
S5	9	83	17	94	4	94		
S6	12	92	6	92				
S7	13	88	5	94				
S8	16	93						
S9	6	90						
S10	17	95						
S11	3	92						
S12	4	96						

Quanto ao tempo de concentração, foram testadas seis equações para bacias urbanas, retiradas do estudo de Silveira (2005), e adaptadas pelo mesmo autor para obter o tempo de concentração (t_c) em horas, o comprimento do coletor pluvial ou canal principal (L) em quilômetros, a declividade média (S) em metro por metro, e a área em quilômetros quadrados (tabela 6.2).

Das seis equações, apenas as equações de McCuen e Carter deram resultados aceitáveis em função dos dados utilizados, tendo se preferido a equação de McCuen, por apresentar limites de validade mais próximos aos da área de estudo.

Outra questão que também contribuiu na escolha da equação de McCuen foi o elevado número de incertezas associadas à determinação de alguns parâmetros como o fator de condutância adimensional de Espey (ϕ) e também a ausência de informações sobre os limites de validade do comprimento e declividade na equações de Eagleson e Espey.

No uso da equação de McCuen foi considerada como referência a intensidade da chuva de 35 mm/h conforme recomendado por McCuen et al. (1984).

A declividade média foi calculada através da fórmula:

$$S_m = \frac{\sum_{i=1}^N l_i S_i}{L} \quad (6.2)$$

onde

l_i é o comprimento do trecho i (m); S_i é a declividade do trecho i (m/m); L é o comprimento do canal principal (km); N é número de sub-trechos; S_m é a declividade média (m/m).

A tabela 6.2 ilustra as fórmulas de tempo de concentração, os locais onde as mesmas foram testadas experimentalmente, bem como o número, tipo e características das bacias analisadas durante os referidos testes. Mais detalhes sobre estas equações podem ser encontrados nos estudos de Silveira (2005) e McCuen et al. (1984).

Tabela 6.2: Equações de tempo de concentração e características das bacias-base das equações.
Fonte: Adaptação da tabela de Silveira (2005).

Equação (1)	Nome	Local	Nº bacias	Área km ²	S %	L km	Tipo
$T_c = 0,0828L^{0,24} S^{-0,16} A_{imp}^{-0,26}$	Schaake	EUA	19	<0,7	<7	<1,8	Urbana
$T_c = 2,25i^{-0,7164} L^{0,5552} S^{-0,2070}$	McCuen	EUA	48	0,4-16	<4	<10	Urbana
$T_c = 0,0977L^{0,6} S^{-0,3}$	Carter	EUA	-	<21	<0,5	<12	Urbana
$T_c = 0,274nR^{-0,67} LS^{-0,5}$	Eagleson	EUA	-	<21	-	-	Urbana
$T_c = 0,0869A^{0,3039} S^{-0,3832} A_{imp}^{-0,4523}$	Desbordes	França	21	<51	<7	<18	Urbana
$T_c = 0,343 \phi L^{0,29} S^{-0,145} A_{imp}^{-0,6}$	Espey	EUA	17	<91	-	-	Urbana

(1) T_c : tempo de concentração (h), A: área (km²), L: comprimento do coletor pluvial ou canal principal (km), S: declividade média (m/m), i: intensidade da chuva (mm/h), n: coeficiente de rugosidade de Manning; R: raio hidráulico (m), A_{imp} : área impermeável (km²), ϕ : fator de condutância adimensional de Espey.

As tabelas 6.3 a 6.6 apresentam os principais parâmetros das sub-bacias, determinados pelos processos acima descritos. A figura 6.9 ilustra os tempos de concentração de cada sub-bacia nas discretizações em 5, 7 e 12 sub-bacias.

Tabela 6.3: Parâmetros da bacia concentrada.

Sub-bacia	A [m ²]	A [km ²]	Desnível [m]	L [m]	L [km]	S [m/m]	I [mm/h]	Tc [h]	Tc [min]	CN
S1	2905960	2,91	11	2990,47	2,99047	0,0036784	35	1,03	62	92
Área total		2,91								

Tabela 6.4: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 5 sub-bacias.

Sub-bacia	A [m ²]	A [km ²]	Desnível [m]	L [m]	L [km]	S [m/m]	I [mm/h]	Tc [h]	Tc [min]	CN
S1	867738	0,87	7	1854,05	1,85405	0,0037755	35	0,79	47	93
S2	828511	0,83	20	1524,42	1,52442	0,0131197	35	0,55	33	90
S3	516100	0,52	6	561,35	0,56135	0,0106885	35	0,33	20	94
S4	635626	0,64	12	705,38	0,70538	0,0170121	35	0,34	20	92
S5	59087	0,06	2	343,02	0,34302	0,0058306	35	0,28	17	94
Área total		2,91								

Tabela 6.5: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 7 sub-bacias.

Sub-bacia	A [m ²]	A [km ²]	Desnível [m]	L [m]	L [km]	S [m/m]	I [mm/h]	Tc [h]	Tc [min]	CN
S1	720907	0,72	5	1356,52	1,35652	0,0036859	35	0,67	40	92
S2	657573	0,66	19	1524,42	1,52442	0,0124638	35	0,55	33	89
S3	145053	0,15	2	444,86	0,44486	0,0044958	35	0,34	21	94
S4	170790	0,17	14	739,78	0,73978	0,0189245	35	0,34	20	93
S5	516100	0,52	6	561,35	0,56135	0,0106885	35	0,33	20	94
S6	635626	0,64	12	705,38	0,70538	0,0170121	35	0,34	20	92
S7	59087	0,06	2	343,02	0,34302	0,0058306	35	0,28	17	94
Área total		2,91								

Tabela 6.6: Parâmetros das sub-bacias na discretização em 12 sub-bacias.

Sub-bacia	A [m ²]	A [km ²]	Desnível [m]	L [m]	L [km]	S [m/m]	I [mm/h]	Tc [h]	Tc [min]	CN
S1	369341	0,37	5	822,5	0,8225	0,006079	35	0,45	27	94
S2	139784	0,14	4	450,00	0,45	0,0088889	35	0,30	18	93
S3	212219	0,21	10	722,46	0,72246	0,0138416	35	0,36	21	91
S4	145053	0,15	2	444,86	0,44486	0,0044958	35	0,34	21	95
S5	284670	0,28	13	895,06	0,89506	0,0145242	35	0,40	24	83
S6	253227	0,25	8	762,18	0,76218	0,0104962	35	0,39	23	92
S7	118836	0,12	2	804,65	0,80465	0,0024856	35	0,54	32	88
S8	170790	0,17	11	739,78	0,73978	0,0148693	35	0,36	21	93
S9	91191	0,09	6	516,34	0,51634	0,0116203	35	0,31	18	90
S10	516100	0,52	6	561,35	0,56135	0,0106885	35	0,33	20	95
S11	545601	0,55	12	705,38	0,70538	0,0170121	35	0,34	20	92
S12	59087	0,06	2	343,02	0,34302	0,0058306	35	0,28	17	96
Área total		2,91								

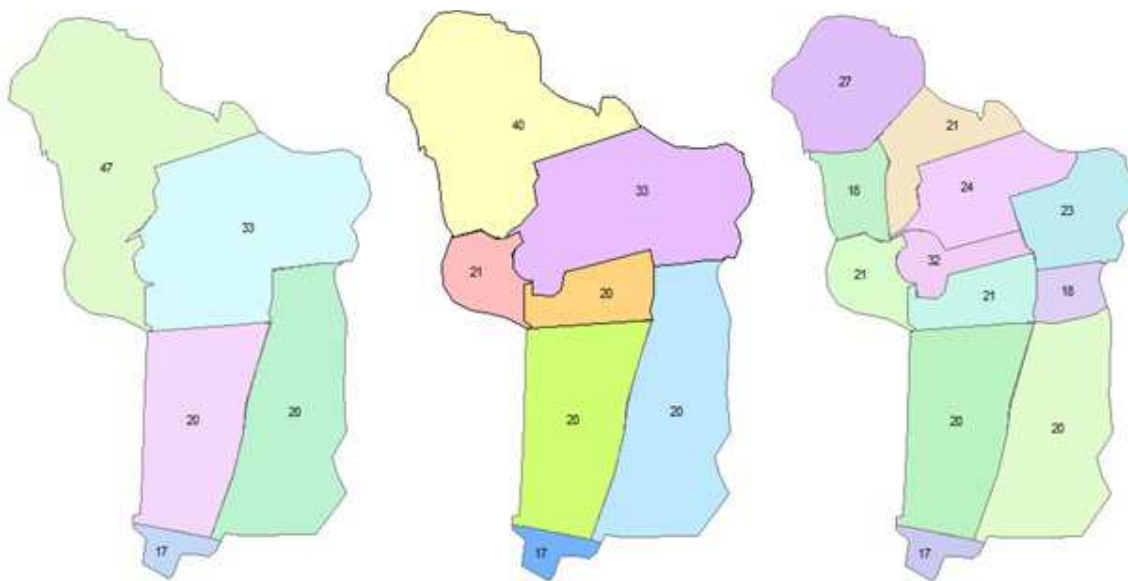


Figura 6.9: Tempos de concentração por sub-bacia.

6.3 Representação da rede de macrodrenagem no EPA SWMM 5.0

Os mapas da bacia e sub-bacias, junto com a rede de drenagem, determinados nos processos anteriores foram usados em uma primeira fase para representar a situação atual do sistema no EPA SWMM 5.0. Neste caso, foram usados dados das características do sistema de drenagem, obtidos no estudo de campo para alimentar o modelo. Esses dados incluem: o comprimento dos trechos, tipo de canal (trapezoidal, retangular e circular), tipo de bueiro (retangular e circular), largura do topo, largura do fundo, profundidade, diâmetro, declividade e rugosidade.

Em função da escassez de dados e a falta de levantamentos topográficos detalhados, as altitudes superficiais do sistema de drenagem, obtidas através das curvas de níveis foram subtraídas pela profundidade de cada trecho para obter as cotas de fundo da rede de drenagem (*vide* tabela 6.7). Assim, foi possível representar de forma simplificada a situação atual do sistema no EPA SWMM 5.0, como ilustra a figura 6.10 para o caso da discretização em 12 sub-bacias. Na figura 6.11 são apresentadas as frações dos hidrogramas de entrada nos nós do sistema de drenagem da bacia. De realçar que em todas as discretizações da bacia em sub-bacias, o sistema de drenagem foi mantido (*vide* as **Fig.6.3 a 6.5**), alterando apenas o número e área das sub-bacias.

Tabela 6.7: Cotas de fundo de cada nó no modelo SWMM 5.0.

Nó	Elevação [m]	Nó	Elevação [m]	Nó	Elevação [m]	Nó	Elevação [m]
J1	37.50	J10	29.95	J19	27.98	J28	24.38
J2	34.40	J11	29.93	J20	27.07	J29	24.18
J3	32.60	J12	29.75	J21	27.03	Out1	23.98
J4	30.20	J13	29.63	J22	26.26	J30	39.53
J5	29.86	J14	29.28	J23	25.50	J31	36.75
J6	29.51	J15	28.67	J24	25.46	J32	36.74
J7	29.43	J16	28.61	J25	24.66	J33	33.32
J8	28.93	J17	28.33	J26	24.62	J34	30.29
J9	29.98	J18	28.04	J27	24.59	J35	27.26
						J36	27.14

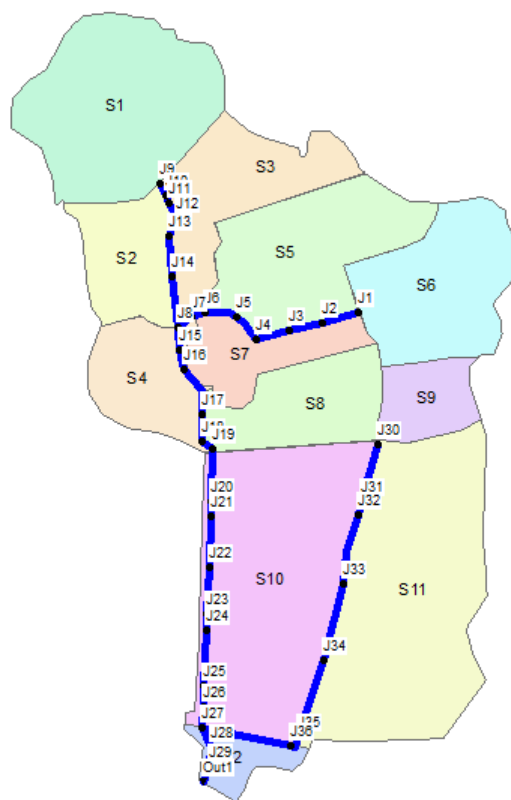


Figura 6.10: Representação da situação atual da rede de drenagem no SWMM 5.0.

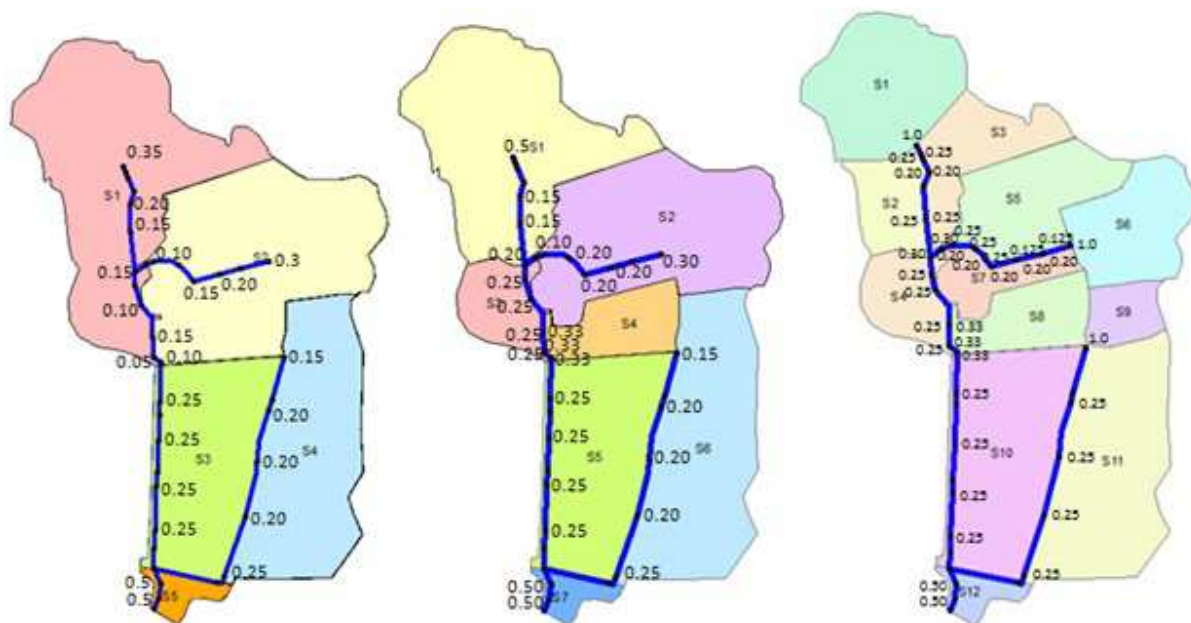


Figura 6.11: Frações de hidrogramas de entrada nos nós dos canais da bacia.

6.4 Geração e discretização temporal de hietogramas de projeto no IPHS1

Para obter hietogramas de projeto foi usada a equação das curvas IDF da cidade de Maputo (Eq.6.2) para o período de retorno de 10 anos, durações de 90 minutos e 24h e intervalos de tempo de 1, 2, 3, 4 e 5 minutos. Essas durações foram escolhidas por serem muito usadas em projetos de macrodrenagem. Assim, em cada uma das sub-bacias, para cada intervalo de tempo e duração, foram determinados hietogramas de projeto com pico localizado no início, aos 25%, 50%, 75% e final da duração. O método usado para o cálculo dos hietogramas foi o de *Blocos Alternados*, e a manipulação dos picos nas posições de início, 25%, 50% e 75% foi feita no IPHS1, sendo que para a posição do final foi feita através do Microsoft Excel 2007.

Assim, foram gerados 50 hietogramas em função das diferentes combinações de intervalo de tempo e posição do pico. Esses hietogramas foram utilizados para alimentar o processo de transformação da chuva em vazão (usando o IPHS1 e métodos descritos a seguir) em cada uma das quatro diferentes discretizações espaciais da bacia hidrográfica (1, 5, 7, e 12 sub-bacias) resultando em 1250 hidrogramas (50 hidrogramas para cada sub-bacia), os quais serviram como

dados de entrada no modelo EPA SWMM 5.0 para a propagação dinâmica no sistema de drenagem.

Os métodos de separação do escoamento e propagação superficial do escoamento escolhidos no IPHS1 foram o método da Curva Número do Soil Conservation Service (SCS) e o método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular (SCS), respetivamente.

Vale lembrar que os dados de entrada no IPHS1 para a geração dos hietogramas são: a equação da IDF, período de retorno, duração e intervalo de tempo. Para a transformação dos hietogramas em hidrogramas, esses dados são: os próprios hietogramas, intervalo de tempo (o mesmo que dos hietogramas de entrada), duração da chuva, área da sub-bacia, tempo de concentração e coeficiente CN.

A equação 6.3 ilustra a expressão analítica das curvas IDF da cidade de Maputo usadas para a geração dos hietogramas de projeto. Esta equação foi transformada para a forma padrão $\frac{aT_r^b}{(Duração+c)^d}$ e introduzida no programa IPHS1. Os parâmetros adimensionais da curva IDF para período de retorno escolhido (10 anos) foram obtidos da tabela 6.8.

$$i(mm/h) = a \times t(min)^b \quad (6.3)$$

Onde:

a, b são parâmetros adimensional da IDF; t é a duração da precipitação (min); i é a intensidade de precipitação (mm/h) e Tr é o período de retorno (anos).

Tabela 6.8: Períodos de retorno e parâmetros da IDF da cidade de Maputo. Fonte: Adaptado de BR (2003).

<i>Tr</i>(anos)	2	5	10	20	25	50
a	534.0468	694.504	797.3841	896.5751	930.882	1026.694
b	-0.6075	-0.59383	-0.5869	-0.58197	-0.5812	-0.57749

6.5 Propagação dinâmica e dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem no EPA SWMM 5.0

Até o processo 6.4 foram gerados apenas hidrogramas de projeto de cada sub-bacia, os quais foram introduzidos nos nós do sistema de drenagem nas discretizações com 5, 7 e 12 sub-bacias, para a sua propagação dinâmica no SWMM 5.0. No processo 6.3 foi representada no EPA SWMM 5.0 a situação atual da rede de drenagem da bacia. No presente processo, o sistema de drenagem foi dimensionado para escoar em até 95% da sua capacidade, vazões resultantes de chuvas com período de retorno igual a 10 anos, considerado o traçado atual do sistema. Para tal, os hidrogramas gerados no processo 6.4 foram cuidadosamente introduzidos nos nós de modo a se aproximarem do processo natural de entrada das águas no sistema. Sempre que fosse necessário os hidrogramas de entrada eram subdivididos em frações, para permitir a sua entrada harmônica em vários nós, aplicando o fator de escala no EPA SWMM 5.0 (*vide Fig.6.11*).

Foi adotado um coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,016 em todos os trechos, considerando que o material usado seria concreto (isto é, seria dimensionado um novo sistema). O intervalo de tempo de cálculo escolhido foi de 1 segundo e o intervalo de saída foi o mesmo que os intervalos de tempo dos hidrogramas de entrada correspondentes. A duração das simulações foi escolhida de modo que os hidrogramas resultantes da propagação em qualquer ponto do sistema, fossem completamente representados. O sistema de unidades escolhido foi o internacional (SI), de modo que as vazões estivessem em m^3/s , a velocidade em m/s , os níveis, largura, profundidade, comprimento e outras demais medidas/variáveis estivessem em unidades do SI. Porque este processo inclui a propagação dinâmica foi escolhida a opção *Onda Dinâmica*, ignorando a transformação de chuva em vazão, previamente estimada no IPHS1.

Devido às limitações de dados, foi escolhida como livre a condição de contorno do exutório do sistema, embora se saiba que ali passa um outro sistema maior (sistema da faixa central da Av. Joaquim Chissano). Isto também permite comparar os hidrogramas estimados nesta modelagem hidráulica no exutório da bacia com aqueles obtidos pela modelagem hidrológica para a bacia concentrada, onde não são considerados efeitos de jusante sobre os hidrogramas obtidos.

Por fim, foram iniciadas no EPA SWMM 5.0 as simulações em cada discretização (5, 7 e 12 sub-bacias), para cada intervalo de tempo (1, 2, 3, 4 e 5 minutos), duração (90 min e 24h) e posição do pico da chuva (início, 25%, 50%, 75% e final), sendo os hidrogramas resultantes armazenados em arquivos de saída.

Em cada simulação, o dimensionamento incluiu a manipulação das medidas geométricas das seções transversais (profundidade, largura, diâmetro e taludes) até que em cada trecho, o sistema conseguisse escoar a vazão em até 95% da sua capacidade sem inundar, sem causar instabilidade e com velocidade inferior a 5 m/s.

Para avaliar os resultados foram escolhidos dois locais: o exutório, representado pelo seu nó Out1 e seu trecho C29, e o trecho C19, conforme ilustra a figura 6.12. Nesses pontos, no final de cada simulação e dimensionamento, os hidrogramas resultantes e as medidas geométricas das suas seções transversais eram guardadas em arquivos de saída para a sua posterior análise. De realçar que o trecho C29 foi escolhido para representar a seção transversal do exutório da bacia. Por essa razão, ele foi usado apenas para fornecer as medidas geométricas usadas na análise da seção transversal, sendo o resto das variáveis obtidas diretamente do nó do exutório Out1.

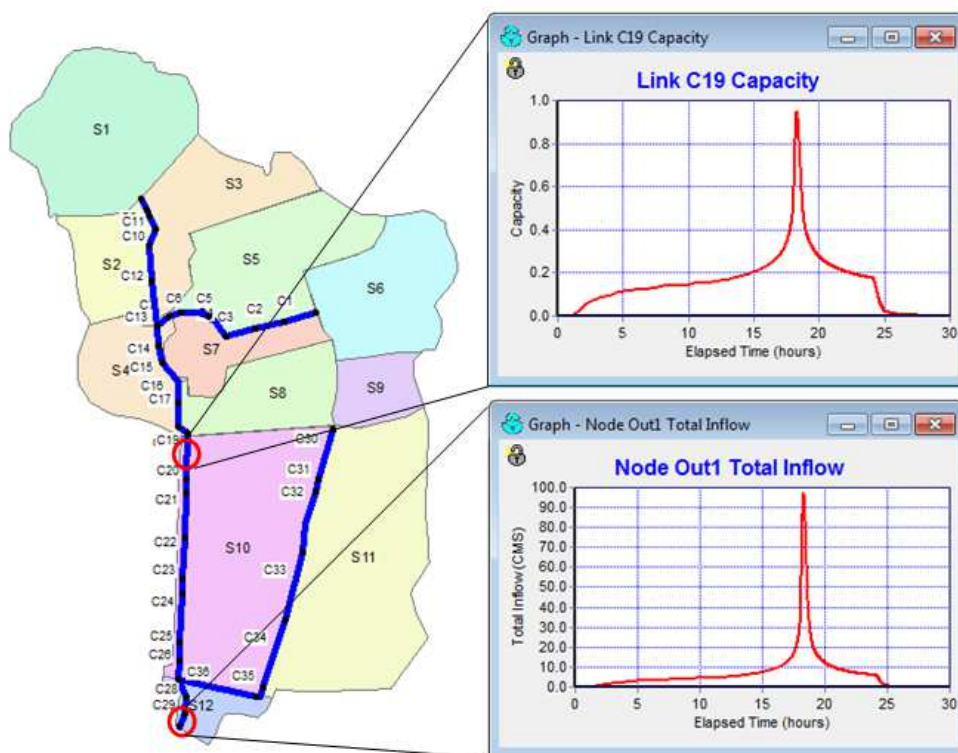


Figura 6.12: Pontos escolhidos para análise dos resultados.

O trecho C19 foi também escolhido para permitir a avaliação dos resultados no interior da bacia, visto que está localizado numa posição onde os efeitos avaliados podem ser facilmente observados.

6.6 Variáveis analisadas nos Arquivos de saída

As análises foram focadas em quatro variáveis resultantes do processo de modelagem chuva-vazão e propagação hidráulica na rede de drenagem: vazão de pico, tempo do pico e volume parcial do hidrograma de projeto e a área da seção transversal resultante.

A primeira variável analisada foi a vazão de pico de cada hidrograma resultante no exutório da bacia (Out1) e trecho C19. Essa análise consistiu em avaliar o efeito da discretização da bacia em sub-bacias, o efeito da posição do pico da chuva e do intervalo de tempo. Os resultados brutos desta operação podem ser encontrados no Anexo I.

Para avaliar no exutório o efeito da discretização da bacia em sub-bacias, para cada intervalo de tempo, duração e posição do pico, os valores da vazão do pico da bacia discretizada em 5, 7 e 12 sub-bacias foram subtraídos pelos seus valores correspondentes na bacia concentrada (gerados no IPHS1), através da fórmula 6.4.

Vale ressaltar que os valores da bacia concentrada não podem ser comparados com os valores do trecho C19, visto que este trecho representa apenas parte da bacia. Por outro lado, na discretização da bacia em 5 sub-bacias, o trecho C19 possui apenas 2 sub-bacias a montante, nas discretizações em 7 e 12 sub-bacias, possui apenas 4 e 7 sub-bacias a montante, respectivamente. Assim, para analisar o efeito da discretização espacial da bacia no trecho C19 foi usada a equação 6.5.

$$Q_d^p(\%) = [(Q_d^p - Q_c^p)/Q_c^p] \times 100 \quad (6.4)$$

$$Q_d^p(\%) = [(Q_d^p - Q_2^p)/Q_2^p] \times 100 \quad (6.5)$$

onde:

Q_d^p é a vazão de pico da posição de pico p e discretização espacial d , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $d = 1, 5, 7$ e 12 para equação 6.4, e $d = 2, 4$ e 7 para a equação 6.5; Q_c^p é a vazão de pico da bacia concentrada, na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; Q_2^p é a vazão de pico da bacia discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante do trecho C19), na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $Q_d^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (–) percentual da vazão de pico na posição p ao discretizar a bacia em d sub-bacias em relação à bacia concentrada (exutório) e discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante do trecho C19).

Esta operação foi feita para todos os intervalos de tempo e durações, sendo no final calculadas médias das alterações percentuais (considerando todos os intervalos de tempo) e plotados gráficos da alteração percentual média da vazão de pico versus número de sub-bacias.

Um processo análogo ao anterior foi usado ao analisar o efeito do tamanho do intervalo de tempo, subtraindo das vazões de pico dos intervalos de 2, 3, 4 e 5 minutos, as vazões obtidas com o intervalo de tempo de 1 minuto em todas as posições do pico e discretizações espaciais, usando a fórmula 6.6:

$$Q_t^p(\%) = [(Q_t^p - Q_{1min}^p)/Q_{1min}^p] \times 100 \quad (6.6)$$

onde:

Q_t^p é a vazão de pico da posição de pico p e intervalo de tempo t do hietograma de projeto, sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $t = 1, 2, 3, 4$ e 5 minutos; Q_{1min}^p é a vazão de pico utilizando intervalo de tempo de 1 minuto, na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $Q_t^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (–) percentual da vazão pico na posição p ao utilizar o intervalo de tempo t minutos em relação ao intervalo de tempo de 1 minuto.

Esta operação também foi realizada para as durações de 90 minutos e 24 horas, sendo no final calculadas medianas (considerando todas as discretizações da bacia) e plotados gráficos da mediana da alteração da vazão do pico versus intervalo de tempo.

Na análise do efeito do intervalo de tempo, a mediana foi escolhida em detrimento da média porque representou melhor o padrão dos pontos analisados.

Uma metodologia análoga às anteriores foi utilizada para avaliar os efeitos da posição de pico da chuva na vazão de pico. Neste caso as vazões de pico obtidas considerando o hietograma com o pico na posição de 50% foram subtraídas das vazões de pico obtidas considerando o hietograma com o pico no início, 25%, 75% e final, nos intervalos de tempo e discretizações correspondentes, através da fórmula 6.7. A posição de 50% foi escolhida como base por ser a comumente utilizada em situação de escassez de dados para corretamente caracterizar essa variável no hietograma de projeto.

$$Q_d^p(\%) = [(Q_d^p - Q_d^{50\%})/Q_d^{50\%}] \times 100 \quad (6.7)$$

onde:

Q_d^p é a vazão de pico da posição de pico p e discretização d , sendo $p =$ início, 25%, 75% e final; $d = 1, 5, 7$ e 12 para o exutório e $d = 2, 4$ e 7 para o trecho C19; $Q_d^{50\%}$ é a vazão de pico da posição de 50% e discretização d , sendo $d = 1, 5, 7$ e 12 para o exutório e $d = 2, 4$ e 7 para o trecho C19; $Q_d^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (-) percentual da vazão de pico na discretização d ao utilizar a posição do pico da chuva p em relação a posição de 50%.

Este processo foi feito para todos intervalos de tempo e durações. Assim para cada discretização foram calculadas médias das alterações (considerando todos intervalos de tempo) e plotados gráficos da alteração percentual da vazão de pico versus posição do pico.

A segunda variável analisada foi o tempo de pico do hidrograma de projeto. Em uma primeira fase foram calculadas médias do tempo de pico de cada discretização espacial (considerando todos intervalos de tempo), para cada posição do pico do hietograma de projeto e plotados gráficos da média versus número de sub-bacias. Em uma segunda fase, as médias do tempo de pico da bacia discretizada em 5, 7 e 12 sub-bacias foram subtraídas pelas médias da bacia concentrada (para o exutório) e discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante para

o trecho C19) nas posições de pico correspondentes, através das fórmulas 6.8 no exutório e 6.9 no trecho C19.

$$T_d^p(min) = T_d^p - T_c^p \quad (6.8)$$

$$T_d^p(min) = T_d^p - T_2^p \quad (6.9)$$

onde:

T_d^p : tempo de pico da posição de pico p e discretização d , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $d = 1, 5, 7$ e 12 na equação 6.8, e $d = 2, 4$ e 7 na equação 6.9; T_c^p : tempo de pico da bacia concentrada e posição do pico p ; sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; T_2^p : tempo de pico da bacia discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante do trecho C19) e posição do pico p ; sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $T_d^p(min)$: aumento (+) ou diminuição (–) do tempo de pico em minutos na posição do pico p ao discretizar a bacia em d sub-bacias em relação a bacia concentrada (exutório) e discretizada em 5 sub-bacias (trecho C19).

Assim foram plotados gráficos da alteração média do tempo de pico em minutos versus número de sub-bacias. Esse processo foi feito para as durações de 90 minutos e 24 horas.

A última variável do hidrograma de projeto analisada foi denominada de volume parcial. O volume parcial representa o volume do hidrograma de projeto acima de um determinado valor de vazão de corte. Foram escolhidas duas vazões de corte, nos valores 50 m³/s e 60 m³/s nos hidrogramas resultantes no *exutório* da bacia (**Fig.6.13**). O uso desta variável tentou refletir as mudanças na distribuição temporal da região de maiores vazões do hidrograma de projeto, região que tipicamente mais influencia o dimensionamento de estruturas de amortecimento, como as bacias de retenção off-line. Os dados brutos de volume parcial do hidrograma de projeto para vazões de corte inferiores a 50-50m³/s (10-10, 20-20, 30-30 e 40-40m³/s) podem ser encontrados no Anexo III.

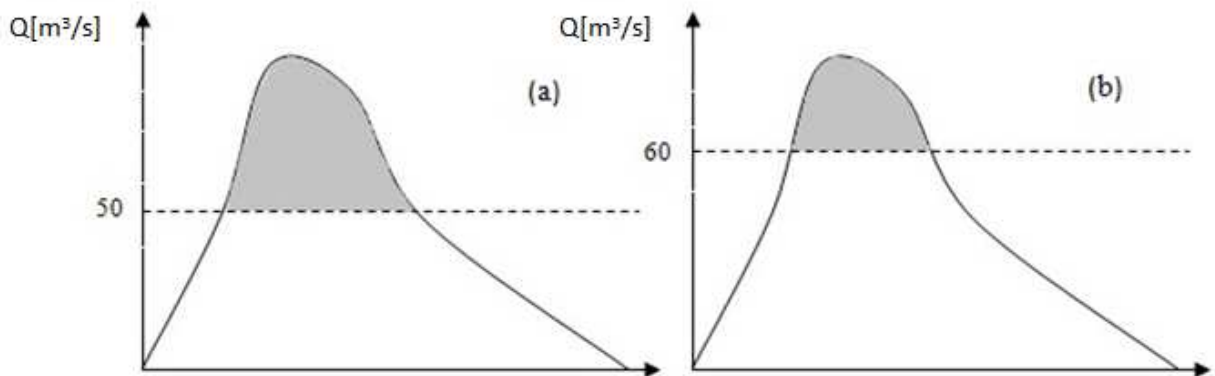


Figura 6.13: Volumes parciais do hidrograma de projeto no exutório da bacia considerando vazão de corte igual a: (a) 50 m³/s e (b) 60 m³/s.

Assim foram calculadas médias do volume parcial (considerando todos intervalos de tempo) para cada discretização espacial da bacia em cada posição do pico da chuva, e plotados gráficos do volume parcial médio de cada discretização versus posição do pico da chuva.

Posteriormente foi avaliado o efeito do intervalo de tempo no valor do volume parcial, onde foi adotada a metodologia análoga às descritas anteriormente, subtraindo do volume parcial obtido considerando os intervalos de tempo de 1, 2, 3, 4 e 5 minutos, o volume parcial obtido com o intervalo de tempo de 1 minuto (Eq.6.10). Assim foram obtidas as alterações percentuais do volume parcial, através das quais foram calculadas as medianas (considerando todas posições do pico da chuva) e plotados gráficos das medianas versus intervalo de tempo.

Estes processos foram feitos para volumes parciais considerando as vazões de corte de 50 e 60 m³/s e durações de 90 minutos e 24 horas.

$$V_t^p (\%) = [(V_t^p - V_{1min}^p) / V_{1min}^p] \times 100 \quad (6.10)$$

onde:

V_t^p é o volume parcial da posição de pico p e intervalo de tempo t , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $t = 1, 2, 3, 4$ e 5 minutos; V_{1min}^p é o volume parcial do intervalo de 1 minuto, na

posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $V_t^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (-) percentual do volume parcial na posição p ao utilizar o intervalo de tempo t minutos em relação ao intervalo de tempo de 1 minuto.

Por fim, a área da seção transversal dos canais foi a variável considerada para avaliar a influência da discretização espacial da bacia, da posição do pico da chuva e do intervalo de tempo utilizado no dimensionamento hidráulico da rede de drenagem.

No dimensionamento do sistema de drenagem foram manipuladas as medidas geométricas das seções transversais de todos os trechos, até que todo o sistema conseguisse escoar o hidrograma de projeto utilizando apenas 95% da sua capacidade. Assim foram escolhidos os trechos C29 (exutório) e C19 para avaliar os efeitos da discretização espacial da bacia, intervalo de tempo e posição do pico da chuva, cujos resultados brutos podem ser encontrados no Anexo II. O trecho C19 foi também escolhido pelo fato de estar localizado numa posição onde os efeitos do intervalo de tempo e posição do pico da chuva, e principalmente da discretização espacial da bacia, podem ser facilmente observados.

Para avaliar esses efeitos na bacia concentrada, foi dimensionado no EPA SWMM 5.0 um canal trapezoidal com 50 metros de comprimento e usadas as vazões geradas no IPHS1 como aporte para a propagação dinâmica. Durante o dimensionamento, as medidas da seção transversal foram manipuladas até que o canal escoasse os hidrogramas de projeto com 95% da sua capacidade, sem provocar inundação, instabilidade e ainda observando velocidade inferior que 5m/s.

Para avaliar o efeito da discretização espacial da bacia nos trechos C29 e C19, foi aplicada uma metodologia análoga a usada na análise do mesmo efeito na vazão de pico, onde para cada intervalo de tempo, duração e posição do pico, os valores da área da seção transversal considerados no canal da bacia discretizada em 5, 7 e 12 sub-bacias, foram subtraídos pelos seus valores correspondentes na bacia concentrada (exutório) e discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante do trecho C19), através da fórmula 6.11 para o canal C29 e fórmula 6.12 para o canal C19.

$$A_d^p(\%) = [(A_d^p - A_c^p)/A_c^p] \times 100 \quad (6.11)$$

$$A_d^p(\%) = [(A_d^p - A_2^p)/A_2^p] \times 100 \quad (6.12)$$

onde:

A_d^p é a área seção transversal da posição de pico p e discretização espacial d , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $d = 1, 5, 7$ e 12 para equação 6.11, e $d = 2, 4$ e 7 para a equação 6.12; A_c^p é a área seção transversal do canal da bacia concentrada, na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; A_2^p é a área seção transversal do canal da bacia discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante do trecho C19), na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $A_d^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (-) percentual da área seção transversal na posição p ao discretizar a bacia em d sub-bacias em relação à bacia concentrada (exutório) e discretizada em 5 sub-bacias (2 sub-bacias a montante no caso do trecho C19).

Esta operação foi feita para todos os intervalos de tempo e durações, sendo no final calculadas as médias das alterações percentuais (em relação aos intervalos de tempo) e plotados gráficos da alteração percentual média da área da seção transversal versus número de sub-bacias.

Para avaliar o efeito do intervalo de tempo foi usada uma metodologia análoga às anteriores, onde foram subtraídas das áreas obtidas considerando intervalos de tempo de 1, 2, 3, 4 e 5 minutos, áreas obtidas com o intervalo de tempo de 1 minuto através da fórmula 6.13.

$$A_t^p(\%) = [(A_t^p - A_{1min}^p)/A_{1min}^p] \times 100 \quad (6.13)$$

onde:

A_t^p é a área da seção transversal na posição de pico p e intervalo de tempo t , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $t = 1, 2, 3, 4$ e 5 minutos; A_{1min}^p é a área da seção transversal do intervalo de 1 minuto, na posição do pico p , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $A_t^p(\%)$ é o aumento (+) ou diminuição (-) percentual da área da seção transversal na posição p ao utilizar o intervalo de tempo t minutos em relação ao intervalo de 1 minuto.

Em seguida foram calculadas as medianas das alterações percentuais em cada posição do pico e plotados gráficos das medianas versus intervalo de tempo.

Para avaliar o efeito da posição do pico da chuva foi usada a fórmula 6.14, análoga às fórmulas usadas na avaliação do mesmo efeito nos processos anteriores.

$$A_d^p(\%) = [(A_d^p - A_d^{50\%})/A_d^{50\%}] \times 100 \quad (6.14)$$

Onde:

A_d^p é a área da seção transversal na posição de pico p e discretização d , sendo $p =$ início, 25%, 50%, 75% e final; $d = 1, 5, 7$ e 12 no exutório, e $d = 2, 4$ e 7 no trecho C19; $A_d^{50\%}$ é a área da seção transversal na posição de 50% e discretização d , sendo $d = 1, 5, 7$ e 12 no exutório, e $d = 2, 4$ e 7 no trecho C19; $A_d^p(\%)$ é a aumento (+) ou diminuição (-) percentual da área da área da seção transversal na discretização d ao utilizar a posição do pico da chuva p em relação a posição de 50%.

Assim, para cada discretização espacial da bacia foram calculadas médias das alterações percentuais (considerando todos intervalos de tempo) e plotados gráficos da alteração média versus posição do pico da chuva. Esse processo foi feito para os trechos C29 e C19. A posição de 50% foi escolhida como base por ser a comumente utilizada em situação de escassez de dados para corretamente caracterizar essa variável no hietograma de projeto.

Finalmente, foi feita uma comparação das alterações percentuais da área da seção transversal e da vazão de pico, causadas pela discretização espacial da bacia durante a simulação hidrodinâmica. Para tal, foram plotados no mesmo gráfico as alterações percentuais da área da seção transversal versus vazão de pico, e procurou-se ajustar uma reta que representasse o padrão das alterações.

Este processo foi feito para os trechos C29 e C19 nas durações de 90 minutos e 24 horas.

7. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos da aplicação da metodologia proposta. Para facilitar a compreensão do leitor, os resultados das variáveis analisadas serão apresentados na mesma ordem em que foram descritos no item 6.6 e resumidos em forma de tabela no final do capítulo (*vide* tabela 7.1).

7.1 Efeitos sobre a vazão de pico do hidrograma de projeto

As figuras 7.1 e 7.2 ilustram a alteração média da vazão de pico no exutório com a discretização da bacia em sub-bacias para o evento com duração de 90 minutos e 24 horas, respectivamente. Observa-se nestas figuras que a vazão de pico tende a aumentar na medida que o número de sub-bacias aumenta. Além disso o aumento da vazão de pico é maior quando o pico da chuva é posicionado entre 25% e final do hietograma e menor quando este é posicionado no início. Isso é mais evidente quando o evento de precipitação possui uma duração de 24 horas, visto que considerando uma duração de 90 minutos a vazão de pico obtida com o hietograma com pico na posição do final, discretização em 12 sub-bacias, apresentou-se ligeiramente abaixo dos valores obtidos com o pico do hietograma nas posições de 25% e 50%. O aumento da vazão de pico considerando hietogramas com pico nas posições de 25%, 50% e 75% apresenta valores muito próximos entre si, e isso é mais evidente na duração de 24 horas, apesar de os coeficientes de variação dos resultados para a duração de 90 minutos e 24 horas serem aproximadamente iguais ($CV=0.76$).

Na duração de 90 minutos um aumento máximo de 72% foi atingido pelo aumento da discretização espacial da bacia, quando o pico do hietograma se encontra na posição de 25% da duração e um mínimo de 44% foi atingido, quando o pico do hietograma se encontra no início. Na duração de 24 horas, esses valores são 64% e 45%, associados a hietogramas com picos nas posições do final e início. Podendo-se concluir que quando a bacia é discretizada em sub-bacias existe um aumento das vazões de pico e que, para o estudo de caso analisado, tende a ser maior para menores durações do hietograma de projeto. Este comportamento já tinha sido observado por Mahunguana et al. (2013) em bacia hipotética simplificada, com aumento máximo de 47% na

vazão de pico. Yu et al. (2014) observaram que a discretização espacial das variáveis hidrológicas: condutividade hidráulica e precipitação, representava melhor os hidrogramas observados quando comparados com os resultados apresentados pelas mesmas variáveis consideradas de forma concentrada, onde a vazão de pico era subestimada. Ghosh e Hellweger (2012) observaram que o efeito da discretização espacial da bacia na vazão de pico também depende das características do hietograma de projeto, podendo aumentar a vazão para grandes eventos, ou diminuir a vazão para pequenos eventos.

Outro elemento importante que se observa nas figuras 7.1 e 7.2 é o comportamento aproximadamente linear do padrão de aumento da vazão de pico com o aumento do número de sub-bacias quando o pico do hietograma de projeto é localizado entre 25% e 75% da duração. Esse mesmo padrão apresenta um comportamento não linear quando o hietograma de projeto possui o pico no início ou no final.

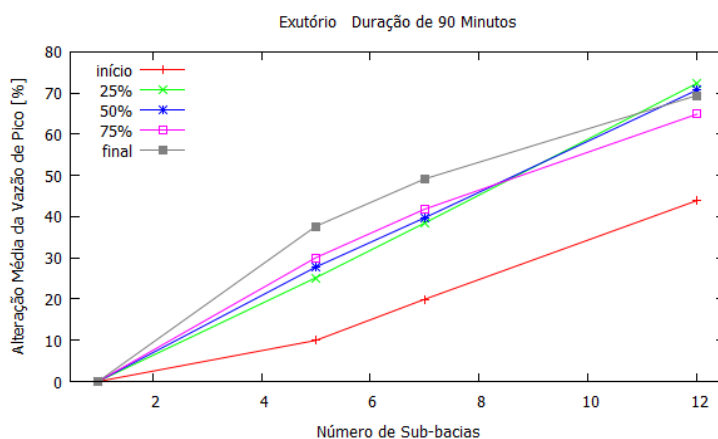


Figura 7.1: Alteração média da vazão de pico no exutório com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 90 minutos.

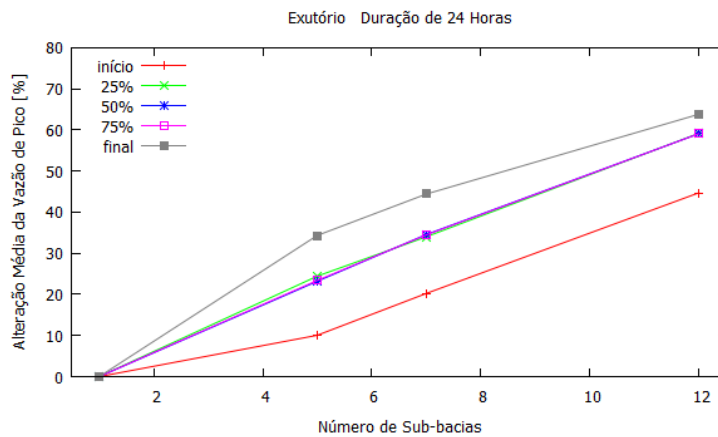


Figura 7.2: Alteração média da vazão de pico no exutório com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 24 horas.

Nas figuras 7.3 e 7.4 são apresentados os resultados correspondentes ao trecho C19, localizado no interior da bacia. É importante ressaltar que na discretização da bacia hidrográfica em 5 sub-bacias, o trecho C19 possui apenas 2 sub-bacias à montante, enquanto que nas discretizações da bacia hidrográfica em 7 e 12 sub-bacias, o trecho C19 possui apenas 4 e 7 sub-bacias à montante, respectivamente. Dessa forma, as alterações da vazão de pico são estimadas, neste caso, a partir das vazões de uma bacia que foi representada por duas sub-bacias e com propagação na rede de drenagem, diferentemente do caso considerado no exutório da bacia hidrográfica, onde a vazão de pico utilizada nas comparações foi obtida com a bacia concentrada.

Observa-se nas figuras 7.3 e 7.4 que a vazão de pico tende a aumentar com o aumento do número de sub-bacias, como aconteceu no exutório, mas com aumentos máximo e mínimo de 30% e 18% na duração de 90 minutos, e 27% e 15% na duração de 24 horas, respectivamente. Os aumentos máximos foram observados nas posições de 25% e 75% e os mínimos na posição do início. Outro elemento em comum com os resultados obtidos no exutório é que os maiores aumentos de vazão acontecem quando utilizado o hietograma com duração de 90 minutos, podendo se confirmar a observação de que este efeito é menos intenso nas maiores durações.

Esses resultados mostram que o efeito da discretização da bacia em sub-bacias tem efeitos variáveis na vazão de pico do sistema de drenagem, em função do número de sub-bacias à montante do ponto em análise. Assim, é de se esperar que no exutório o efeito seja mais intenso visto que vai conter o maior número de sub-bacias. Mesmo assim, não se sabe até quanto a vazão

de pico vai continuar aumentando quando a bacia for subdividida em mais sub-bacias que as analisadas no presente estudo. Provavelmente existe uma *Área Elementar Representativa*, onde os efeitos da discretização espacial da bacia já não se farão sentir, conforme investigado no estudo de Wood et al. (1988). No presente estudo a área mínima da sub-bacia corresponde a 2% da área total da bacia, e a máxima a 30%.

A comparação dos padrões de aumento percentual das vazões de pico no exutório e no trecho C19 (comparação das figuras 7.1 e 7.3 e das figuras 7.2 e 7.4) com o aumento do número de sub-bacias deixa em evidência diferentes comportamentos nos dois casos. No caso do trecho C19, independentemente da posição do pico do hietograma, este padrão resulta não linear e, além disso, o aumento percentual das vazões de pico é um pouco menor com o aumento do número de sub-bacias.

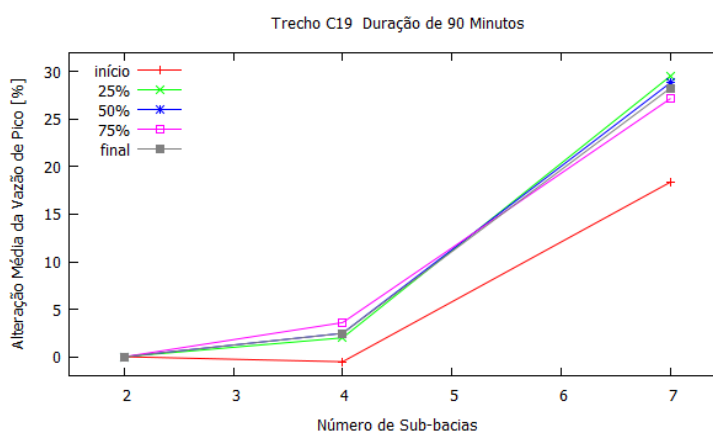


Figura 7.3: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 90 minutos.

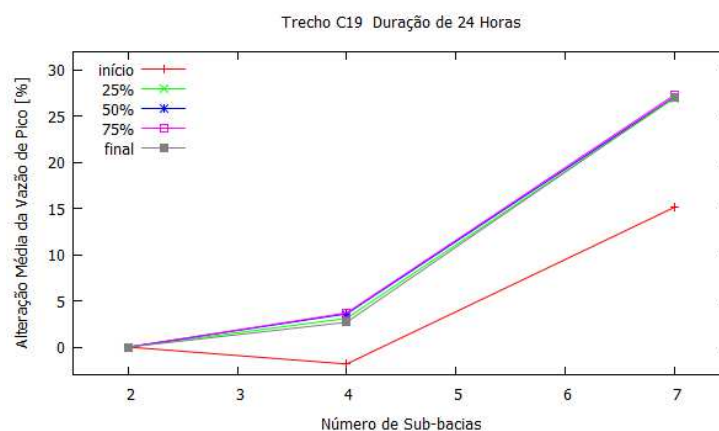


Figura 7.4: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 com a discretização da bacia em sub-bacias para a duração de 24 horas.

Quanto ao efeito do intervalo de tempo, as figuras 7.5 a 7.8 ilustram a mediana da alteração percentual da vazão do pico, quando o intervalo de tempo usado no cálculo do hietograma de projeto foi aumentado de 1 minuto para 2, 3, 4 e 5 minutos.

Em todos os gráficos é possível observar que a vazão de pico diminui com o aumento do intervalo de tempo, e que este efeito é mais intenso na duração de 90 minutos, onde a vazão chega a diminuir em até 8% no exutório da bacia e em 10 % no trecho C19. Na duração de 24 horas a diminuição máxima foi de 5% para os dois casos. A posição do início é que causou menor diminuição da vazão de pico com o aumento do intervalo de tempo, com o valor de 2% para o exutório da bacia em ambas durações e 2% e 4%, para as durações de 24 horas e 90 minutos no trecho C19. A diminuição da vazão de pico com o aumento do intervalo de tempo de 1 para 2, 4, 6 e 10 minutos foi observada por Mahunguana et al. (2013) em bacia hipotética simplificada, com valor máximo de 25%. Yu et al. (2014) também verificaram que o aumento do intervalo de tempo subestimava os picos dos hidrogramas observados, sem no entanto, referir quantitativamente os valores.

Em praticamente todas as análises, o hietograma com o pico na posição de 25% é que causou a maior diminuição da vazão de pico com o aumento do intervalo de tempo.

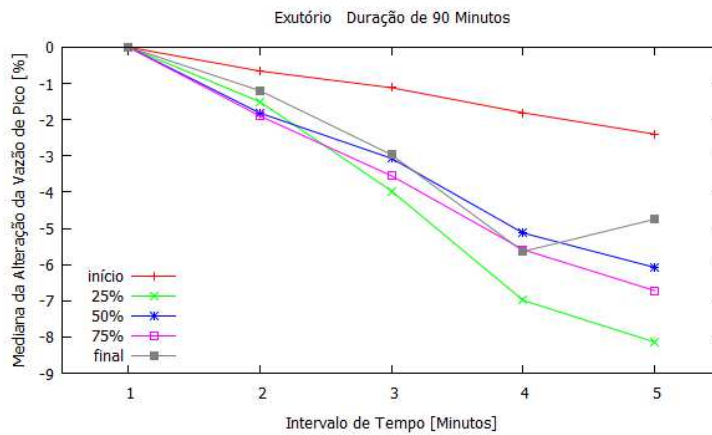


Figura 7.5: Mediana da alteração da vazão de pico no exutório com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 90 minutos.

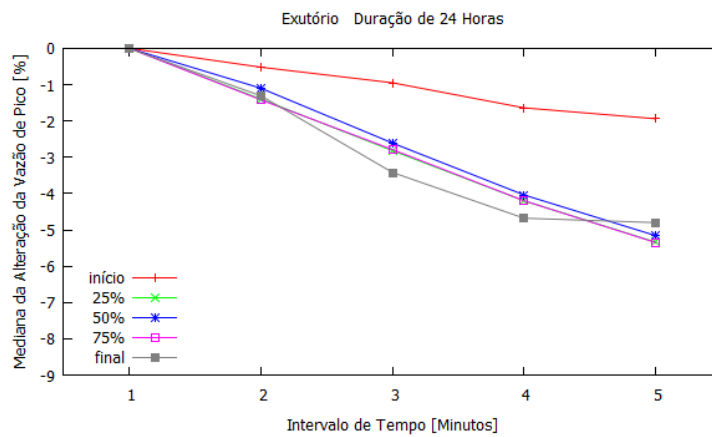


Figura 7.6: Mediana da alteração da vazão de pico no exutório com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 24 horas.

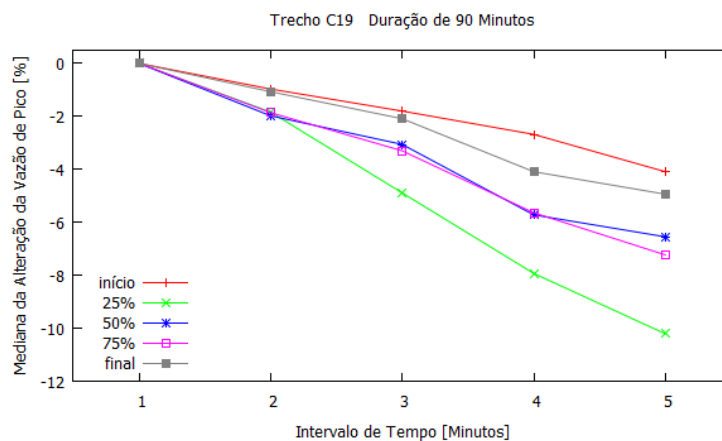


Figura 7.7: Mediana da alteração da vazão de pico no trecho C19 com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 90 minutos.

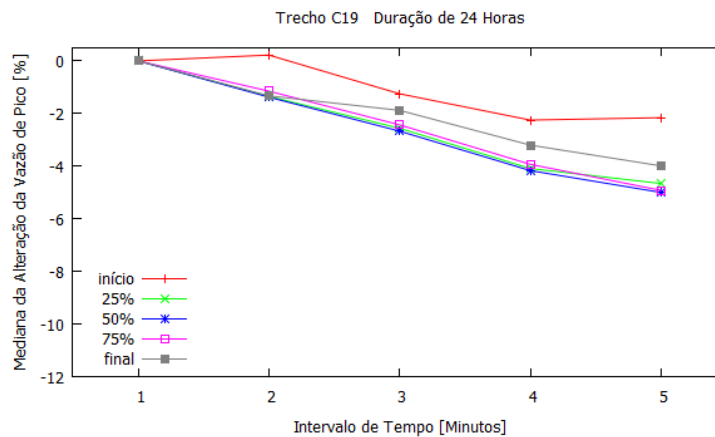


Figura 7.8: Mediana da alteração da vazão de pico no trecho C19 com o aumento do intervalo de tempo da chuva para a duração de 24 horas.

Por fim, foi feita mais uma análise relacionada à posição do pico da chuva além da previamente apresentada em combinação com a análise da discretização espacial. As figuras 7.9 a 7.15 ilustram o efeito da posição do pico da chuva na vazão de pico dos hidrogramas resultantes no exutório da bacia e também no trecho C19. Em todas as discretizações pode-se observar que a média percentual da vazão de pico diminui quando o pico da chuva é posicionado no início e 25% do hietograma de projeto, quando comparada com a média da vazão de pico obtida considerando o pico do hietograma na posição 50%. Observa-se um aumento do valor médio da vazão de pico quando o pico da chuva é posicionado no 75%. Quando o pico do hietograma é posicionado no final, o aumento depende da duração da precipitação, visto que o mesmo acontece apenas na duração de 90 minutos.

Quando o pico do hietograma é colocado na posição do início é obtida a maior diminuição da vazão de pico, chegando a diminuir até 50% na duração de 24 horas. Com o pico do hietograma na posição 25% da duração, a média de diminuição da vazão de pico cai para 1%-3% na duração de 24 horas, e para 15%-17% para a duração de 90 minutos. Com o pico do hietograma na posição 75% da duração, a média do aumento da vazão de pico é de 1% na duração de 24 horas, e varia entre 4%-10% para a duração de 90 minutos. O aumento e a diminuição da vazão de pico quando o pico da chuva é posicionado no 75% e 25%, foram também observados por Šraj et al. (2010), Allasia e Villanueva (2007a), Daniil et al. (2005) e Mahunguana et al. (2013), tendo encontrado aumentos de 3%, 20%, 21% e 18% na posição de 75% e diminuições de 5%, 24% e 27% e 24% na posição de 25%, respetivamente. No estudo de

Daniil et al. (2005) observou-se ainda uma diminuição desses valores com o aumento do período de retorno. El-Jabi e Sarraf (1991) também recomendaram a necessidade de variar a posição do pico da chuva em função da duração, para representar situações mais realísticas.

De forma geral observa-se nos resultados obtidos que posicionar o pico da chuva no início do hietograma pode diminuir em até 50% o pico do hidrograma de projeto se comparado a aquele que seria obtido posicionando o pico da chuva aos 50% da duração. Posicionando o pico da chuva aos 25% da duração, o pico do hidrograma poder ser diminuído em até 17%. Posicionando o pico da chuva aos 75% da duração, o pico do mesmo hidrograma pode ser aumentado em até 10%. Agora posicionando o pico da chuva no final do hietograma, o pico do hidrograma pode ser aumentado em até 8% ou diminuído em até 10%, dependendo da duração adotada.

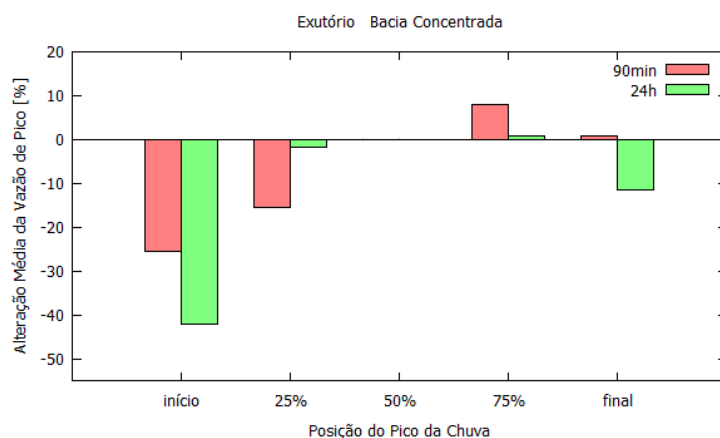


Figura 7.9: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia concentrada com a posição do pico da chuva.

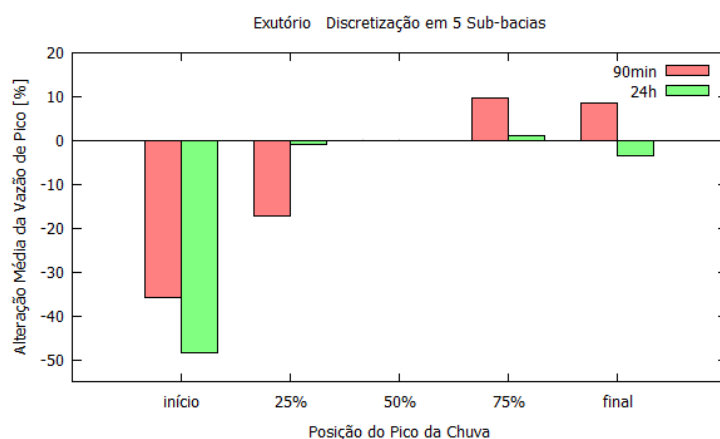


Figura 7.10: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

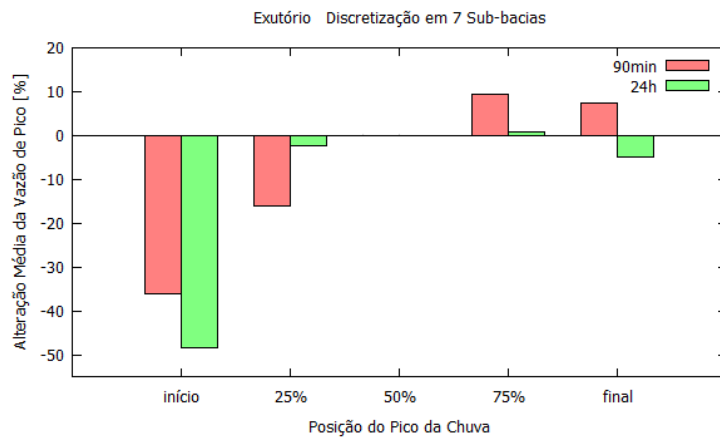


Figura 7.11: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

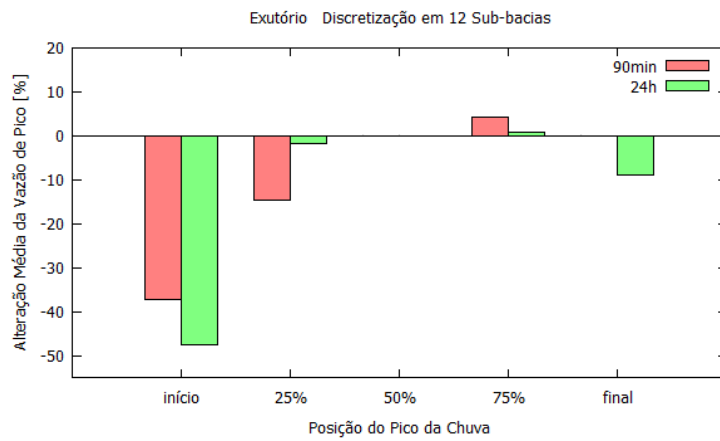


Figura 7.12: Alteração média da vazão de pico no exutório da bacia discretizada em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

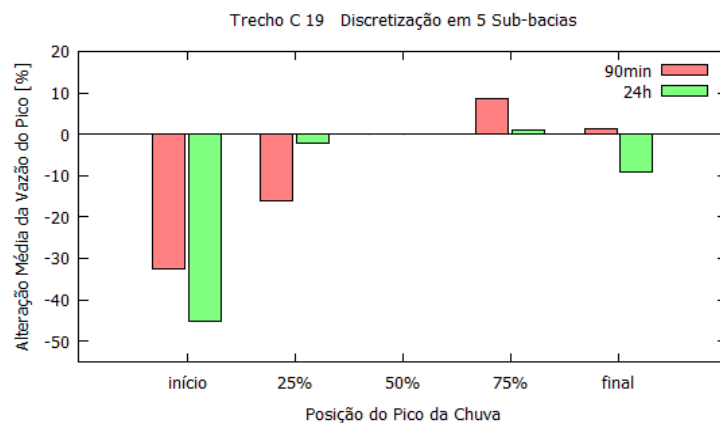


Figura 7.13: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

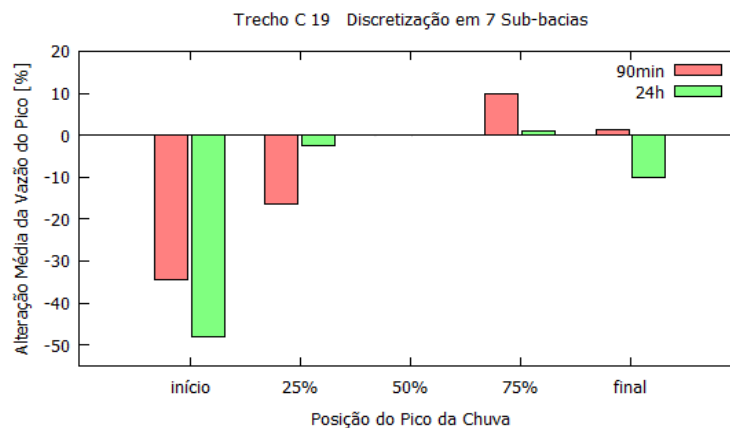


Figura 7.14: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

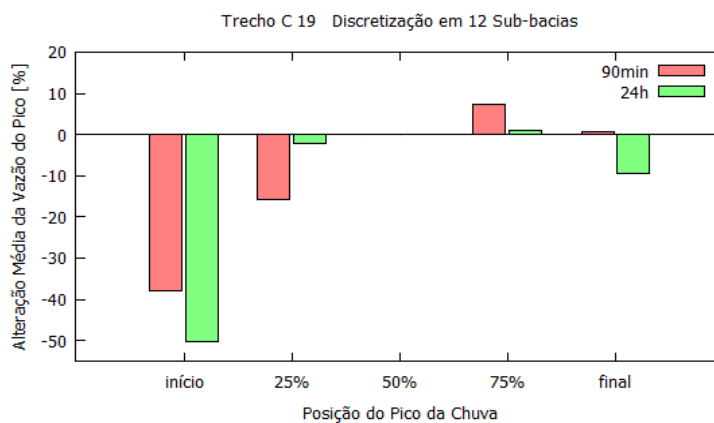


Figura 7.15: Alteração média da vazão de pico no trecho C19 da bacia discretizada em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

7.2 Efeitos sobre o tempo de pico do hidrograma de projeto

Os resultados obtidos na avaliação dos efeitos da discretização espacial da bacia no tempo de pico do hidrograma de projeto são apresentados nas figuras 7.16 a 7.21. Nestas figuras são apresentadas a média e a alteração da média do tempo de pico do hidrograma de projeto no exutório e no trecho C19, para as durações de 90 minutos e 24 horas e diferentes discretizações espaciais. É importante frisar que as figuras 7.16 e 7.19 ilustram os valores médios do tempo de pico para cada discretização, enquanto as figuras 17, 18, 20 e 21 ilustram a alteração absoluta desses valores quando a bacia é discretizada (*vide* **Eq.6.8** e **Eq.6.9**, na página 63).

Em todos os gráficos observa-se uma diminuição do tempo de pico quando o número de sub-bacias é aumentado, porém esse efeito é mais pronunciado quando o pico do hietograma de projeto é posicionado no início, onde chega a diminuir até pouco mais da metade (de 67min para 32min na **Fig.7.16** e de 50min para 33min na **Fig.7.19**) para os eventos de precipitação com duração de 90 minutos e 24 horas, respectivamente. Quando o pico do hietograma é adotado nas restantes posições, a máxima diminuição do tempo de pico é de 4% e 38% nas durações de 90 minutos e 24 horas no exutório da bacia, e 3% e 23% no trecho C19, respectivamente.

Conforme esperado, as diminuições observadas no trecho C19 foram inferiores em relação às observadas no exutório da bacia, visto que para a mesma discretização espacial da bacia, o trecho C19 possui menos sub-bacias à montante. Mesmo assim, a comparação dos resultados obtidos no trecho C19 e no exutório mostram que existe uma diminuição gradual dos tempos de pico de montante para jusante no interior da bacia (*vide* as figuras 7.16 e 7.19).

Os resultados aqui obtidos mostram que o efeito da discretização de bacia em sub-bacias não só afeta a vazão de pico, mas também o tempo em que ela ocorre, na medida em que o tempo de pico pode diminuir em até mais da metade o que poderá influenciar o dimensionamento de unidades de armazenamento como bacias de detenção. Embora a posição do pico de 50% seja a mais preferida nos projetos, esses resultados ilustram que a discretização espacial pode reduzir em até aproximadamente um quarto o tempo de pico do hidrograma de projeto resultante, quando a duração de 90 minutos é adotada.

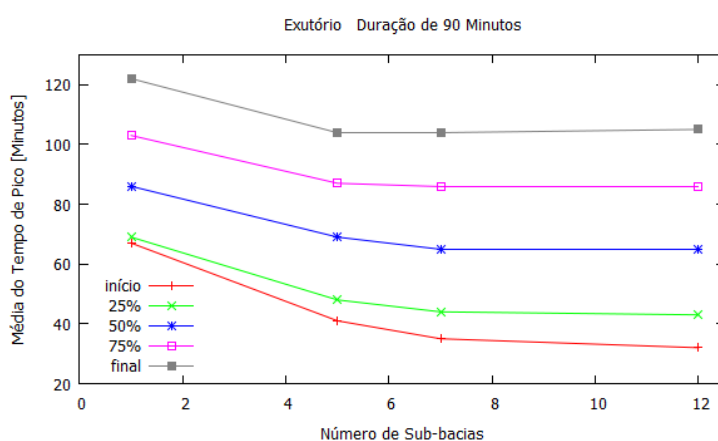


Figura 7.16: Média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 90 minutos.

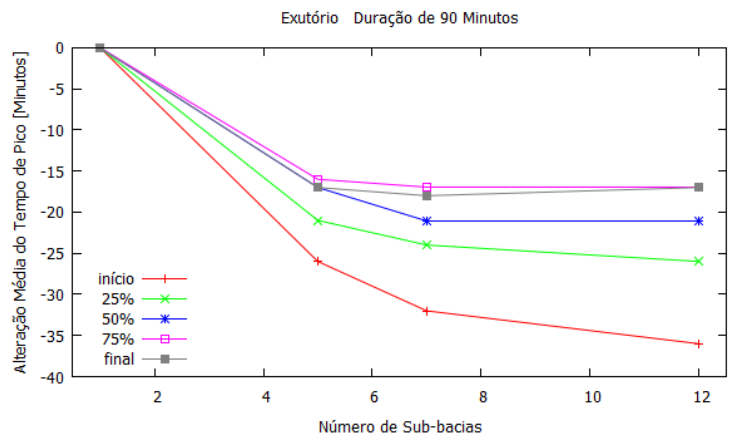


Figura 7.17: Alteração da média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 90 minutos.

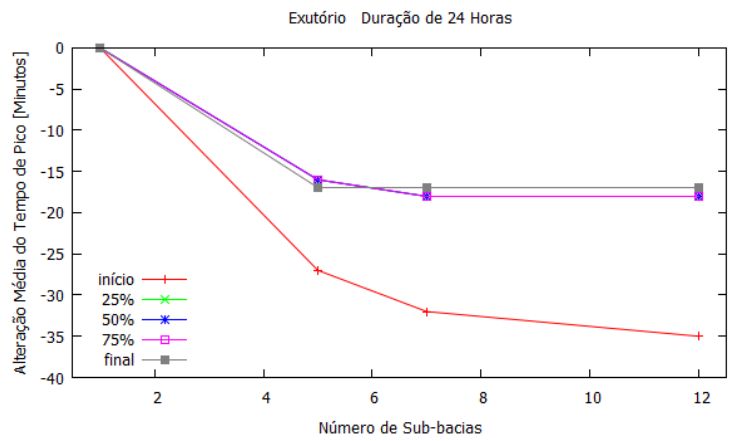


Figura 7.18: Alteração da média do tempo de pico no exutório da bacia para a duração de 24 horas.

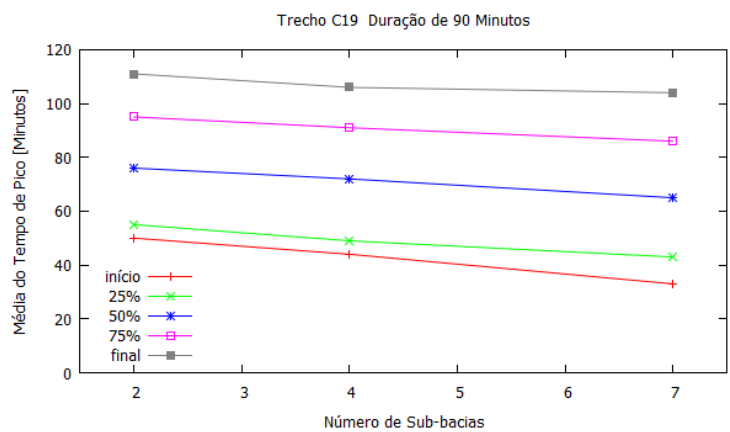


Figura 7.19: Média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 90 minutos.

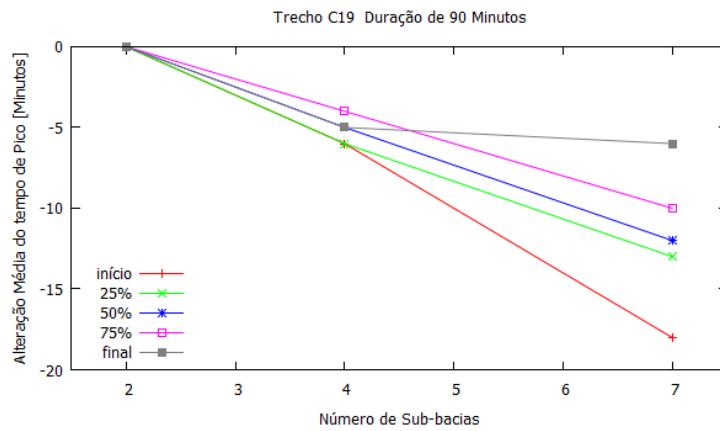


Figura 7.20: Alteração da média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 24 horas.

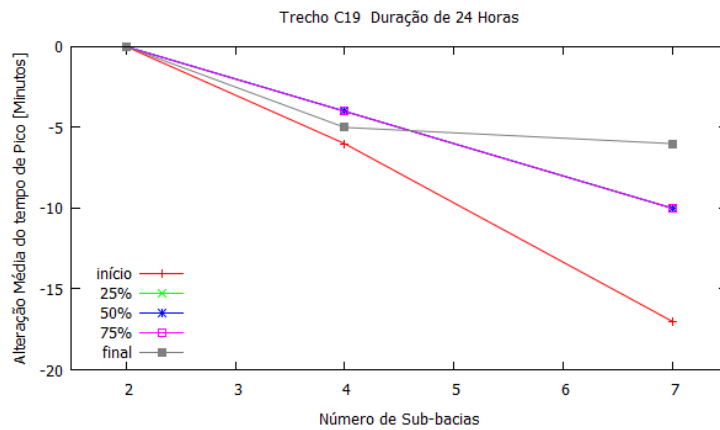


Figura 7.21: Alteração da média do tempo de pico no trecho C19 para a duração de 24 horas.

7.3 Efeitos sobre o volume parcial do hidrograma de projeto

Os resultados obtidos na avaliação dos efeitos da discretização espacial da bacia, intervalo de tempo e posição do pico da chuva no volume parcial do hidrograma de projeto são apresentados nas figuras 7.22 a 7.29. As figuras 7.22 e 7.23 ilustram o volume parcial médio para uma vazão de corte de 50 m³/s no exutório da bacia. Observa-se que o volume parcial tende a aumentar com o aumento do número de sub-bacias, e na duração de 24 horas (**Fig.7.23**) é atingido um aumento máximo de 177%. Observa-se nessas figuras que quando o pico da chuva é colocado na posição do início do hietograma, o volume parcial do hidrograma é nulo, ou seja,

nesta posição do pico do hietograma, os hidrogramas de todas discretizações têm pico inferior a $50 \text{ m}^3/\text{s}$. No caso particular da figura 7.22, que apresenta os resultados para o evento com duração de 90 minutos e vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, o volume parcial é zero quando analisada a bacia concentrada, independentemente da posição do pico da chuva. Isso significa que no caso de um projeto hipotético que verifique se seria necessária a construção de uma bacia de retenção offline numa bacia onde existe um canal capaz de propagar uma vazão de pico de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, a resposta seria negativa se a bacia for simulada concentrada (considerando os mesmos resultados apresentados na **Fig.7.22**, com evento de precipitação com duração de 90 minutos). Entretanto, a resposta seria positiva se as análises forem feitas usando pelo menos a discretização em 7 sub-bacias e posição do pico da chuva de 25%, resultando em um volume excedente de 30.000 m^3 , aproximadamente. Esse valor ainda pode crescer até os 100.000 m^3 , aproximadamente, considerando a discretização em 12 sub-bacias e a posição do pico da chuva em 75% da duração. Resulta interessante analisar esse mesmo projeto hipotético quando utilizados os resultados com eventos de precipitação com 24 horas de duração (Fig. 7.23). Neste caso, considerando a bacia concentrada e o pico do evento de precipitação aos 75% da duração, existiria um volume excedente igual a 100.000 m^3 , aproximadamente. Porém, esse valor volta a crescer com o aumento da discretização espacial da bacia, sendo que para o mesmo evento de precipitação, o volume excedente resulta igual a 140.000 m^3 , aproximadamente.

O aumento do volume com o aumento do número de sub-bacias foi também observado por Wood et al. (1988) e Yu et al. (2014), embora eles tenham analisado o volume total e usado como base o tamanho da célula regular de modelos distribuídos. Ghosh e Hellweger (2012) verificaram que este efeito causava variações menores do que 2% no volume total. Deve-se ressaltar que neste trabalho é analisado o volume acumulado acima de certos valores da vazão do hidrograma de projeto, que resultam de maior interesse na área de drenagem urbana, e não o volume total do hidrograma como feito pelos autores citados.

Os resultados obtidos ilustram que o volume parcial é influenciado tanto pela discretização espacial da bacia como pela posição do pico da chuva, e que a posição do pico da chuva no 75% representa a situação mais crítica da chuva de projeto, conseqüentemente os maiores volumes.

Através dos resultados apresentados nas figuras 7.26 a 7.29 foi analisada a influência do intervalo de tempo no volume parcial com vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$ e $60 \text{ m}^3/\text{s}$. É possível observar nesses gráficos um padrão de diminuição do volume parcial com o aumento do intervalo de tempo. Essa diminuição foi da ordem de 3% e 9% na vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, e 4% e 14% na vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$ para as durações de 24 horas e 90 minutos, respectivamente. A utilização de um evento de precipitação com duração de 24 horas revelou-se ser menos sensível ao intervalo de tempo adotado em termos de alterações médias percentuais, porém, estes valores estão associados a maiores volumes parciais em termos absolutos. Por outro lado, o volume parcial com vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$ apresentou maiores diminuições percentuais.

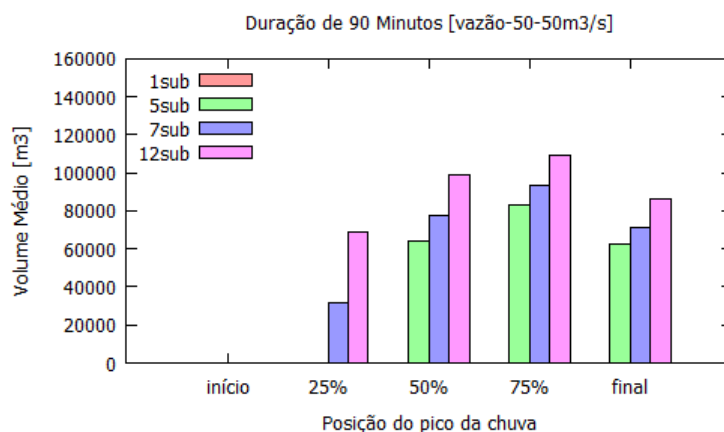


Figura 7.22: Volume parcial médio considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 90 minutos.

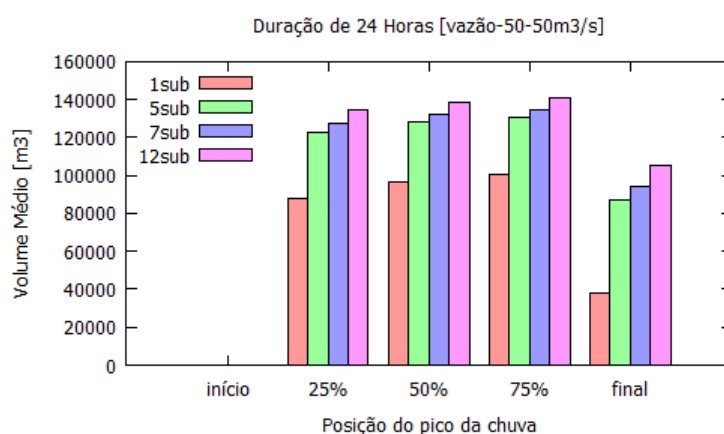


Figura 7.23: Volume parcial médio considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 24 horas.

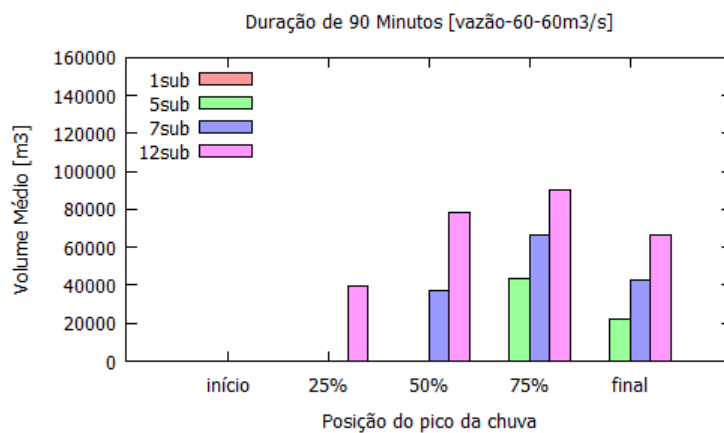


Figura 7.24: Volume parcial médio considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 90 minutos.

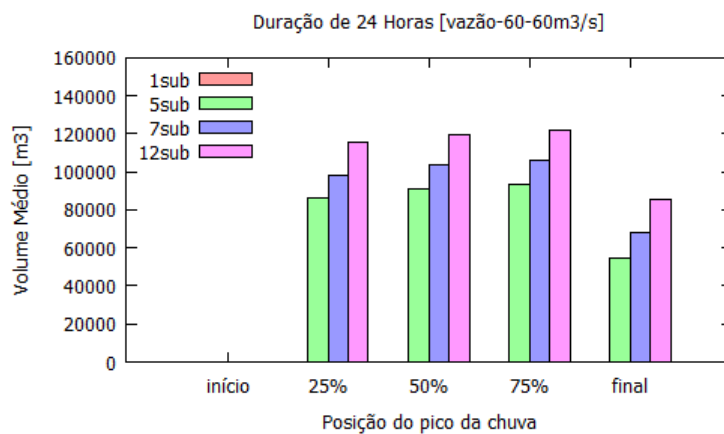


Figura 7.25: Volume parcial médio considerando vazão de corte $60 \text{ m}^3/\text{s}$, evento de precipitação com duração 24 horas.

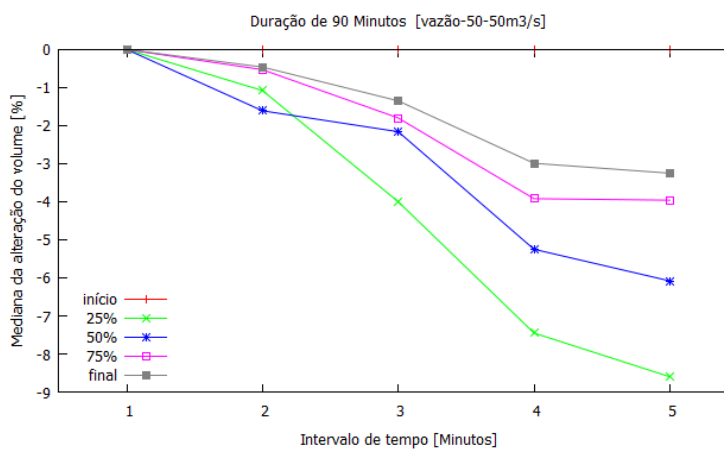


Figura 7.26: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte $50 \text{ m}^3/\text{s}$ com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 90 minutos.

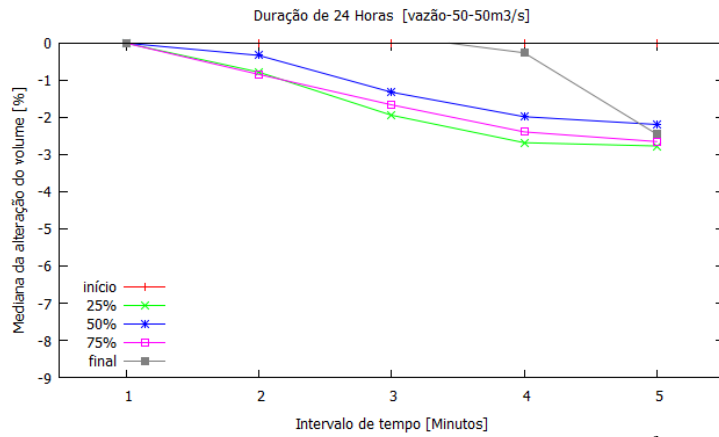


Figura 7.27: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte 50 m³/s com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 24 horas.

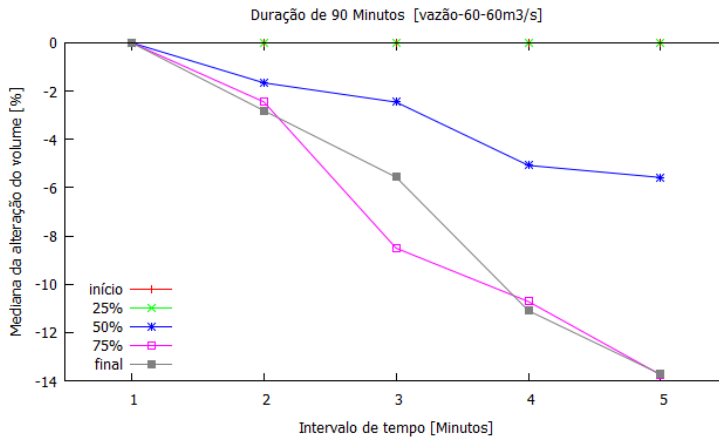


Figura 7.28: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte 60 m³/s com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 90 minutos.

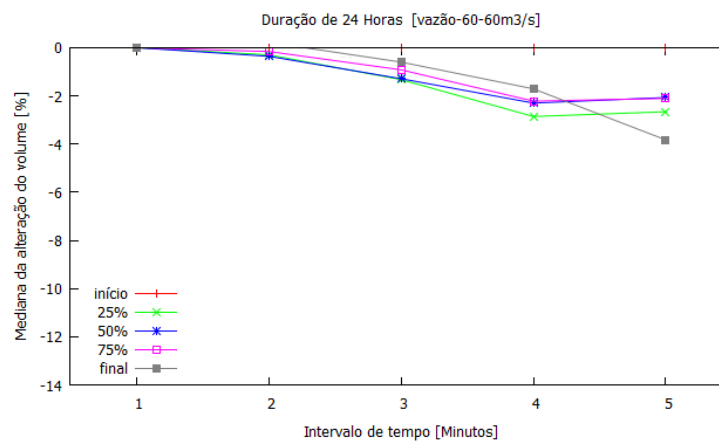


Figura 7.29: Alteração do volume parcial considerando vazão de corte 60 m³/s com o intervalo de tempo, evento de precipitação com duração de 24 horas.

7.4 Efeitos sobre a área da seção transversal dos canais

As figuras 7.30 a 7.33 ilustram o valor das alterações médias das seções transversais dos trechos C29 (exutório da bacia) e C19 (trecho no interior da bacia), considerando diferentes discretizações espaciais da bacia para os eventos com durações de 90 minutos e 24 horas. Observa-se que as áreas das seções aumentam com o aumento do número de sub-bacias, chegando a atingir cerca de 60% de aumento no trecho C29 para ambas durações, e 22% e 23% no trecho C19, para o evento com duração de 24 horas e 90 minutos, respectivamente. Conforme apresentado nas análises dos efeitos sobre a vazão de pico, os valores das alterações observadas no trecho C19 são inferiores aos observados no exutório da bacia, devido ao menor número de sub-bacias à montante do trecho C19. Assim, é de se esperar que a área da seção transversal do canal do exutório sofra maior efeito da discretização espacial da bacia em relação aos canais localizados no interior da bacia.

No exutório da bacia (**Fig. 7.30 e 7.31**), os valores das alterações percentuais considerando hietogramas com pico nas posições de 25%, 50% e 75% não apresentam muitas diferenças entre si, e isso é mais evidente na duração de 24 horas. No caso do trecho C19 (**Fig. 7.32 e 7.33**) esse comportamento é observado nas posições de 25%, 50%, 75% e final. Isto significa que no estudo de caso considerado, estas posições exercem pouca influência sobre o efeito da discretização espacial da bacia. Nas figuras 7.30 e 7.31 é ainda observado um comportamento aproximadamente linear do padrão de aumento da área da seção transversal com o aumento do número de sub-bacias quando o pico do hietograma de projeto está localizado entre 25% e 75% da duração. Esse comportamento está de acordo com o observado na análise do efeito da discretização espacial da bacia na vazão de pico.

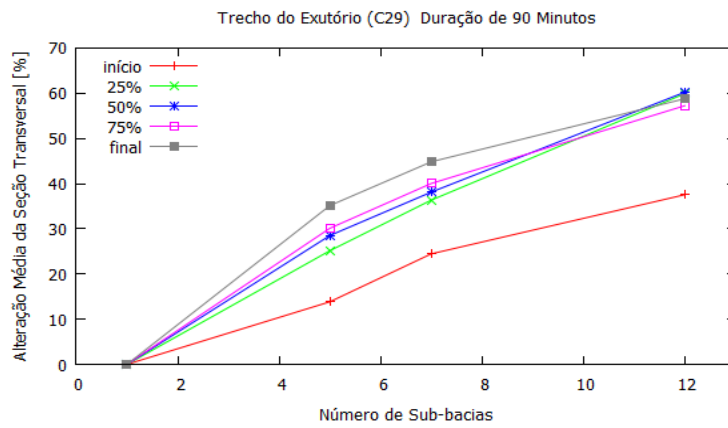


Figura 7.30: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C29, evento de precipitação com duração de 90 minutos.

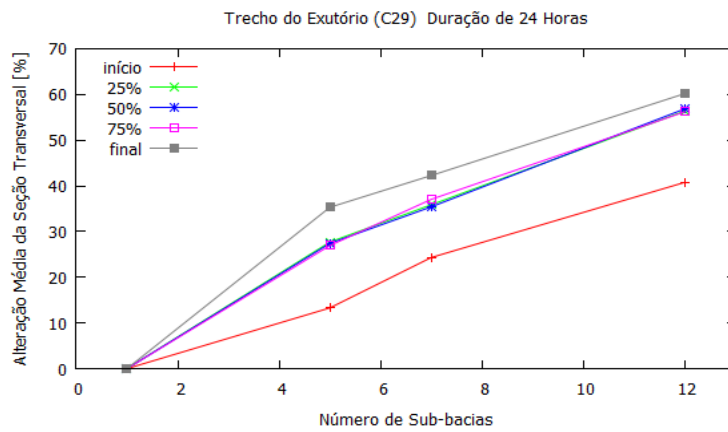


Figura 7.31: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C29, evento de precipitação com duração de 24 horas.

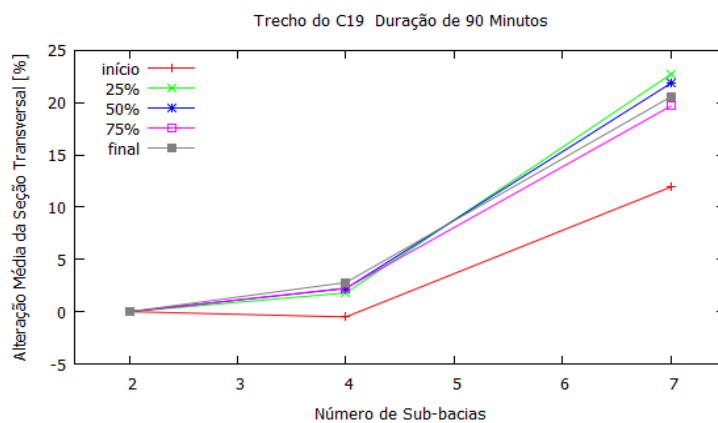


Figura 7.32: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C19, evento de precipitação com duração de 90 minutos.

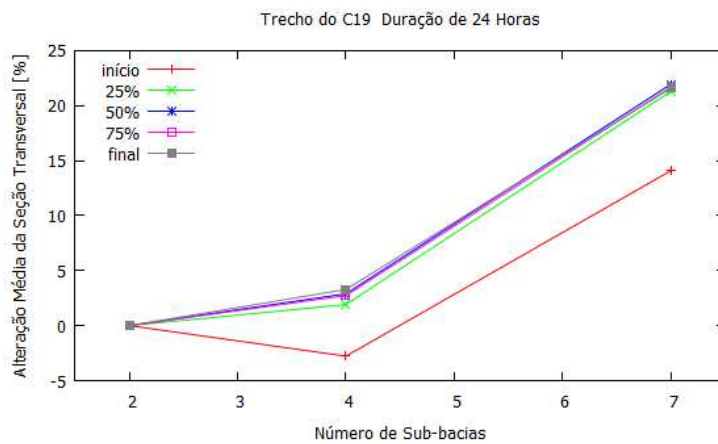


Figura 7.33: Efeito da discretização espacial da bacia na área da seção transversal do trecho C19, evento de precipitação com duração de 24 horas.

Quanto ao efeito do intervalo de tempo, as figuras 7.34 a 7.37 apresentam a mediana da alteração percentual da área da seção transversal com o aumento do intervalo de tempo. Observa-se nesses gráficos uma diminuição da área da seção transversal com o aumento do intervalo de tempo, com uma máxima diminuição de 4% a 6% no trecho C29 e 4% a 8% no trecho C19, para as durações de 24 horas e 90 minutos, respectivamente. Na duração de 90 minutos a posição de 25% apresentou a maior diminuição, sendo as posições de 50% e 75% na duração de 24 horas.

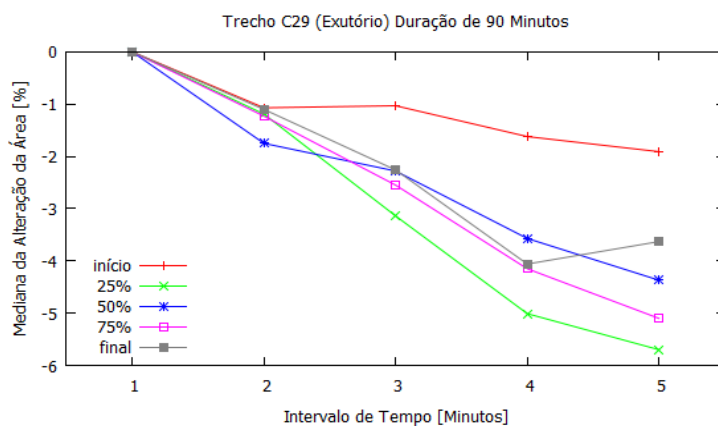


Figura 7.34: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C29 com o intervalo de tempo na duração de 90 minutos.

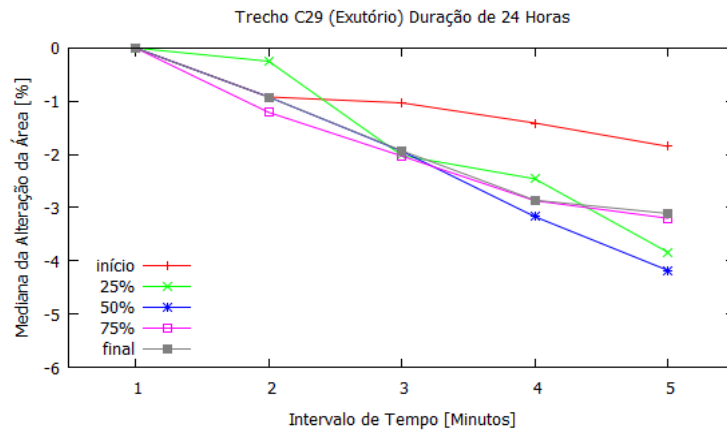


Figura 7.35: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C29 com o intervalo de tempo na duração de 24 horas.

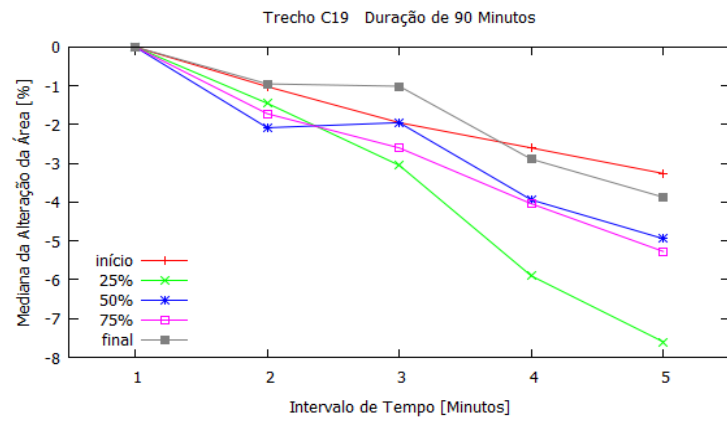


Figura 7.36: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C19 com o intervalo de tempo na duração de 90 minutos.

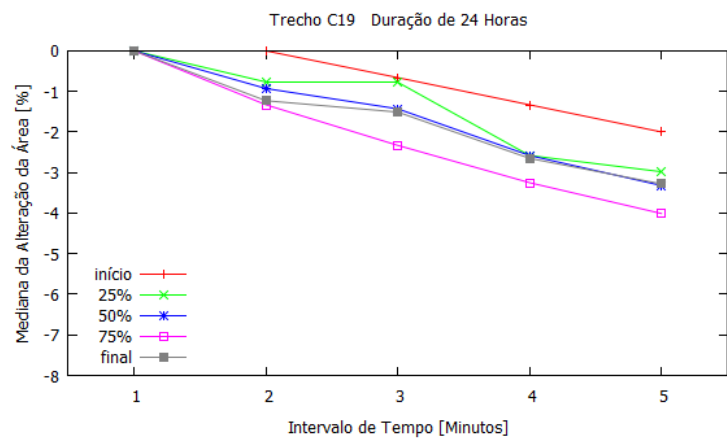


Figura 7.37: Mediana da alteração da área da seção transversal do trecho C19 com o intervalo de tempo na duração de 24 horas.

Por fim, foi feita mais uma análise relacionada à posição do pico da chuva além da previamente apresentada em combinação com a análise da discretização espacial. As figuras 7.38 a 7.44 ilustram o efeito da posição do pico da chuva na área da seção transversal dos trechos C29 e C19.

Em todas as discretizações pode-se observar que a média da área da seção transversal diminui quando o pico da chuva é posicionado no início e 25% do hietograma de projeto, quando comparada com a média da área da seção transversal obtida considerando o pico do hietograma na posição 50%. Observa-se um aumento do valor médio da área da seção transversal quando o pico da chuva é posicionado no 75%. Quando o pico do hietograma é posicionado no final, o aumento depende da duração da precipitação, visto que o mesmo acontece apenas na duração de 90 minutos. Quando o pico do hietograma é colocado na posição do início foi obtida a maior diminuição da área da seção transversal, chegando a diminuir até 39% na duração de 24 horas. Com o pico do hietograma aos 25% da duração, a média de diminuição da área da seção transversal cai para 1%-2% na duração de 24 horas, e para 10%-13% para a duração de 90 minutos. Com o pico do hietograma aos 75% da duração, a média do aumento da área da seção transversal varia entre 1%-2% na duração de 24 horas, e entre 3%-7% para a duração de 90 minutos.

De forma geral observa-se nos resultados obtidos que posicionar o pico da chuva no início do hietograma de projeto pode diminuir em até 39% a área da seção transversal se comparada àquela que seria obtida posicionando o pico da chuva aos 50% da duração. Posicionando o pico da chuva aos 25% da duração, a área da seção transversal pode ser diminuída em até 13%. Posicionando o pico da chuva aos 75% da duração, a área da seção transversal pode ser aumentada em até 7%. Agora posicionando o pico da chuva no final do hietograma, a área da seção transversal pode ser aumentada em até 6% ou diminuída em até 8%, dependendo da duração adotada.

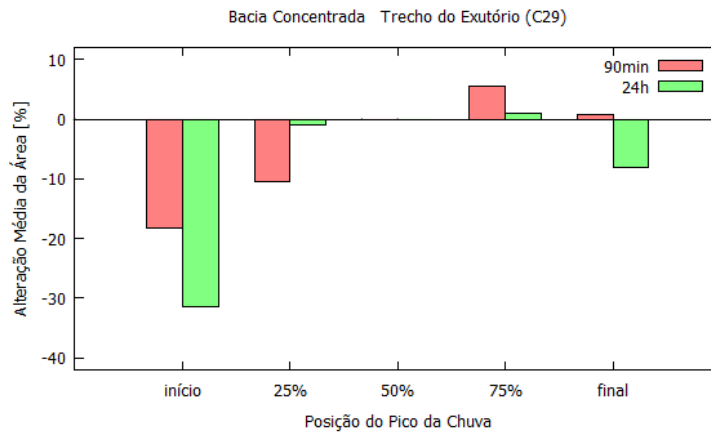


Figura 7.38: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na bacia concentrada com a posição do pico da chuva.

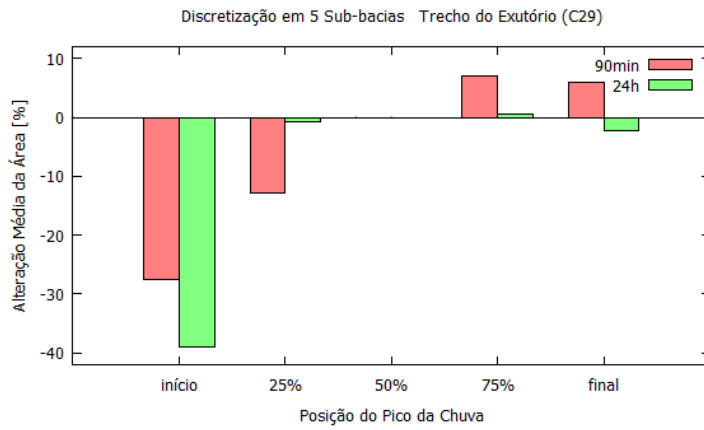


Figura 7.39: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

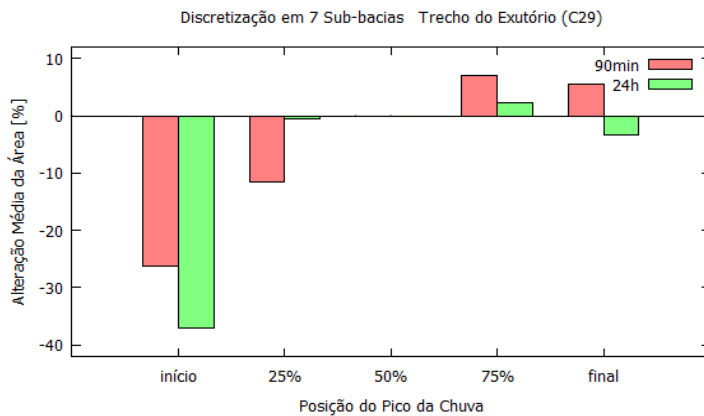


Figura 7.40: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

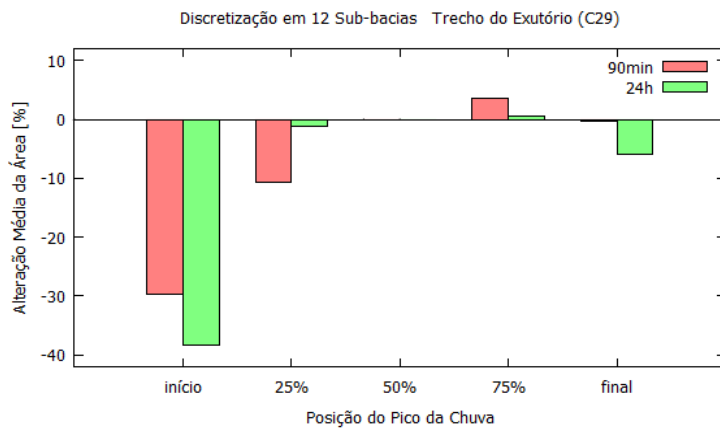


Figura 7.41: Alteração média da área da seção transversal do trecho C29 na discretização em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

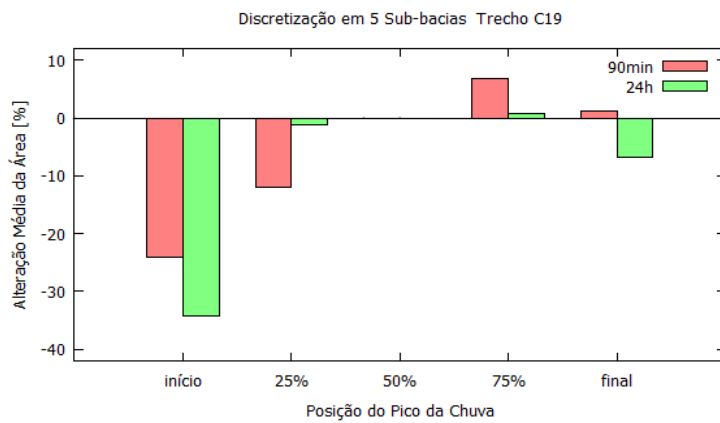


Figura 7.42: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 5 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

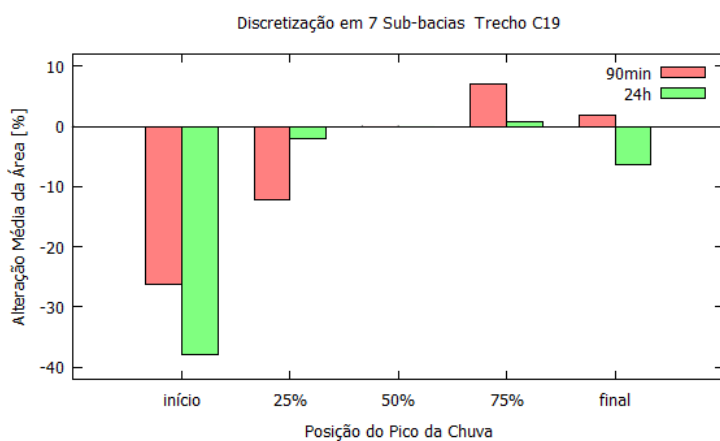


Figura 7.43: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 7 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

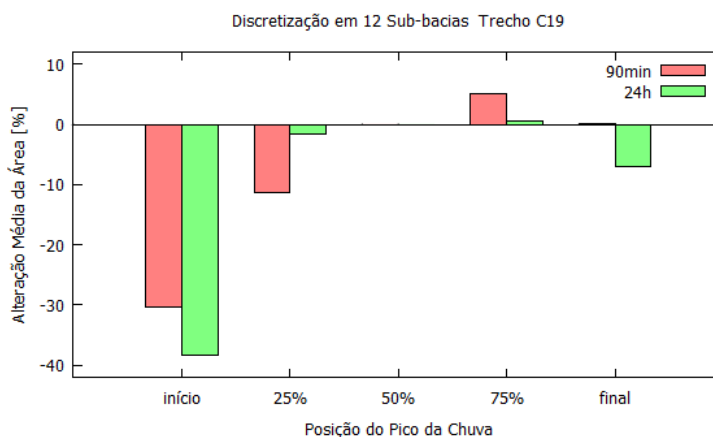


Figura 7.44: Alteração média da área da seção transversal do trecho C19 na discretização em 12 sub-bacias com a posição do pico da chuva.

A tabela 7.1 ilustra de forma resumida os principais resultados acima discutidos.

Tabela 7.1: Resumo dos principais resultados.

Variável	Efeito da discretização espacial da bacia	Faixa de variação
Vazão de pico	O aumento do número de sub-bacias tende a aumentar a vazão de pico do hidrograma de projeto	0-72%
Tempo de pico	O aumento do número de sub-bacias tende a diminuir o tempo de pico do hidrograma de projeto	0-53%
Volume parcial	O aumento do número de sub-bacias tende a aumentar o volume parcial do hidrograma de projeto	0-177%
Área da seção transversal	O aumento do número de sub-bacias tende a aumentar a área da seção transversal dos canais	0-60%
Variável	Efeito do intervalo de tempo da chuva	Faixa de variação
Vazão de pico	O aumento do intervalo de tempo tende a diminuir a vazão de pico do hidrograma de projeto	0-10%
Volume parcial	O aumento do intervalo de tempo tende a diminuir o volume parcial do hidrograma de projeto	0-14%
Área da seção transversal	O aumento do intervalo de tempo tende a diminuir a área da seção transversal dos canais	0-8%
Variável	Efeito da posição do pico da chuva, pico no início da duração	Faixa de variação
Vazão de pico	O pico da chuva no início do evento tende a diminuir a vazão de pico do hidrograma de projeto	0-50%
Área da seção transversal	O pico da chuva no início do evento tende a diminuir a área da seção transversal dos canais	0-39%
Variável	Efeito da posição do pico da chuva, pico aos 25% da duração	Faixa de variação
Vazão de pico	O pico da chuva aos 25% da duração do evento tende a diminuir a	0-17%

	vazão de pico do hidrograma de projeto	
Área da seção transversal	O pico da chuva aos 25% da duração do evento tende a diminuir a área da seção transversal dos canais	0-13%
Variável	Efeito da posição do pico da chuva, pico aos 75% da duração	Faixa de variação
Vazão de pico	O pico da chuva aos 75% da duração do evento tende a aumentar a vazão de pico do hidrograma de projeto	0-10%
Área da seção transversal	O pico da chuva aos 75% da duração do evento tende a aumentar a área da seção transversal dos canais	0-7%
Variável	Efeito da posição do pico da chuva, pico no final da duração	Faixa de variação
Vazão de pico	O pico da chuva no final do evento tende a diminuir a vazão de pico do hidrograma de projeto	0-11%
Área da seção transversal	O pico da chuva no final do evento tende a diminuir a área da seção transversal dos canais	0-8%

7.5. Comparação de alterações da vazão de pico e área da seção transversal

As figuras 7.45 a 7.48 ilustram uma comparação entre os efeitos da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal nos trechos C29 e C19, para as durações de 90 minutos e 24 horas. Observa-se nestes gráficos um comportamento praticamente linear entre a área da seção transversal e vazão do pico. Entretanto, o padrão geral das retas ajustadas indica que os valores das alterações da vazão de pico são superiores aos valores das alterações da área da seção transversal. Isso é mais evidente no trecho C19, onde em quase todos os pontos o aumento percentual da vazão de pico superou o aumento percentual da área da seção transversal. Por outro lado, os coeficientes angulares das retas ajustadas são inferiores durante o evento com duração de 90 minutos, o que significa que um mesmo valor da alteração percentual na vazão de pico causará mais alteração da área da seção transversal durante o evento com duração de 24 horas.

Esses resultados vêm ilustrar que embora a área da seção transversal e vazão de pico tendam a aumentar com o aumento do número de sub-bacias, esse efeito é mais intenso na vazão de pico.

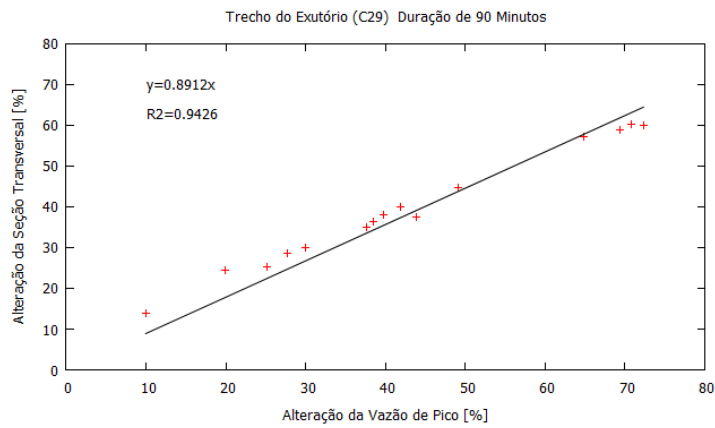


Figura 7.45: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C29 para a duração de 90 minutos.

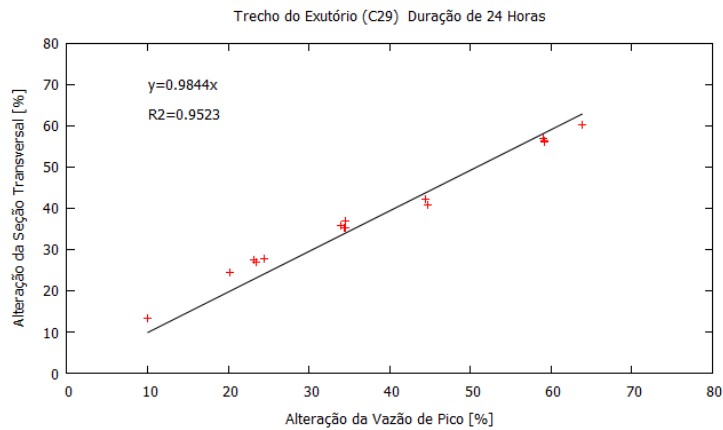


Figura 7.46: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C29 para a duração de 24 horas

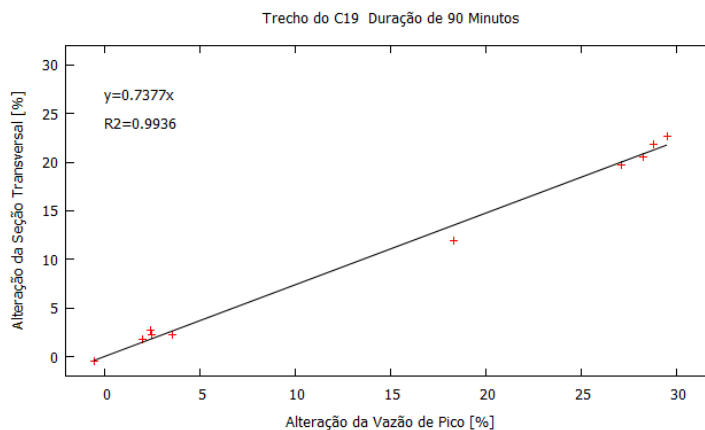


Figura 7.47: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C19 para a duração de 90 minutos.

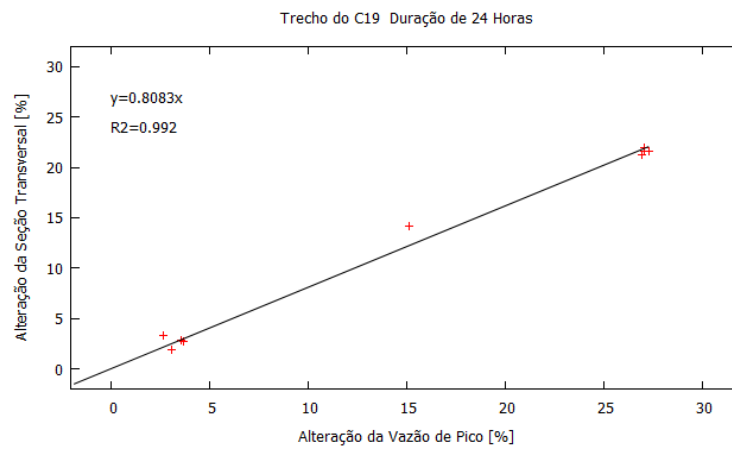


Figura 7.48: Comparação do efeito da discretização espacial da bacia na vazão do pico e área da seção transversal no trecho C19 para a duração de 24 horas.

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 Aspectos Gerais

Este trabalho procurou responder a algumas questões que surgem durante o dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbanos quando estimado o hidrograma de projeto com base no método da precipitação de projeto. Esse procedimento exige que os valores de um conjunto de critérios sejam adotados quanto à discretização espacial da bacia, à posição do pico e discretização temporal do hietograma de projeto. Com base em diferentes combinações dos valores adotados nestes critérios, foi ainda avaliado o impacto no dimensionamento hidráulico do sistema de macrodrenagem dos bairros de Mavalane “A” e Maxaquene “A”. A seguir são apresentadas as principais conclusões do presente trabalho.

A vazão do pico e área da seção transversal tendem a aumentar à medida que o número de sub-bacias é aumentado, porém este efeito é mais pronunciado quando o pico do hietograma de projeto está localizado entre 25% e final da duração do evento, e menos pronunciado quando este está localizado no início. Na vazão de pico, o efeito da discretização da bacia foi mais intenso na duração de 90 minutos em relação à duração de 24 horas, porém, na área da seção transversal os valores máximos dos aumentos foram iguais em ambas durações.

A vazão de pico e área da seção transversal tendem a diminuir com o aumento do intervalo de tempo da chuva, e a diminuição é maior quando o evento de precipitação possui uma duração de 90 minutos, onde uma diminuição máxima de 10% na vazão de pico causou diminuição máxima de 8% na área da seção transversal do canal. O efeito do intervalo de tempo é mais sensível entre as posições do pico da chuva de 25% e final.

A vazão de pico e área da seção transversal tendem a diminuir quando o pico do hietograma de projeto está localizado no início e 25%, e tendem a aumentar quando o mesmo pico está localizado no 75%. Na posição do final a alteração depende da duração do evento de precipitação, podendo aumentar a vazão de pico na duração de 90 minutos ou diminuir na duração de 24 horas, ou mesmo diminuir em ambas, embora isso tenha sido pouco frequente. O hietograma com pico no início é o que causa maior diminuição, sendo que uma diminuição

máxima de 50% na vazão de pico causou diminuição de 39% na seção transversal, principalmente na duração de 24 horas. O hietograma com pico aos 25% da duração é o que causa a segunda maior diminuição, podendo atingir cerca de 17% na vazão do pico e, conseqüentemente, 13% na área da seção transversal, principalmente na duração de 90 minutos.

O tempo de pico tende a diminuir com o aumento do número de sub-bacias, porém esse efeito é mais pronunciado quando o pico do hietograma de projeto está localizado no início, onde chega a diminuir até 53%. Nas restantes posições do pico da chuva a diminuição chega até 38% na duração de 90 minutos e 23% na duração de 24 horas, respectivamente.

O volume parcial do hidrograma de projeto tende a aumentar com o aumento do número de sub-bacias, chegando a atingir cerca 177% no exutório da bacia. Nas posições do pico no início e 25% do hietograma de projeto (em relação a posição do 50%) o volume parcial tende a diminuir, passando a aumentar na posição do 75% e depois diminuindo na posição do final. O volume também apresentou tendência decrescente com o aumento do intervalo de tempo, onde chegou diminuir em até 14% durante o evento com duração de 90 minutos. Esse efeito é menor durante o evento de precipitação com duração de 24 horas, onde chega a diminuir em até 4%.

O efeito da discretização espacial da bacia foi o mais intenso de todos, revelando a importância que este pode ter nas obras propostas. Deste modo é recomendável sempre que possível, discretizar a bacia com vista a representar numa escala adequada a heterogeneidade dos processos hidrológicos.

No estudo de caso analisado, o efeito da discretização espacial da bacia na vazão de pico, volume parcial e tempo de pico do hidrograma de projeto é causado pela diminuição dos valores e amplitude dos tempos de concentração das sub-bacias, à medida que o número de sub-bacias é aumentado. Isso faz com que os picos dos hidrogramas de projeto das sub-bacias cheguem em intervalos de tempo muito próximos no ponto de análise, cruzando-se, o que resulta em maiores picos e menores tempos de pico. Quando o número de sub-bacias é reduzido (discretização em 7 e 5 sub-bacias), os valores e a amplitude dos tempos de concentração aumentam, causando a atenuação dos picos dos hidrogramas e conseqüente aumento dos seus tempos de pico.

O pico da chuva aos 75% da duração é que representou a situação mais crítica do hidrograma de projeto, sendo mais recomendável a sua utilização no dimensionamento em

relação às outras posições do pico da chuva. O pico da chuva no início do evento é que representou a situação menos crítica do hidrograma de projeto, e isso é devido provavelmente, ao fato de no início da chuva o solo ainda possuir maior capacidade de infiltração, atenuando os picos dos hidrogramas de projeto. Quando o pico da chuva não acontece no início, parte da precipitação é infiltrada nos primeiros instantes, reduzindo a capacidade de infiltração do solo, e quando o pico acontece, maior parte dele é escoado superficialmente, resultando em hidrogramas de projeto com maiores picos.

O efeito do intervalo de tempo no hidrograma de projeto é causado pela perda da representatividade, principalmente no seu pico. Este efeito é mais intenso durante durante eventos com menores durações, visto que a distribuição temporal destes é representada por poucos pontos, e facilmente podem perder a sua representatividade com o aumento do intervalo de tempo, contrariamente aos eventos com maiores durações. Na vazão de pico, área da seção transversal e volume parcial do hidrograma de projeto, o efeito do intervalo de tempo é menos intenso que os efeitos da discretização espacial da bacia e posição do pico do hidrograma de projeto, porém este não depende muito do local de análise na bacia, podendo afetar todo o sistema sem causar muitas diferenças nos seus valores. Contudo, mesmo observando-se que este efeito é menos intenso nos eventos de precipitação com durações maiores, é recomendável usar os menores intervalos de tempo com vista a representar melhor os hidrogramas, e reduzir os possíveis efeitos nas obras propostas.

8.2 Limitações do trabalho

Não foi objetivo deste trabalho identificar o melhor método a ser adotado nos projetos de dimensionamento de sistemas de águas pluviais, mas sim ilustrar o quão os resultados obtidos são dependentes do método adotado, e o quão o método adotado pode influenciar o hidrograma de projeto e, conseqüentemente, o dimensionamento hidráulico de projetos.

Os resultados deste trabalho estão limitados aos dados disponibilizados, aos métodos adotados e ao estudo de caso investigado, na medida em que não podem ainda ser generalizados, mas sim complementados com mais pesquisas.

Várias simplificações foram feitas no sentido de representar a situação real da bacia de forma mais intuitiva. Muitas incertezas podem surgir deste a equação da IDF usada, que pode não representar melhor o padrão da precipitação do local de estudo, a determinação dos parâmetros CN e tempo de concentração, e a discretização espacial da bacia, que podem ter embutido neles certo grau de subjetividade.

Os intervalos de tempo usados superam de forma ligeira em poucas sub-bacias, o limite recomendado na literatura, e isso pode ter influenciado de certo modo, parte dos resultados. As durações escolhidas poderiam ter sido alargadas ou diminuídas, e não se sabe de que forma isso poderia influenciar os resultados. O número de sub-bacias poderia ter sido aumentado e não se sabe de que forma isso também poderia influenciar os resultados. Por outro lado, não se sabe ainda qual é o limite do número de sub-bacias ou proporção da área mínima (em relação à área total da bacia) onde o efeito da discretização continua válido.

Contudo, apesar das limitações do estudo, foi possível determinar de forma quantitativa os efeitos avaliados.

8.3 Recomendações

É recomendável que os os resultados alcançados no presente estudo sejam comparados com os obtidos em bacias onde existem dados observados de precipitação e vazão para a verificação. A metodologia adotada deve ser testada em bacia com outros formatos, com diferentes tamanhos e redes de drenagem para avaliar o seu efeito nos resultados. Devem também ser consideradas outras variáveis, analisados mais pontos no interior da bacia, analisados outros intervalos de tempo, analisado maior número de sub-bacias, para além de determinar a área mínima a partir da qual o efeito da discretização espacial já não influencia as variáveis do hidrograma de projeto.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adams, B. J.; Howard C. D. D. 1986. Design Storm Pathology. *Revue Canadienne des Ressources Hydriques*, Vol. j 1, No. 3, pp. 2, 6-7.
- Akan, A. O.; Houghtalen R. J. 2003. Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality: Engineering Applications and Computer Modelling. *JohnWiley e Sons, Inc.*USA. Cap.2, pp.7-27.
- Allasia, D. G. 2002. Impacto das Incertezas no Custo de uma Rede de Macrodrenagem. *Dissertação de Mestrado*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. UFRGS.
- Allasia, D. G.; Villanueva, A. O. N. 2007a. Custo da incerteza na macrodrenagem urbana I: determinação dos parâmetros mais sensíveis na modelagem de macrodrenagem urbana. *ABRH, vol 12 n.1*, pp. 65-77.
- Allasia, D. G.; Villanueva, O. A. 2007b. Custo da Incerteza na Macrodrenagem Urbana II: Influência do Erro na Estimativa do CN Sobre o Custo de Investimento da Rede. *ABRH, Vol 12 N.1:79-90*.
- Barbosa, A. E.; Fernandes J. N.; David L. M. 2012. Key Issues for Sustainable Urban Stormwater Management. *Water research* 46, pp.6787-6798.
- Bastos, G. A. P. 2007. Análise dos Parâmetros do Modelo SWMM Para Avaliação do Escoamento em duas Bacias Periurbanas em Santa Maria-RS. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS).
- Beven, K. 2012. Rainfall-Runoff Modelling: The Primer. *Wiley-Blackwell*. 2ed.U.K. Cap.2, pp. 25-26.
- Bidone, F. R. A.; Tucci C. E. M. 1995. Microdrenagem. In: Carlos E. M. Tucci, Rubem La Laina Porto, Mário T. de Barros (Organizadores). *Drenagem Urbana*. Editora da UFRGS/ABRH. Porto Alegre. Cap.3, pp.77-78.
- BR-Boletim da República*. 2003. Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais. I série número 26. República de Moçambique, 55p.
- Brown, S. A.; Stein S. M.; Warner J.C. 2001. Urban Drainage Design Manual. *Hydraulic Engineering Circular* No.22, Second Edition. Publication No.FHWA-NHI-01-021, pp.2-9, 4-30, 6-5.

- Carleton, M. G. 1990. Separate and Combined Sewers - Experience In France and Australia. *IAHS Publ.* no.198, 1p.
- Chen Lu-Hsien, Lin Gwo-Fong, Hsu Chen-Wang. 2011. Development of Design Hyetographs for Ungauged Sites Using an Approach Combining PCA, SOM and Kriging Methods. *Water Resour Manage*, DOI 10.1007/s11269-011-9791-4.
- Chow V. T., Maidment D. R., Mays L. W. 1988. Applied Hydrology. *McGraw-Hill Book Company*. Cap.14, p.443-47, Cap.15, 494p.
- Collodel M. G., Reis L. F. R. 2009. Avaliação de Diferentes Níveis de Detalhamento da Bacia Hidrográfica na Simulação da Transformação Chuva-Vazão– Estudo de caso: Bacia Hidrográfica do Córrego do Gregório. *Anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH. Campo Grande-MS.
- Culvert. Disponível em http://water.epa.gov/polwaste/nps/urban/upload/2003_07_24_NPS_unpavedroads_ch3.pdf. Acessado em 25 Dez.2013.
- Daniil, E. I.; Michas, S. N.; Lazaridis, L. S. 2005. Hydrologic Modeling for the Determination Of Design Discharges in Ungauged Basins. *Global NEST Journal*, Vol 7, No 3, pp 296-305.
- Dankenbring S. C.; Mays, D. C. 2009. Catchment Discretization in the Colorado Urban Hydrograph Procedure: A Case Study in the East Toll Gate Creek Watershed, Arapahoe County, Colorado. *doc* 10/5/2009.
- DCWSA-District of Columbia Water and Sewer Authority. 2002. Combined Sewer System Long Term Control Plan. *Final Report*, 38p.
- De Souza, L. R.; Cunha, A. C.; Pinheiro, L. A. R. 2008. Aplicação do IPHS1 para Estudo do Comportamento da Vazão no Rio Amapari-Ap: Energia E Saneamento. *Anais do XV Congresso Brasileiro de Meteorologia*. São Paulo, SP-Brasil.
- DNA-Direção Nacional de Águas. 2005. Drenagem das Bacias “B” e ”C” da Cidade de Maputo. *2ª fase*. Maputo, 6p.
- Dos Santos, R.; Tucci, C.; Silveira, A.; Filho, A. S. M. 2001. Estimativa de Hidrograma de Projeto com Base na Incerteza dos Parâmetros do Modelo. *RBRH*, vol 6, n1, pp.29-41.
- El-Jabi, N.; Sarraf, S. 1991. Effect Of Maximum Rainfall Position On Rainfall-Runoff Relationship. *Hydraul. Eng.* 117, pp.681-685.

- EPA-United States Environmental Protection Agency. 1995. Combined Sewers Overflow: Guidance for Funding Options. Office of Water, EPA 832 B-95-007.
- Garcias, J. I. B.; Paiva E. M. C. D.; Brites A. P. Z.; Paiva R. C. D. 2004. Avaliação da Discretização em uma Bacia Hidrográfica Urbana, Através Do Modelo SWMM. *Anais XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica*. São Pedro-SP.
- Ghosh, I.; Hellweger, F. L. 2012. Effects Of Spatial Resolution In Urban Hydrologicsimulations. *J. Hydrol. Eng*, 17:129-137.
- Gomes A. P. 2008. Acumulação e Transporte de Sedimentos na Microdrenagem: Monitoramento e Modelagem. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS).
- Hjelmfelt, Jr. A. T. 1991. Investigation of Curve Number Procedure. *J. Hydraul. Eng*.117, pp.725-737.
- <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/wq/models/swmm/>, acessado no dia 16 de Abril de 2013.
- Júnior. P. B. 1986. Drenagem Urbana: Manual de Projeto. *CETESB/ASCETESB*. 3ed. São Paulo. Cap.7, 332p.
- Khakbaz B., Imam B., Hsu K., Sorooshian S. 2009. From lumped to distributed via semi-distributed: Calibration strategies for semi-distributed hydrologic models. *j.jhydrol.02.021*, pp.61-77.
- Kling H., Gupta H. 2009. On the development of regionalization relationships for lumped watershed models: The impact of ignoring sub-basin scale variability. *Journal of Hydrology* 373, pp.337–351.
- Lin Gwo-Fong; Chen Lu-Hsien; Kao Shih-Chieh. 2005. Development of regional design hyetographs. *Hydrol. Process* 19, pp.937–946.
- Longobardia A., Villani P., Grayson R. B., Western A. W. 2003. On The Relationship Between Runoff Coefficient And Catchment Initial Conditions. *Proceedings of MODSIM*.1p..
- Mahunguana, M. J.; Bravo, J. M.; Kayser, R.; Mamédio, F.; Fan, F. M.; Bortolin, T., Conterato, E.; Sorribas, M. V.; Echeverria C. 2013. Efeito da Discretização Espaço-Temporal na Estimativa do Hidrograma de Projeto. *Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH. Bento Gonçalves-RS. PAP012810.

- Maria de Fátima Bichançã. 2006. Bacias de Retenção em Zonas Urbanas como Contributo para a resolução de Situações Extremas: Cheias e Secas. *Dissertação de Mestrado*. Universidade do Porto, FEUP.
- Marins, A. P. 2004. Simulação Hidrológica do Reservatório do Vacacaí-Mirim / Santa Maria-Rs, Utilizando o Sistema IPHS1. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal De Santa Maria (UFSM, RS).
- Martins, J. R. S. 1995. Obras de Macrodrenagem. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R. L. L; Mário, De Barros, T. (Organizadores). Drenagem Urbana. *Editora da UFRGS/ABRH*. Porto Alegre. Cap.5,167p.
- Martins, J. R. S., Miguel Gukovas. 2010. Hidráulica Básica: Conduitos forçados, Instalações de Recalque. *Notas de aula*, pp.21-35.
- McCuen, R. H. 2009. Uncertainty Analyses of Watershed Time Parameters. *J.Hydrol. Eng.*14, pp.490-498.
- McCuen, R. H.; WONG, S. L.; RAWLS, W.J. 1984. Estimating urban time of concentration. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 110, n.7, ASCE, pp.887-904.
- Moruzzi, R. B., Da Cunha, C. M. L.; Braga R. 2009. A Questão do Escoamento Superficial em Áreas Degradadas por Processos Erosivos Lineares: A Importância de uma Estratégia de Análise. *Engenharia Ambiental - Espírito Santo do Pinhal*, v. 6, n. 2, pp.073-088.
- Norbiato, D.; Borga, M.; Merz, R.; Blöschl, G.; Carton, A. 2009. Controls on event runoff coefficients in the eastern Italian Alps. *Journal of Hydrology* 375, pp.312–325.
- Park, D.; Gironás, J.; Roesner, L. A; Farber, M. A; Sukhwan, J. 2006. Improvement of the EXTRAN block in Storm Water Management Model (SWMM4.4h).
- Parkinson, J.; Mark, O. 2005. Urban Stormwater Management in Developing Countries. *IWA. London*. Cap.1, pp.1-2, Cap.6, pp.84-91, Cap.8, 121p.
- Petersen, G. 2012. Respondendo as mudanças climáticas em Moçambique: Tema 5: Água. Maputo: *INGC*, pp177-261.
- Pilgrim, D. H.; Cordery I. 1993. Flood Runoff. Peak flows for small to medium-sized basins. In: David R. Maidment (Editor chefe). *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill. United States, pp.9.14-9.25.
- Ponce. V. M. 1989. Engineering Hydrology, Principles and Practices. *Prentice Hall*. New Jersey. Cap.4, pp.119-121, Cap.5, pp.155-157, Cap. 14, 452p.

- Porto Alegre, Prefeitura Municipal. 2005. Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana. vol 6. Porto Alegre, 26p.
- Porto R., Kamel Zahed F., Tucci C., Bidone F. 2012. Drenagem Urbana. In: Tucci, C. E. M. (Organizador). Hidrologia: Ciência e aplicação. Editora da UFRGS/ABRH. Porto Alegre. Cap.21, pp.813-836.
- Porto, R. L. L. 1995. escoamento Superficial Direto: Determinação do tempo de concentração. In: Tucci, C. E. M.; Porto R. L. L.; De Barros M. T. (Organizadores). Drenagem Urbana. Editora da UFRGS/ABRH. Porto Alegre. Cap.4, pp.131-34.
- Quader, A.; Guo, Y. 2006. Peak Discharge Estimation Using Analytical Probabilistic and Design Storm Approaches. *J. Hydrol. Eng.* 11, pp.46-54.
- Rossman L. A. 2008. Storm Water Management Model User's Manual. *United States Environmental Protection Agency*. Version 5.0, pp.1-2.
- Seibt, A. C.; Da Silva, T. M. F.; Formiga K. T. M. 2011. Avaliação Do Impacto Da Rede De Drenagem Da Bacia Hidrográfica Do Córrego Serrinha, Em Goiânia. *Anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH. Maceió – AL.
- Silveira, A. L. L. 2005. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. *RBRH*, vol 10, n1, pp.5-23.
- Singh, V. P.; Woolhiser D. A. 2002. Mathematical Modeling of Watershed Hydrology. *J. Hydrol. Eng.* 7, pp.270-292.
- Smithers J., Schulze R., Kienzle S. 1997. Design Flood Estimation Using A Modelling Approach: A Case Study Using The Acru Model. *Iahs, Publ.* 240, pp.365-375.
- Steffen J. L.; Andrade A. C.; Sobrinho T. A.; Oliveira P. T. S.; Rodrigues D. B. B. 2009. Hidrograma Unitário Instantâneo Geomorfológico Aplicado A Bacias Desprovidas De Dados Hidrológicos. *UNESP, Geociências*, v. 28, n. 3, pp.247-254, São Paulo.
- Tucci. C. E. M. 2005. Modelos Hidrológicos. Editora da UFRGS/ABRH. Porto Alegre. Cap.9, pp.415-418.
- Tucci, C. E. M.; Zamanillo, E. A. 1989. Sistema de Simulação Precipitação-Vazão IPHS1. Porto Alegre. *IPH-UFRGS*, 66p.
- Tucci. C. E. M. 2012a. Vazão Máxima e Hidrograma de Projeto: Vazão máxima com base na precipitação:método racional. In: Tucci, C. E. M. Hidrologia: Ciência e aplicação. Editora da UFRGS/ABRH. Porto Alegre. Cap.14, pp.539-540.

- Tucci, C. E. M. 2012b. Escoamento Superficial: Determinação da precipitação efetiva. In: Tucci, C. E. M. Hidrologia: Ciência e aplicação. *Editora da UFRGS/ABRH*. Porto Alegre. Cap.11, pp.406-408.
- United Nations. 2001. Population, Environment and Development: *The Concise Report*. Chapter 6 In: Population, environment and development in urban settings. New York. 40p.
- United States Environmental Protection (EPA). 1995. Combined Sewer Overflow. *Guidance for Funding options*, 8p.
- Urbonas B. R.; Roesner, L. A. 1993. Hydrologic Design for Urban Drainage And Flood Control. Policy, criteria, and drainage system planning. In: Maidment D. R. (Editor chefe). *Handbook of Hydrology*. *McGraw-Hill*. United States, pp.28.3-28.4.
- Urbonas B. R.; Roesner L. A. 1993a. Hydrologic Design for Urban Drainage And Flood Control. Storm sewer design. In: Maidment D. R. (Editor chefe). *Handbook of Hydrology*. *McGraw-Hill*. United States, 28.15p.
- USDA-United States Department of Agriculture. 1986. Urban Hydrology for Small Watersheds:TR-55. *Technical Release 55*. Cap.2, 2-2p.
- Vaeza, R. F.; Vieira, A. C.; Maia, A. G.; Filho, P. C. O. 2009. A Influência do Uso de Diferentes Metodologias para a Determinação do Uso do Solo no Cálculo de Vazão de Cheia. *XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH, Campo Grande – MS.
- Veneziano, D; Villani P. 1999. Best linear Unbiased Design Hyetograph. *Water Resources Research* 35, pp.2725–2738.
- Viterbo, A.; Pandolfoa, C.; Stellutia, M.; Barbettab, S.; Brocca L. 2008. Effects of Rainfall and Soil/Land Use Spatial Distribution on Hydrological Response at Different Scales. *iEMSs*.
- Wilken, P. S. 1978. Engenharia de Drenagem Superficial. *CETESB*. Sao Paulo. Cap.3, 132p, Cap.4, 380p.
- Wilson, C. B., Valdes; J. B.; Rodriguez-Iturbe, I. 1979. On the Influence of the spatial distribution of rainfall on storm runoff. *Water Resources Research* 15 (2), pp.321–328.
- Wood E. F.; Sivapalan, M.; Beven, K.; Band, L. 1988. Effects of Spatial Variability and Scale with Implication to Hydrologic Modelling. *Journal of Hydrology* 102, pp.29-47.
- World Meteorological Organization (WMO). 1994. Guide to Hydrological Practices: Data Acquisition and Processing, Analysis, Forecasting and other Applications. WMO-No. 168, 405p.

- Yu Z., Lu Q, Zhu J., Yang C., Jun Q., Yang T., Chen X., Sudicky E. A. 2014. Spatial and Temporal Scale Effect in Simulating Hydrologic Processes in a Watershed. *J. Hydrol. Eng* (não editado ainda).
- Yue, S.; Ouarda, T. B. M. J.; Bobée, B.; Legendre, P.; Bruneau, P. 2002. Approach for Describing Statistical Properties of Flood Hydrograph. *J. Hydrol. Eng.*7, pp.147-153.

ANEXO I: Vazões de Pico no exutório da bacia e Trecho C19 para as durações de 90 minutos e 24 horas.

Vazão de pico do hidrograma de projeto no exutório (m ³ /s) Duração de 90 minutos																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	33,87	36,98	40,71	49,64	39,30	49,36	55,30	70,77	46,11	58,94	65,44	80,25	49,75	65,13	71,68	85,50	45,89	64,20	70,03	79,07
2	33,69	36,91	40,39	48,59	38,85	48,97	54,26	67,69	45,38	58,08	64,09	78,32	49,16	64,02	70,18	83,56	45,62	63,46	68,81	78,09
3	33,50	36,74	40,24	48,12	38,05	47,82	52,67	65,80	45,08	57,65	62,89	76,79	48,58	63,11	68,82	72,95	45,36	62,24	67,31	76,79
4	33,30	36,69	39,92	47,75	37,25	46,13	51,19	62,60	44,28	56,66	61,32	75,10	47,65	61,95	67,16	79,66	44,87	60,65	65,91	74,53
5	33,12	36,83	39,66	46,93	36,82	45,94	50,13	61,34	44,08	56,09	60,65	73,66	47,44	61,29	66,27	78,38	44,71	61,21	65,79	75,24
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Vazão de pico do hidrograma de projeto exutório (m ³ /s) Duração de 24 horas																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	33,87	37,08	40,65	49,65	57,92	72,58	78,83	94,62	58,96	72,99	80,53	96,31	59,45	73,86	81,30	97,12	51,87	71,03	76,38	87,64
2	33,69	36,91	40,44	49,10	57,43	71,74	77,54	92,55	58,46	72,4	79,44	94,20	58,95	73,04	79,90	95,05	51,61	70,06	75,42	85,93
3	33,50	36,87	40,32	48,42	56,94	70,8	76,31	90,82	58,00	71,46	78,02	92,49	58,49	72,17	78,63	93,29	51,37	68,63	73,73	84,29
4	33,30	36,72	40,00	47,98	56,45	69,97	75,05	88,85	57,49	70,64	76,61	90,38	57,98	71,34	77,25	91,07	51,04	67,77	72,74	82,64
5	33,12	36,72	39,97	47,24	56,06	69,3	73,98	86,60	57,12	69,83	75,70	88,15	57,60	70,55	76,25	88,92	50,99	67,63	72,71	80,42
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Vazão de pico do hidrograma de projeto no trecho C19 (m ³ /s) Duração de 90 minutos															
Δt (min)	Pico da chuva no início			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 50%			Pico da chuva no 75%			Pico da chuva no final		
1	22,75	22,72	27,54	29,27	29,78	39,09	34,36	35,14	45,13	37,24	38,74	48,10	34,44	35,22	44,62
2	22,60	22,50	26,73	28,73	29,42	37,15	33,68	34,67	43,64	36,65	38,02	46,98	34,07	34,95	43,88
3	22,41	22,31	26,44	27,84	28,59	36,17	33,31	34,36	42,79	36,30	37,46	45,86	33,72	34,59	43,15
4	22,21	22,11	26,02	26,95	27,55	34,51	32,55	33,13	41,63	35,14	36,64	44,57	33,03	33,97	42,08
5	22,05	21,79	25,87	26,51	26,74	33,60	32,13	32,84	40,74	34,98	35,94	43,78	32,82	33,48	41,86
Número de sub-bacias	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12

Vazão de pico do hidrograma de projeto no trecho C19 (m ³ /s) Duração de 24 Horas															
Δt (min)	Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 25%		
1	23,17	22,67	24,67	41,65	42,99	53,85	42,58	44,12	55,02	42,92	44,48	55,64	38,39	39,36	49,70
2	23,22	22,54	27,06	41,22	42,41	52,66	42,04	43,51	53,86	42,44	43,97	54,46	38	38,71	49,04
3	22,88	22,36	26,77	40,71	41,89	51,72	41,55	42,94	52,82	41,95	43,40	53,34	37,75	38,62	48,29
4	21,92	22,16	26,39	39,97	41,23	50,46	40,83	42,28	51,54	41,24	42,73	52,08	37,16	38,36	47,21
5	22,67	22,00	26,11	39,71	41,03	49,38	40,45	42,07	50,45	40,81	42,50	51,04	36,86	38,14	44,91
Número de sub-bacias	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12

ANEXO II: Áreas das seções transversais dos canais C29, C19 e canal da bacia concentrada para as durações de 90 minutos e 24 horas.

Área da seção transversal do canal C29 [m ²] Duração de 90 minutos																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	9,03	10,18	11,16	12,45	9,98	12,52	13,73	16,39	11,13	14,19	15,41	17,99	11,66	15,34	16,55	18,72	11,03	15,20	16,23	17,77
2	8,93	10,07	11,16	12,31	9,87	12,44	13,55	16,07	10,92	14,12	15,16	17,63	11,55	15,06	16,31	18,53	10,97	14,94	15,99	17,64
3	8,87	10,18	11,11	12,24	9,71	12,23	13,23	15,57	10,87	13,98	15,07	17,41	11,50	15,00	16,07	17,56	10,97	14,80	15,83	17,41
4	8,87	10,07	10,99	12,16	9,61	11,89	13,05	14,98	10,76	13,84	14,82	17,18	11,39	14,74	15,82	17,87	10,92	14,46	15,67	16,95
5	8,82	10,18	10,99	12,07	9,56	11,89	12,86	14,89	10,71	13,77	14,65	16,95	11,34	14,60	15,66	17,64	10,87	14,60	15,58	17,18
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Área da seção transversal do canal C29 [m ²] Duração de 24 horas																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	8,98	10,20	11,20	12,75	12,97	16,71	17,63	20,72	13,13	16,86	18,09	20,89	13,34	16,86	18,09	21,11	12,08	16,47	17,28	19,69
2	8,93	10,10	11,08	12,64	12,97	16,63	18,37	20,46	13,13	16,71	17,85	20,69	13,18	16,87	17,87	20,79	11,97	16,31	17,18	19,47
3	8,93	10,10	11,08	12,52	12,86	16,39	17,25	20,15	13,07	16,55	17,49	20,46	13,13	16,71	17,64	20,46	11,92	16,15	16,95	19,02
4	8,93	10,10	10,99	12,41	12,81	16,31	17,18	19,69	12,81	16,39	17,25	20,15	13,02	16,47	17,48	20,15	11,92	15,99	16,79	18,99
5	8,82	10,00	11,07	12,41	12,71	16,07	16,95	19,54	12,81	16,23	17,25	19,67	12,92	16,31	18,78	19,91	11,87	15,91	16,79	18,54
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Área da seção transversal do canal C19 [m ²] Duração de 90 minutos															
Δt (min)	Pico da chuva no início			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 50%			Pico da chuva no 75%			Pico da chuva no final		
1	7,55	7,60	8,69	9,04	9,15	11,10	10,11	10,38	12,52	10,82	11,11	13,13	10,18	10,48	12,38
2	7,52	7,52	8,44	8,89	9,15	10,93	9,90	10,18	12,23	10,72	10,91	12,90	10,07	10,38	12,30
3	7,52	7,45	8,33	8,73	8,93	10,76	9,97	10,18	12,05	10,62	10,82	12,67	10,07	10,38	12,07
4	7,47	7,40	8,26	8,50	8,70	10,44	9,76	9,97	11,82	10,38	10,72	12,37	9,90	10,18	11,89
5	7,45	7,35	8,26	8,42	8,43	10,25	9,73	9,87	11,66	10,35	10,52	12,23	9,87	10,07	11,75
Número de sub-bacias	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12

Área da seção transversal do canal C19 [m ²] Duração de 24 horas															
Δt (min)	Pico da chuva no início			Pico da chuva no 25%			Pico da chuva no 50%			Pico da chuva no 75%			Pico da chuva no final		
1	7,94	7,50	8,55	11,66	11,75	14,38	11,77	12,16	14,63	11,98	12,16	14,73	11,01	11,34	13,63
2	7,61	7,50	8,55	11,57	11,84	14,18	11,66	12,07	14,44	11,82	12,10	14,47	10,94	11,20	13,42
3	7,61	7,45	9,68	11,57	11,75	14,00	11,68	11,98	14,18	11,70	12,07	14,28	10,84	11,20	13,23
4	7,61	7,40	8,46	11,36	11,66	13,73	11,57	11,84	13,92	11,59	11,98	14,02	10,72	11,15	13,05
5	7,49	7,35	8,42	11,32	11,57	13,45	11,43	11,75	13,71	11,50	11,89	13,81	10,65	11,05	12,52
Número de sub-bacias	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12	5	7	12

ANEXO III: Volume parcial do hidrograma de projeto considerando vazões de corte de 10-10, 20-20, 30-30 e 40-40m³/s e durações de 90 minutos e 24 horas.

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 90 minutos [vazão de corte 10-10m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	16905 6,63	17227 4,49	17180 4,05	17554 9,47	17023 7,30	17236 0,90	17188 0,84	17547 1,14	17222 9,57	17129 7,44	17025 6,80	17322 7,13	17123 8,51	16944 4,56	16880 9,02	17228 1,85	16971 8,16	16902 7,17	16897 5,83	17262 2,38
2	16898 6,19	17205 9,88	17161 4,40	17527 0,16	17017 1,87	17214 3,22	17168 2,74	17536 1,54	17214 8,91	17133 8,04	17030 3,99	17313 0,93	17161 8,87	16937 2,98	16870 6,43	17191 9,04	16970 5,94	16877 8,82	16878 6,02	17227 5,15
3	16878 4,24	17145 0,90	17095 4,92	17470 4,65	16992 1,54	17169 8,84	17120 9,01	17481 1,84	17217 4,16	17092 6,99	16971 2,19	17260 7,86	17164 4,15	16893 4,64	16819 8,27	17208 0,89	16954 4,42	16844 6,74	16840 7,20	17191 1,76
4	16633 2,11	16877 3,45	16838 1,00	17187 8,94	16743 5,41	16921 0,46	16853 4,45	17184 4,99	16991 4,35	16845 7,77	16738 9,28	17014 3,13	16970 3,19	16647 6,67	16574 2,06	16883 6,55	16718 5,02	16577 6,74	16572 8,41	16915 8,81
5	16838 0,58	17107 6,80	16963 2,19	17407 5,22	16941 6,83	17154 5,61	16992 5,60	17427 6,24	17192 5,02	17087 8,86	16904 7,27	17250 9,88	17185 7,27	16885 2,78	16706 6,61	17109 7,42	16569 7,49	16822 6,84	16720 5,39	17144 2,31
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 90 minutos [vazão de corte 20-20 m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	13838 2,03	15188 8,16	15332 7,67	15681 5,06	14593 8,85	15548 4,14	15483 6,13	15642 2,70	15390 7,80	15588 5,43	15655 0,17	15921 1,18	15215 8,00	14911 6,98	14902 1,62	15378 9,80	14189 5,10	14281 4,10	14277 1,97	15094 1,11
2	13809 2,98	15117 8,00	15260 4,26	15634 5,78	14562 6,01	15496 6,22	15427 8,81	15738 3,56	15345 8,08	15581 1,07	15639 9,22	15888 3,33	15228 9,42	14960 7,85	15001 4,31	15413 0,93	14173 3,03	14221 9,25	14175 4,12	15070 5,11
3	13765 3,05	15011 8,94	15388 1,14	15528 4,56	14454 9,60	15396 2,36	83852 9,00	15648 4,84	15308 2,56	15518 5,66	12063 1,14	15844 4,95	15192 6,54	14973 6,25	11480 4,84	15486 4,21	14149 1,27	14162 5,96	10682 2,47	15019 1,82
4	13549 1,92	14729 0,89	14859 0,45	15295 9,72	14200 0,83	15115 3,61	15060 4,66	15408 1,25	15037 6,12	15281 1,79	15348 2,92	15637 2,75	14964 2,20	14813 4,38	14827 3,63	15259 2,90	13991 2,24	13931 9,97	13935 6,32	14798 9,07
5	13681 1,36	14919 1,72	14902 8,95	15402 1,17	14292 6,40	15257 7,69	15092 8,82	15490 1,59	15203 5,60	15510 2,00	15495 9,46	15816 8,05	15148 0,19	15055 9,51	14943 6,17	15511 4,62	14140 4,29	14076 9,87	13989 3,91	14973 7,52
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 90 minutos [vazão de corte 30-30m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	83429,52	95357,22	98213,89	98467,55	11028,325	12010,582	12040,061	11547,787	12474,282	13779,874	13976,130	13955,037	12293,763	13156,563	13243,510	13938,769	11014,933	11176,731	11472,914	12522,813
2	82466,96	94834,75	97591,24	99272,56	10915,955	11909,623	11950,747	11568,603	12350,548	13700,978	13881,717	13861,154	12257,627	13176,577	13291,333	13993,477	10961,779	11143,876	11462,250	12493,509
3	81304,61	94079,39	96501,80	98848,10	10663,687	11647,586	11705,498	11351,268	12254,244	13617,214	13810,037	13871,265	12160,344	13139,994	13251,742	14055,473	10894,699	11106,887	11433,478	12446,014
4	79285,52	93033,16	95801,67	98083,19	10298,508	11351,986	11392,826	11138,507	11904,843	13322,526	13527,963	13734,627	11863,756	12943,572	13078,913	13853,499	10657,948	11002,985	11301,605	12286,824
5	78847,70	93077,75	94531,00	98201,92	10259,595	11282,259	11211,338	11109,461	12005,447	13478,949	13552,017	13823,357	11997,316	13146,319	13217,785	14069,805	10756,509	11229,167	11410,088	12417,646
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 90 minutos [vazão de corte 40-40m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	0,00	0,00	17995,56	60474,84	0,00	71631,27	79270,72	93502,90	77184,05	11040,602	11331,051	11943,221	82139,39	11085,312	11444,559	12555,797	62884,09	88337,51	92914,60	10379,328
2	0,00	0,00	13140,17	59716,80	0,00	70975,43	77455,29	93355,29	73815,29	10766,201	10988,425	11815,189	80722,50	11075,268	11485,418	12571,886	61240,80	88547,96	93205,67	10372,493
3	0,00	0,00	10563,02	58767,54	0,00	64294,86	72425,22	89571,06	71699,28	10652,229	10910,632	11815,136	78587,95	10988,436	11402,166	12603,486	59406,56	88733,80	93384,93	10353,502
4	0,00	0,00	0,00	57753,86	0,00	57672,80	68761,89	86420,63	65988,75	10293,574	10608,350	11625,106	73976,87	10764,127	11227,463	12399,590	55536,22	87516,04	92369,15	10243,241
5	0,00	0,00	0,00	56867,24	0,00	55789,56	67000,66	85266,78	65265,64	10346,700	10575,079	11690,650	74433,47	10895,088	11251,775	12503,648	55581,87	89040,34	92712,71	10355,636
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 24 horas [vazão de corte 10-10m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	31135 0,74	31404 2,57	31177 5,67	31197 0,12	35243 0,76	35385 0,39	35083 4,74	34831 8,66	37155 3,02	37179 1,58	37053 5,40	36803 8,88	37940 6,54	38008 5,24	37951 1,34	37514 7,90	37491 6,55	37466 5,77	37554 9,26	37415 0,79
2	31089 1,25	31245 2,60	31159 6,20	31079 8,60	35225 4,16	35304 3,49	35063 1,84	34788 1,78	37135 4,51	37075 0,45	37023 2,64	36595 9,73	37926 3,44	37984 9,06	37726 6,73	37538 9,94	37341 8,93	37458 2,12	37446 9,39	37300 0,05
3	31128 9,29	31319 8,44	31013 0,29	30954 2,41	35269 5,23	35048 2,13	34948 6,72	34698 8,55	37177 1,24	37132 3,82	36909 0,89	36628 7,98	37775 1,53	37910 1,40	37728 3,12	37464 4,89	37487 0,67	37287 3,33	37278 9,36	37035 5,68
4	31040 3,13	31175 9,87	30869 8,21	30853 4,35	35208 7,23	35116 0,18	34845 3,74	34567 1,51	37116 3,54	36993 5,48	36794 8,44	36250 2,76	37904 3,06	37771 7,59	37612 4,06	37063 3,07	37407 4,48	37179 7,10	37179 4,93	37089 8,33
5	31085 5,38	31271 3,51	31010 2,15	30876 5,74	35248 0,61	35242 9,43	34992 3,74	34641 1,41	37169 4,25	36820 3,70	36942 1,44	36563 8,41	37953 0,89	37891 8,91	37767 2,54	37309 8,76	37464 9,51	37302 0,58	37303 2,01	35915 0,02
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 24 hora [vazão de corte 20-20m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	15588 8,27	16278 7,69	16036 5,96	15967 9,35	24011 7,08	23496 8,85	22994 6,89	22306 4,49	24656 6,93	24205 0,42	23748 0,04	23101 9,45	24845 7,44	24552 1,77	24100 7,53	23468 6,78	22166 4,13	22165 9,08	22245 6,56	22587 2,07
2	15599 9,33	16221 0,69	16013 5,35	15969 3,21	24099 1,40	23489 0,30	23001 1,97	22297 9,62	24724 4,13	24236 7,45	23506 6,59	23076 3,30	25034 8,62	24557 5,67	24108 7,82	23460 9,41	22170 2,34	22136 9,79	22204 2,04	22560 4,26
3	15210 7,32	16123 3,61	15896 1,66	15869 8,47	24178 4,46	23454 3,59	22937 7,21	22257 8,50	24767 4,48	24179 9,10	23671 8,83	23020 4,39	25087 2,81	24522 0,96	24028 7,92	23367 6,00	22138 5,74	22015 0,18	22064 4,27	22471 8,25
4	15541 7,13	16051 8,93	15809 7,89	15784 4,41	24230 8,48	23436 8,93	22934 2,25	22222 1,86	24823 2,01	24166 5,56	23681 0,56	22977 8,51	25097 6,50	24499 6,03	24028 0,82	23366 6,02	22091 3,44	21939 0,63	22002 8,42	22386 3,17
5	15555 5,96	16109 5,11	15873 6,02	15841 9,91	24325 7,64	23540 2,98	23019 6,40	22264 5,99	24923 8,20	24286 8,27	23124 1,27	23039 1,11	25190 8,22	24568 0,01	24113 1,28	23406 1,93	22109 2,67	22003 3,86	22077 9,81	21593 0,55
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração de 24 horas [vazão de corte 30-30 m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	83429,52	94701,02	98407,45	98807,46	20467,525	19003,424	18816,372	17792,939	21051,804	19114,410	19300,278	18295,270	21321,589	19732,169	19536,188	18542,796	15408,365	15343,952	15631,094	16458,251
2	82466,96	94444,50	97502,61	99017,91	20495,859	18619,646	18865,643	17858,429	21089,495	19556,945	19344,614	18325,597	21362,378	19786,692	19577,489	18574,578	15395,550	15259,350	15618,077	16438,791
3	81304,61	93431,41	96509,29	98735,96	20503,511	19049,995	18859,947	17853,172	21103,892	19591,149	19308,734	18363,407	21378,140	19813,798	19549,863	18607,786	15378,513	15157,609	15515,885	16396,203
4	79631,12	92686,86	95353,78	97982,05	20489,860	19100,621	18862,782	17933,660	21095,152	19588,016	19344,979	18439,278	21372,230	19791,881	19597,855	18683,266	15317,455	15179,873	15510,445	16301,250
5	78847,70	92260,47	96024,93	98127,16	20519,972	19134,897	18927,170	18031,431	21133,201	19666,993	19446,138	18525,039	21412,825	19897,726	19726,635	18758,063	15368,027	15253,982	15582,723	15646,805
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12

Volume parcial do hidrograma de projeto (m ³) Duração 24 horas [vazão de corte 40-40 m ³ /s]																				
Δt (min)	Pico da chuva no início				Pico da chuva no 25%				Pico da chuva no 50%				Pico da chuva no 75%				Pico da chuva no final			
1	0,00	0,00	14872,23	61344,22	15798,703	15986,107	15914,591	15476,737	16447,803	16451,427	16364,112	15890,094	16749,520	16708,368	16595,314	16093,774	11023,843	11345,835	11890,299	12907,793
2	0,00	0,00	14079,06	61138,34	15727,365	15970,249	15887,769	15515,928	16387,110	16502,539	16362,118	15923,345	16693,015	16697,404	16594,298	16137,062	10973,036	11482,798	11894,318	12890,971
3	0,00	0,00	11120,36	58640,07	15628,866	15890,175	15801,968	15515,494	16300,184	16441,321	16279,697	15925,251	16608,231	16597,116	16521,237	16132,021	10911,645	11451,650	11872,827	12876,761
4	0,00	0,00	0,00	58886,24	15504,562	15816,466	15734,079	15549,872	16187,468	16334,935	16230,212	15983,128	16498,841	16561,934	16474,542	16203,234	10832,063	11473,063	11924,675	12749,721
5	0,00	0,00	0,00	58087,78	15433,155	15847,177	15850,400	15621,938	16124,436	16390,722	16346,415	16059,504	16446,575	16573,365	16585,657	16266,046	10787,405	11595,048	12071,420	12277,045
Número de sub-bacias	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12	1	5	7	12