

LUIZ GUSTAVO DE SOUZA CARVALHO

**Modelos Hidrológicos para Pequenas Bacias Urbanas:
Um estudo teórico-experimental**

São Paulo

2020

LUIZ GUSTAVO DE SOUZA CARVALHO

Modelos Hidrológicos para Pequenas Bacias Urbanas:

Um estudo teórico-experimental

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para a
obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de concentração: Engenharia Hidráulica
e Ambiental

Prof. Dr. José Rodolfo Scarati Martins

São Paulo

2020

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Carvalho, Luiz Gustavo de Souza

Modelos hidrológicos para pequenas bacias urbanas / L. G. S. Carvalho --
versão corr. -- São Paulo, 2020.

167 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental.

1.Drenagem Urbana 2.Modelos Hidrológicos 3.Pequenas Bacias Urbanas
4.Detecção I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Hidráulica e Ambiental II.t.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Maria Aparecida e Marivaldo,
a Deus e ao Universo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a conclusão desse trabalho primeiramente a meus pais, pelo apoio total e paciência, ao universo, pela conjunção de probabilidades que me trouxeram até aqui e que me permitiram seguir até o final, e a Deus, pelo significado maior conferido à minha luta. Agradeço também ao meu orientador, José Rodolfo Scarati Martins, pela parceria, compreensão, paciência e tutoria durante todo meu trajeto até aqui. Aos colegas do laboratório de hidráulica, Rodrigo Martins Lucci e Cristiane Amaro, pelas ideias e tutoria no início de minha formação, ainda como estagiário na Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. Agradeço em especial à Maria Cristina Santana Pereira, pelas ideias, tutoria, paciência e pela inspiração inicial desde os tempos de estagiário. Agradeço também ao apoio dos colegas da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica na elaboração dos equipamentos de instrumentação, fundamentais à minha pesquisa, Rafael Sferra e Professor Bernardino, em especial ao Roberto Bezerra, ao Robertinho, ao Pereira e ao Jonathan. Agradeço também aos colegas mestres Fábio Paiva e Fábio Nogueira, pelo intercâmbio de ideias e pela parceria no desenvolvimento de algumas ideias para o sistema eletrônico de aquisição de dados. Aos professores Arisvaldo Mello e José Cardoso pela disponibilização de informações essenciais ao desenvolvimento do estudo presente neste trabalho.

EPÍGRAFE

"Empty your mind. Be formless, shapeless, like water.

You put water into a cup, it becomes the cup.

You put water into a teapot, it becomes the teapot.

Water can flow or creep or drip or crash.

Be water, my friend."

- Bruce Lee -

ABSTRACT

In light of the diffusion of the concept of scattered retention as an alternative philosophy to urban flood management, the choice of the rainfall-runoff method, as well as the estimation of the hydrologic characteristics of the basin, determine the accuracy of the design process of small retention structures that can subside this modern context. Thus, the comprehension of the limitations and the peculiarities of the most commonly used methods in small urban catchments hydrologic simulations are vital. Then, this research purposes a performance evaluation of the application of traditional methods (Rational Method and its derivations, Snyder's Unit Hydrograph Method, NRCS Unit Hydrograph Method and Clark's Unit Hydrograph Method) in hydrologic simulations of small urban basins. To accomplish the goals here purposed, the work was divided in two phases, in which the first brings to light the most important differences of the main characteristics of the synthetic hydrographs generated by each method under a broad variety of hydrological scenarios simulated for the characteristics and the boundary conditions of a real basin, located in the city of Jarinu-SP. The second phase presents the performance evaluation of the selected methods over the hydrologic modelling of a real basin located within the campus of the University of São Paulo. The modelling was built over the calibration of the parameters (peak discharge, total volume and shape) of the synthetic hydrographs in comparison to the measured hydrographs, which were obtained after water table measurements in the control section of the campus main drainage canal. The measurements were made with an ultrasound level sensor of 0,25 centimeters and 1 minute of accuracy, assembled inside the campus laboratory, during the rainy month of March of 2019. The results indicate the most remarkable differences and point out for some limitations and possible consequences of the utilization of one or other method for the generation of design hydrographs for sizing of small retention structures.

Keywords: detention; unit hydrograph; rational method; urban drainage; small catchments

RESUMO

Diante da difusão do conceito atual de retenção distribuída como filosofia alternativa para o controle de cheias urbanas, a escolha do método de transformação chuva-vazão e a estimativa das características hidrológicas da bacia são determinantes para a qualidade do dimensionamento de pequenas estruturas de retenção que subsidiem esse contexto. Assim, é de fundamental importância a compreensão das limitações e das peculiaridades dos métodos mais utilizados no meio técnico para a simulação hidrológica de pequenas bacias urbanizadas. Para tanto, este trabalho propõe, em duas etapas, a avaliação do desempenho dos métodos tradicionais (Método Racional e seus derivados, Método de Snyder, Método do NRCS e Método de Clark) quando utilizados para a simulação hidrológica de pequenas áreas de drenagem urbanas. A primeira etapa traz uma análise comparativa dos hidrogramas sintéticos produzidos para uma ampla variedade de cenários hidrológicos hipotéticos aplicados às características e às condições de contorno de uma pequena bacia real, localizada no município de Jarinu, SP. A segunda etapa apresenta a avaliação do desempenho dos métodos na modelagem de uma pequena bacia real localizada dentro dos limites do campus da Universidade de São Paulo. A modelagem da bacia foi realizada pela calibração dos parâmetros (vazão de pico, volume total e forma) dos hidrogramas sintéticos em relação aos hidrogramas registrados, os quais foram obtidos após medições do nível d'água na seção de controle do canal de drenagem interno ao campus por meio de um sensor ultrassom de precisão de 0,25 centímetros e 1 minuto, desenvolvido no próprio laboratório da universidade, durante a época chuvosa do mês de março de 2019. Os resultados indicam as diferenças mais marcantes e apontam indícios das limitações e possíveis consequências da opção de um ou outro método em detrimento dos demais para o dimensionamento de pequenas estruturas de retenção urbanas.

Palavras-chave: retenção; hidrograma unitário; método racional; drenagem urbana; pequenas bacias.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vista área da cidade de Tikal.....	23
Figura 2 - Reservatórios de Tikal.....	24
Figura 3 - Esquema construtivo dos <i>chultuns</i>	25
Figura 4 - Planta do centro da cidade de Palenque e o desvio lateral do rio Otolum.....	26
Figura 5 - Canal subterrâneo de desvio das águas do rio Otolum, na cidade de Palenque..	26
Figura 6 - Cidade de Machu Picchu.....	27
Figura 7 - Estrutura do pavimento das praças principais de Machu Picchu.....	28
Figura 8 - Praças principais de Machu Picchu.....	29
Figura 9 - Uma das praças principais de Machu Picchu.....	29
Figura 10 - Mapa de Teotihuacán, indicando o desvio e canalização do rio San Juan e a área inundável na Cidadela do Templo de Quetzalcoatl, em azul.....	31
Figura 11 - Cisterna pública em Xochicalco.....	32
Figura 12 - Concepção artística da cidade de Tenochtitlán.....	32
Figura 13 - Mapa do sistema de lagos ao redor da cidade de Tenochtitlán em 1519.....	33
Figura 14 - Ruínas de uma cisterna particular típica minuíana.....	34
Figura 15 - Tubulação de argila em segmentos cônicos em Knossos.....	35
Figura 16 - Cisterna pública de água pluvial.....	37
Figura 17 - Esquema de uma cisterna particular grega.....	37
Figura 18 - Dreno subsuperficial utilizado na antiga Macedônia.....	38
Figura 19 - Mapa das cloacas da Roma Antiga e seu deságue no rio Tiber, com destaque para a Cloaca Máxima, assinalada com a letra A.....	39
Figura 20 - Perfil longitudinal da Cloaca Máxima.....	40
Figura 21 – Foto da seção típica da Cloaca Máxima, Roma.....	40
Figura 22 - Piscina Mirabilis, grande reservatório próximo a Pompeia.....	41
Figura 23 - Tubulação de chumbo escavada nas ruínas de Pompéia.....	42
Figura 24 - Ruínas do Grande Templo de Petra.....	45
Figura 25 - Reservatório de aproveitamento pluvial em Wadi Musa, cerca de Petra.....	45
Figura 26 - Esquema de um Qanat.....	47
Figura 27 - Drenos superficiais em Tuancheng.....	49
Figura 28 - Esquema da seção transversal típica das galerias subterrâneas de Tuancheng.....	49
Figura 29 - Localização do centro urbano de Hetao em Ganzhou, China.....	50
Figura 30 - Antigos muros da cidade (em vermelho) e sistemas de valas Fu e Shou.....	51
Figura 31 - Esquema do funcionamento do sistema de drenagem de Hetao.....	51
Figura 32 - Distribuição das lagoas de amortecimento no centro urbano de Hetao.....	52
Figura 33 - Vista aérea da vila de Hongcun.....	53
Figura 34 - Esquema conceitual do sistema de drenagem da vila de Hongcun.....	53
Figura 35 - Canaletas de drenagem pluvial em Mohajo-Daro.....	55
Figura 36 - Os níveis de gestão da água urbana e a abrangência do conceito WSUD.....	61
Figura 37 - Telhado verde. a) esquema do efeito combinado de telhados verdes (Fonte:); b) exemplo de aplicação de telhado verde em Nova York.....	62
Figura 38 - Esquema de um sistema de biorretenção em canteiro central.....	63
Figura 39 - Bacia de retenção de pequena área residencial em Flagsville, South Australia.....	63
Figura 40 - Esquema de pequeno tanque de retenção subterrâneo.....	63
Figura 41 - Conceito da onda cinemática particularizado para o caso do Método Racional.....	73
Figura 42 - Hidrograma unitário instantâneo derivado do conceito do Método Racional.....	75
Figura 43 - Exemplo do Hidrograma Racional para $D > t_c$	77
Figura 44 - Hidrograma Racional Unitário triangular ($t_p=t_c$).....	77
Figura 45 - Hidrograma unitário segundo Snyder (1938).....	80

Figura 46 - Hidrograma unitário segundo SCS (1957)	83
Figura 47 - Distribuições temporais médias de chuvas intensas por Huff.....	85
Figura 48 – Hietogramas acumulados propostos pelo SCS para chuvas de 24h	86
Figura 49 - Hietograma de precipitação total	87
Figura 50 - Imagem de satélite da área onde está situada a pequena bacia de drenagem analisada. Imagem datada de 28 de abril de 2017.....	88
Figura 51 - Arranjo geral da área drenada pela estrutura de retenção central da planta e das quatro bacias de drenagem	89
Figura 52 - Sistema de amortecimento de águas pluviais da planta.....	90
Figura 53 - Estrutura enterrada de amortecimento de águas pluviais - Esquema 3D.....	90
Figura 54 – Legenda de cores para as diferentes coberturas de solo e seus respectivos coeficientes de runoff.....	91
Figura 55 - Distribuição dos diferentes tipos de superfície identificados na área de estudo .	92
Figura 56 - Bacia de contribuição da entrada 1	93
Figura 57 - Bacia de contribuição da entrada 3.....	93
Figura 58 - Ponta capacitiva limnométrica	100
Figura 59 - Instalação do abrigo metálico	101
Figura 60 - Conjunto pluviômetro e abrigo metálico	101
Figura 61 - Imagem aérea e delimitação da bacia de estudo	104
Figura 62 - Delimitação da bacia em um mapa extraído do Google Maps (esq.) e em um modelo digital da topografia do terreno (dir.).....	104
Figura 63 - Canal de drenagem na seção de monitoramento do nível d'água.....	105
Figura 64 - Local de aferição de medidas	106
Figura 65 - Protótipo do sistema	107
Figura 66 - Cápsula de PVC vedada para proteção do conjunto.....	107
Figura 67 - Gaiola de metal para a proteção e suporte da capsula	108
Figura 68 - Gaiola afixada à face inferior do tabuleiro da ponte de pede	108
Figura 69 - Representação da faixa de operação do sensor ultrassônico	109
Figura 70 - Régua inclinada de marcação do nível d'água.....	110
Figura 71 - Levantamento topográfico do canal para a determinação da curva-chave.....	111
Figura 72 - Curva-chave do canal na seção de análise.....	112
Figura 73 – N.A. contínuo registrado no período de medições.....	113
Figura 74 - Hidrograma contínuo registrado no período de medições.....	114
Figura 75 - Hietograma e hidrograma do evento 1 – registrado em 25/02/2019.....	115
Figura 76 - Hietograma e Hidrograma do evento 2 – registrado em 26/02/2019	116
Figura 77 - Hietograma e Hidrograma do evento 3 – registrado em 26/02/2019	117
Figura 78 - Hietograma e Hidrograma da sequência dos eventos 1, 2 e 3	118
Figura 79 - Hietograma e Hidrograma do evento 4 – registrado em 26/02/2019	119
Figura 80 - Hietograma e hidrograma do evento 7 – registrado em 28/02/2019.....	120
Figura 81 – Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 1	123
Figura 82 – Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 1	124
Figura 83 – Hidrogramas do Método de Snyder para a Entrada 1	125
Figura 84 – Hidrogramas do Método do NRCS para a Entrada 1	126
Figura 85 – Hidrogramas do Método de Clark para a Entrada 1	127
Figura 86 – Vazões máximas para a Entrada 1	128
Figura 87 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 1	129
Figura 88 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 1	130
Figura 89 – Volumes totais do Método de Snyder para a Entrada 1	131

Figura 90 – Volumes totais do Método do NRCS para a Entrada 1.....	132
Figura 91 – Volumes totais do Método de Clark para a Entrada 1	133
Figura 92 – Volumes totais para a Entrada 1	134
Figura 93 - Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 3	135
Figura 94 - Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 3.....	136
Figura 95 - Hidrogramas do Método de Snyder para a Entrada 3	137
Figura 96 - Hidrogramas do Método do NRCS para a Entrada 3	138
Figura 97 - Hidrogramas do Método de Clark para a Entrada 3.....	139
Figura 98 - Vazões máximas para a Entrada 3	140
Figura 99 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 3	141
Figura 100 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 3.....	142
Figura 101 – Volumes totais do Método de Snyder para a Entrada 3	143
Figura 102 - Volumes totais do Método do NRCS para a Entrada 3	144
Figura 103 - Volumes totais do Método de Clark para a Entrada 3	145
Figura 104 - Volumes totais para a Entrada 3.....	146
Figura 105 - Cenário da melhor simulação: Método de Clark, Evento 1, F.O.1	149
Figura 106 - Cenário da melhor simulação para o Método do HRUM: Evento 7/ F.O.3.....	150
Figura 107 - Cenário da melhor simulação para o Método do NRCS: Evento 7/ F.O.1	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Áreas totais relativas aos tipos de superfície em cada bacia de contribuição.....	94
Tabela 2 - Características físicas estimadas para cada bacia de contribuição.....	94
Tabela 3 - Dados de geometria do canal e do escoamento no trecho.....	111
Tabela 4 - Dados do Evento 1: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	115
Tabela 5 - Dados do evento 2: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	116
Tabela 6 - Dados do evento 3: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	117
Tabela 7 - Dados da sequência dos eventos 1,2,3: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	118
Tabela 8 - Dados do evento 4: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	119
Tabela 9 - Dados do evento 7: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma.....	120
Tabela 10 - Melhor evento simulado para cada método.....	149
Tabela 11 - Soma dos erros de todas as simulações.....	151
Tabela 12 - Coeficientes de runoff otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário.....	151
Tabela 13 - Coeficientes de runoff otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método do NRCS.....	152
Tabela 14 - Coeficientes de runoff otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método de Clark.....	152
Tabela 15 - Parâmetros resultantes da melhor calibração de cada método.....	153

LISTA DE SIGLAS

BMP	Best Management Practices
CN	Curve Number
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
GSM	Global System for Mobile Communications
LID	Low Impact Development
NRCS	Natural Resources Conservation Service
SAISP	Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo
SCS	Soil Conservation Service
SUDS	Sustainable Urban Drainage System
SP	Estado de São Paulo
USP	Universidade de São Paulo
USEPA	United States Environmental Protection Agency
WSUD	Water Sensitive Urban Design

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
2.	OBJETIVOS	19
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1	A ENGENHARIA DA ÁGUA URBANA: DA ANTIGUIDADE AOS TEMPOS ATUAIS	21
3.1.1	ANTIGAS CIVILIZAÇÕES E O MANEJO DA ÁGUA – DO ANO 3.500 A.C. AO SÉCULO XVI D.C.	22
3.1.1.1	MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES DA AMÉRICA	22
3.1.1.2	O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES EUROPEIAS	34
3.1.1.3	O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES AFRICANAS E DO ORIENTE MÉDIO	43
3.1.1.4	O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES DO EXTREMO ORIENTE	48
3.1.2	IDADE MODERNA E O MANEJO DA ÁGUA – INÍCIO DO SÉCULO XVI AO FINAL DO SÉCULO XX..	55
3.1.2.1	EVOLUÇÃO DA ABORDAGEM DESDE O SÉCULO XVI ATÉ O SÉCULO XIX:.....	55
3.1.2.2	EVOLUÇÃO DA ABORDAGEM DESDE O SÉCULO XIX ATÉ O SÉCULO XX:	57
3.1.3	IDADE CONTEMPORÂNEA – FINAL DO SÉCULO XX AOS DIAS ATUAIS.....	59
3.2	MODELOS HIDROLÓGICOS	65
3.2.1	MODELOS CONTÍNUOS X MODELOS DISCRETOS	65
3.2.2	MODELOS CONCENTRADOS X MODELOS DISTRIBUÍDOS	66
3.2.3	MODELOS ESTACIONÁRIOS X MODELOS DINÂMICOS	66
3.2.4	MODELOS ESTOCÁSTICOS X MODELOS DETERMINÍSTICOS.....	67
3.2.5	MODELOS CONCEITUAIS X MODELOS EMPÍRICOS	67
3.3	MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO PARA BACIAS PEQUENAS.....	68
3.3.1	MÉTODO DO HIDROGRAMA RACIONAL.....	72
3.3.2	MÉTODO DO HIDROGRAMA RACIONAL UNITÁRIO MODIFICADO	75
3.3.3	MÉTODO DE SNYDER	78
3.3.4	MÉTODO DE CLARK (TEMPO-ÁREA)	80
3.3.5	MÉTODO DO NRCS (SCS).....	82
3.4	HIETOGRAMAS DE PROJETO	84
3.4.1	PRECIPITAÇÃO TOTAL.....	84
3.4.2	PRECIPITAÇÃO EXCEDENTE	87
4.	MATERIAIS E MÉTODOS	88
4.1	ETAPA 1: ANÁLISE COMPARATIVA TEÓRICA ENTRE OS MÉTODOS TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO TRADICIONAIS PARA UMA PEQUENA BACIA URBANIZADA E VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	88
4.1.1	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE ESTUDO	88
4.1.2	CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS ADOTADOS	95
4.1.3	PRIMEIROS TESTES COM INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	99
4.2	ETAPA 2: ANÁLISE COMPARATIVA TEÓRICO-EXPERIMENTAL ENTRE TRÊS MÉTODOS TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO TRADICIONAIS PARA UMA PEQUENA BACIA URBANIZADA	102
4.2.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	103

4.2.2	MONITORAMENTO DOS EVENTOS.....	105
4.2.3	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS.....	121
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	123
5.1	ETAPA 1.....	123
5.2	ETAPA 2.....	148
6.	CONCLUSÃO.....	154

1. INTRODUÇÃO

O controle de cheias em ambientes urbanos representa um dos mais complexos desafios às gestões de grandes cidades, geralmente envolvendo intervenções por meio de obras que mobilizam grandes volumes de recursos e geram impacto significativo no meio urbano, ainda sem resolver completamente os problemas causados pelas precipitações de grande monta. Muito se discute no meio técnico sobre o conceito do controle do escoamento diretamente nas fontes geradoras de cada pequena bacia, de modo a distribuir o efeito do amortecimento em uma determinada área com vistas a reduzir o tamanho das obras no corpo receptor principal, economizar recursos públicos e diminuir os transtornos sociais, além de viabilizar o aproveitamento da água da chuva para consumo e demais finalidades, como defende (TRINDADE *et al.*, 2014). Ainda assim, o Brasil apenas começa a caminhar tanto na legislação a respeito da obrigatoriedade de implantação de técnicas de controle do escoamento na fonte quanto na disponibilidade de referências técnicas que orientem de forma adequada o dimensionamento de estruturas para esse fim.

Uma gama de soluções técnicas que realizam a detenção de um determinado volume de água de chuva em pequenos e médios lotes para reduzir o pico de *runoff* neles gerado foi e ainda está sendo desenvolvida e aprimorada, principalmente no exterior, onde o conceito de drenagem sustentável está mais difundido, tanto no meio acadêmico como no meio técnico. Essas soluções fazem parte de um movimento moderno da mentalidade humana no sentido da sustentabilidade, dentro do qual também se insere a Engenharia de Recursos Hídricos. Nesse contexto, conceitos como *Low Impact Development* (LID), *Sustainable Urban Drainage Systems* (SUDS), *Best Management Practices* (BMP) e *Water Sensitive Urban Design* (WSUD) se tornaram conhecidos na comunidade técnica e acadêmica internacional, denotando em geral, um conjunto de alternativas de engenharia e planejamento para uma abordagem mais sustentável do manejo da água no ambiente urbano. Contemplam, então, estratégias de gestão e de técnicas de engenharia, dentro das quais se incluem os reservatórios de detenção de pequeno porte para controle do escoamento na fonte (MASCARENHAS *et al.*, 2005). Todavia, essas soluções ainda não são aplicadas em larga escala no cenário brasileiro em razão de alguns fatores, dentre eles, a carência de referências técnicas nacionais que balizem o seu dimensionamento adequado e a carência de recursos para sua implantação.

A simulação de pequenas bacias urbanas por modelos hidrológicos originalmente desenvolvidos para contextos mais genéricos frequentemente resulta em picos de vazão e volumes de armazenamento superestimados. Essa distorção pode levar a custos de implantação maiores que os necessários, deixando a solução economicamente pouco atraente (MASCARENHAS *et al.*, 2005). Nesse contexto, o aprimoramento da modelagem hidrológica específica para o caso de pequenas bacias visa contribuir para o desenvolvimento de soluções com menores distorções, as quais frequentemente aumentam o custo de implantação e dificultam a difusão do conceito no país.

Para o caso de projetos em pequenas bacias de drenagem é comum a utilização de modelos hidrológicos determinísticos, conceituais ou semi-empíricos, concentrados e discretos, pois melhor se adequam à situação prática de projeto, em que é comum não se dispor de dados históricos de chuvas, e às circunstâncias físicas a serem simuladas.

O histórico deste ramo da hidrologia registrou o nascimento de uma variedade de métodos teóricos para a simulação do fenômeno de transformação da chuva em vazão na seção de jusante do canal de drenagem de uma bacia genérica. Tais métodos constituem parte fundamental do processo de modelação hidrológica para projetos de engenharia, sendo incluídos nos mais diferentes softwares difundidos no meio técnico, dentre os quais destacam-se o Método do Natural Resources Conservation Service (NRCS) (SCS, 1957), o Método de Snyder (SNYDER, 1938) e o Método de Clark (CLARK, 1945). Há, também, aqueles derivados da teoria do Método Racional, como o Método do Hidrograma Racional (GUO, 2001) e o Método do Hidrograma Unitário Racional (SINGH; CRUISE, 1992), concebidos especificamente para pequenas bacias.

Esses métodos são utilizados na prática da engenharia de projetos em diferentes contextos, inclusive para o dimensionamento de pequenas estruturas de retenção em pequenas bacias. No entanto, ainda assim é preciso destacar que a quantificação, bem como a adequada compreensão da distribuição dos volumes de escoamento no tempo, é fundamental para o dimensionamento da capacidade de reserva de uma estrutura durante a ocorrência das cheias, sobretudo em pequenas bacias urbanas, não bastando somente a previsão dos picos do hidrograma (GUO, 1999).

Vale destacar, porém, que a maioria desses métodos foram concebidos por meio de análises de determinados grupos de bacias, transmitindo as peculiaridades desses grupos para as características dos hidrogramas gerados pelos respectivos métodos.

Dessa forma, a aplicação generalizada desses métodos, frequentemente implica distorções, que ao longo do tempo motivaram o desenvolvimento de algumas adaptações desses modelos de forma a incluir aspectos locais específicos nas características dos hidrogramas gerados.

Esses cinco métodos aparecem frequentemente na literatura devido sua ampla utilização no meio técnico (INNOCENTE; CHAFFE, 2017) sendo que foram e continuam sendo avaliados comparativamente com relação ao seu desempenho em diferentes estudos de caso. Exemplos recentes indicam conclusões variadas pois frequentemente dependem do contexto em que estão sendo feitas as avaliações. Alguns estudos recentemente publicados apontam melhores resultados do Método de Clark em determinados casos quando comparado a outros métodos, como o Método Racional (SEIBT *et al.*, 2012) e o Método do NRCS (WILKERSON; MERWADE, 2010). Outros estudos demonstram melhores resultados do Método de Snyder em relação ao Método de Clark, quando analisados sob outras circunstâncias e cenários (WALEGA *et al.*, 2011). Da mesma forma, existem estudos que apontam um melhor desempenho do Método Racional em relação ao Método do NRCS em pequenas bacias (TASSI, 2015), e outros apontam um melhor desempenho do Método do NRCS em relação aos demais.

Ainda assim, são poucos os trabalhos que tenham avaliado comparativamente o desempenho desses modelos especificamente para o caso de pequenas bacias urbanas, menores que 2 km², ordem de grandeza comum para as áreas drenadas por pequenas estruturas de retenção.

Este trabalho discute os conceitos hidrológicos mais relevantes envolvidos na dinâmica das cheias urbanas e a importância de sua compreensão para o desenvolvimento da engenharia urbana no sentido da sustentabilidade e eficiência. Os objetivos da discussão proposta nesta dissertação serão detalhados no capítulo 2. No capítulo 3, será comentada a evolução da mentalidade técnica dentro da engenharia de drenagem urbana ao longo da história, desde a idade antiga aos tempos atuais, abordando aspectos tecnológicos e filosóficos frutos das diversas formas de relação do ambiente construído e as águas pluviais. Na sequência, o capítulo 4 apresentará, em duas etapas, os métodos experimentais utilizados para a geração de dados reais para subsidiar a análise e a discussão dos conceitos hidrológicos no contexto de uma pequena bacia urbana, as quais serão realizadas no capítulo 5. Ao final, o capítulo 6 trará o fechamento da discussão.

2. OBJETIVOS

Por meio desta pesquisa esperou-se avaliar dentre os métodos de transformação chuva-vazão disponíveis, aqueles mais apropriados para a aplicação em pequenas bacias, inferiores a 2 km², de modo a prover um melhor subsídio matemático ao dimensionamento de sistemas de microdrenagem e pequenas estruturas de amortecimento.

Este trabalho, então, teve o objetivo de elucidar as principais diferenças entre os métodos de transformação chuva-vazão populares no meio técnico quando aplicados ao contexto de pequenas bacias urbanizadas, drenadas por pequenos sistemas de drenagem, em duas etapas.

A primeira etapa, teórica, consistiu em uma análise comparativa desses cinco métodos de transformação chuva-vazão aplicados a um mesmo contexto, uma bacia urbanizada muito pequena, localizada dentro das dependências de uma indústria, no município de Jarinú-SP. No local, o sistema de drenagem pluvial recolhe o escoamento superficial de parte da área da indústria e o conecta a uma pequena estrutura de retenção para o controle das vazões de *runoff*. Foram analisados as vazões de pico e os volumes de escoamento de cada método sob as mesmas condições de contorno. Para essa mesma área, também foram realizados os primeiros testes com o sistema de aquisição de dados de vazão e chuva, de modo a validar o método experimental usado na segunda etapa.

A segunda etapa, teórico-experimental, envolveu a instrumentação de uma pequena bacia de drenagem localizada dentro do campus da Universidade de São Paulo (USP), com o objetivo de avaliar a aderência dos hidrogramas calculados pelos métodos do Hidrograma Racional Unitário Modificado, Método de Clark e Método do NRCS, aos hidrogramas observados derivados de registros minuto a minuto da variação do nível d'água na seção de controle do canal que recebe a drenagem da área estudada. Foram avaliadas as vazões de pico, a forma do hidrograma e os volumes de escoamento de cada método sob as mesmas condições de contorno.

Visando selecionar o melhor método para simular de maneira mais precisa a resposta hidrológica de pequenas bacias de drenagem em termos de pico de volume, os resultados foram analisados de maneira comparativa, e sob os mesmos critérios de performance. A utilização de métodos originalmente concebidos para um contexto diferente, bacias grandes, drenadas e amortecidas por estruturas de grande capacidade, pode, frequentemente, resultar em volumes de escoamento superficial direto

superestimados, o que implica estruturas superdimensionadas e custos de implantação que podem ser pouco atrativos em uma análise de *trade-off*. Desta forma, este trabalho pretende contribuir para a proposição de uma ferramenta mais adequada para o dimensionamento de estruturas de amortecimento das vazões de drenagem de pequenas áreas.

A determinação dos dados de campo foi realizada por meio de um pluviômetro e um sensor de nível ultrassônico, ambos com alta frequência de aquisição de dados. A pesquisa também trouxe como objetivo a validação de um sistema de baixo custo e alta precisão para leitura e aquisição de dados de nível d'água em campo, o qual seguramente poderá ser útil para futuros pesquisadores.

O sistema permitirá a observação dos fenômenos de maneira mais precisa e possibilitará entender melhor a resposta de bacias pequenas a eventos pluviométricos de alta intensidade.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 A ENGENHARIA DA ÁGUA URBANA: DA ANTIGUIDADE AOS TEMPOS ATUAIS

O surgimento dos primeiros núcleos urbanos na história trouxe consigo a necessidade do manejo adequado da água para o sustento, segurança e desenvolvimento dos agrupamentos humanos ali instalados (MAYS, 2019). Nesses agrupamentos, a produção agrícola, pecuária, industrial e o aquecimento do intercâmbio de bens e serviços se desenvolveram e especializaram as atividades humanas em diferentes níveis, intensificando também a dependência dos recursos hídricos para a manutenção de cada elo dessas intrincadas redes. Se tornaram comuns, então, problemas com o fornecimento de água potável para consumo e para viabilização das atividades econômicas diversas, principalmente devido à combinação das crescentes demandas e da influência das alterações na dinâmica natural do meio ambiente local. Pela mesma razão, o assentamento e o desenvolvimento desses núcleos invariavelmente introduziram alterações nas dinâmicas das micro e macrobacias hidrográficas locais, trazendo entre outras consequências, problemas com a drenagem de água da chuva.

No entanto, a variabilidade de circunstâncias ambientais e culturais em que os diversos núcleos urbanos ocorreram na história favoreceu o aparecimento de distintos contextos, os quais orientaram as civilizações a diferentes percepções em relação a água, o que se traduziu também em diferentes diretrizes de seu manejo (BURIAN; EDWARDS, 2002). Dessas diferentes percepções e diretrizes nasceu uma variedade de formas de interação das sociedades com a água, o que favoreceu o nascimento de distintas soluções de engenharia ao longo do tempo. É possível dizer, portanto, que a engenharia hidráulica e de recursos hídricos foi praticada muito antes da cunhagem de seu próprio nome, sendo orientada por diferentes mentalidades devido às variações de circunstâncias ambientais e culturais nos mais diferentes locais e épocas, as quais deixaram lições, ensinamentos e conhecimentos de alto valor, inclusive para os dias atuais (BURIAN; EDWARDS, 2002). Entretanto, embora algo já tenha sido perdido ao longo dessa rica história, é certo que o conhecimento do qual se dispõe hoje se deve muito a toda essa trajetória, cujos ensinamentos podem ter sido transmitidos de maneira direta ou mesmo indireta pelas culturas através dos tempos até os dias atuais. Diante desse fato, vale então destacar os feitos dos engenheiros mesopotâmios, egípcios, gregos, romanos, hindus, chineses e pré-hispânicos na América, entre outros ao longo da história.

3.1.1 ANTIGAS CIVILIZAÇÕES E O MANEJO DA ÁGUA – DO ANO 3.500 A.C. AO SÉCULO XVI D.C.

Nesse primeiro período da história das civilizações, os núcleos urbanos, ainda muito incipientes, começavam a se formar em diferentes contextos. A interação dos povos com a água ainda era essencialmente voltada às necessidades e aos problemas relacionados à produção agrícola, os quais norteavam o desenvolvimento do conhecimento técnico relativo à engenharia hidráulica e de recursos hídricos (MAYS, 2008).

Embora essencialmente empíricos e ainda incipientes, os conhecimentos de hidrologia por meio da observação da dinâmica natural da água no ambiente já eram aplicados em pequenas obras de irrigação e drenagem de campos de cultivos, conforme demonstrado por ruínas de pequenos canais, pequenas barragens e até mesmo dutos de argila em sítios arqueológicos do antigo Egito e Mesopotâmia (MAYS, 2008). Já nas ilhas do Mar Egeu, a preocupação com o abastecimento de água devido à combinação de fatores climáticos extremos com a crescente demanda hídrica pelo crescimento populacional levou ao desenvolvimento de técnicas de engenharia para a coleta de água de chuva para consumo (ANGELAKIS; ISSAR, 1996).

Estruturas de propósitos semelhantes são encontradas entre as ruínas dos povos andinos Chavín na América do Sul (1200 a.C. a 500 a.C.), Olmecas na América Central (1200 a.C. a 800 a.C.), Minuanos na ilha de Creta (2600 a.C. a 1400 a.C.), egípcios na bacia do rio Nilo (3500 a.C. a 1850 a.C.), e Sumérios ao longo das margens do rio Eufrates (3500 a.C. a 2334 a.C.).

3.1.1.1 MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES DA AMÉRICA

Cidades-estados Maias – Tikal, Caracol e Palenque

A península de Yucatán se caracteriza pela quase inexistência de fontes superficiais de água potável, principalmente devido ao processo natural de carstificação decorrente da combinação de fatores climáticos e geológicos específicos, os quais favorecem a rápida infiltração da água da chuva, a formação de aquíferos muito profundos e longa intrusão da cunha salina no continente, favorecendo ainda a ocorrência de inúmeras fontes subterrâneas impróprias por contaminação orgânica ou excessiva concentração salina (BACK, 1995).

De uma maneira geral, as civilizações mesoamericanas que ali viveram, no período de 1200 a.C. a 1500 d.C., lidaram com um terreno raso e pobre em nutrientes, além de escassas fontes de água potável, sendo impelidos a desenvolver métodos de manejo da água potável baseada no aproveitamento de água de chuva e das raras fontes subterrâneas potáveis (BACK, 1995). Entretanto, dentro desse contexto geral havia ainda razoável variabilidade de circunstâncias ambientais decorrentes de variações na topografia e na composição geológica do solo, levando ao desenvolvimento de distintas formas de interação com a água e, conseqüentemente, a uma grande variedade de soluções de engenharia de recursos hídricos entre as grandes cidades-estados maia que ali floresceram (BREWER, 2018; CHASE; CESARETTI, 2019). Dentre os inúmeros feitos da engenharia maia, foram documentados reservatórios de grande e pequena capacidade como represas e lagos centrais e cisternas residenciais (chultuns e aguadas), respectivamente, aquedutos, galerias, canalizações de rios e riachos, fontes, e canais de irrigação, entre outros.

Figura 1 - Vista aérea da cidade de Tikal



Fonte: <<https://www.airpano.com/360photo/Tikal-Guatemala/>> acesso em 23/07/2019

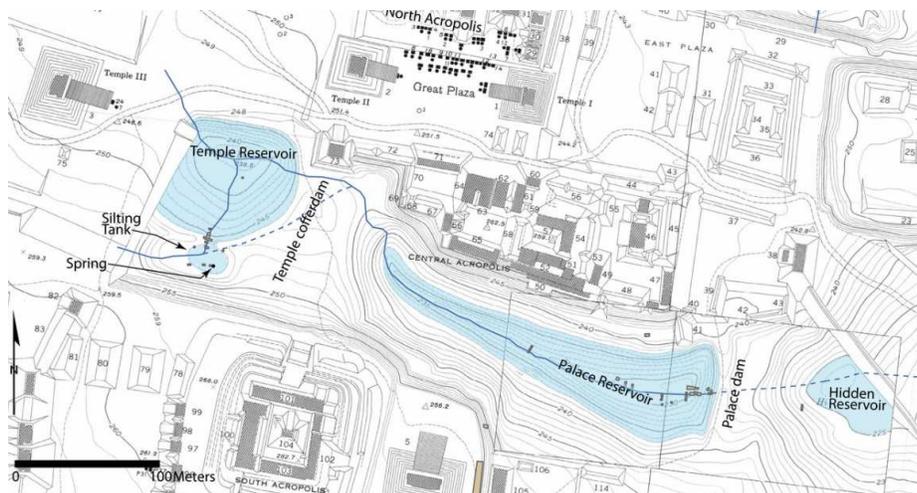
Tradicionalmente, a literatura científica apontava que o manejo da água potável nas grandes cidades maias era baseado em um sistema centralizado em grandes reservatórios de distribuição controlados pelas elites de cada centro urbano, cenário em que as pequenas cisternas, representariam apenas uma reserva adicional para eventual necessidade durante os períodos secos. No entanto, descobertas recentes da arqueologia (BREWER, 2018) contrapõem essa teoria, e indicam que as cidades faziam uso extensivo de cisternas para a coleta de água da chuva para consumo.

Pesquisas atuais (FRENCH *et al.*, 2013) apontam que embora o local seja caracterizado pela ocorrência anual secas, os períodos chuvosos proveriam as pequenas cisternas com água em abundância durante todo o ano, descartando a dependência de grandes reservatórios controlados pela elite (CHASE; CESARETTI, 2019).

A cidade de Tikal (figura 1), uma das mais importantes cidades datada do período clássico Maia, possuem uma série de reservatórios de grande capacidade conectados por canais, conforme apresentado na figura 2, cuja finalidade se atribuía exclusivamente à distribuição centralizada de água para consumo público. No entanto, em face das mais recentes descobertas, a hipótese mais provável indica que a série de grandes reservatórios de Tikal possuía a função principal de controle das enchentes na pequena bacia urbana da cidade (CHASE; CESARETTI, 2019).

Estudos adicionais apresentam fortes evidências científicas de que a dinâmica da água na bacia da cidade foi sensivelmente alterada durante os séculos de sua existência e ocupação (BACK, 1995). Análises hidrológicas (FRENCH *et al.*, 2013) e sedimentológicas (LENTZ *et al.*, 2015) apontam que o local sofreu com intensas enxurradas na época chuvosa, em decorrência da alteração do balanço sedimentológico e hidrológico local, fruto das mudanças na cobertura do solo no centro urbano e na periferia rural.

Figura 2 - Reservatórios de Tikal

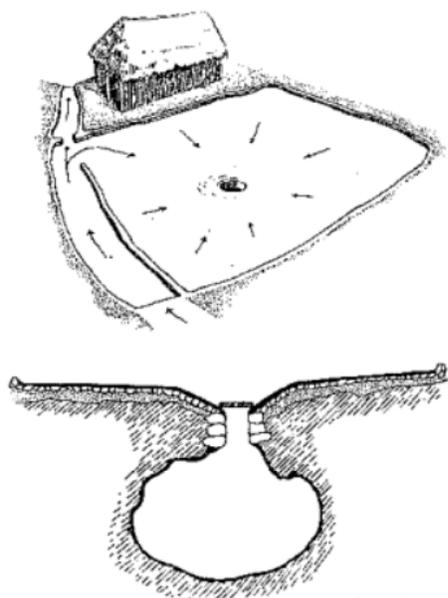


Fonte: Scarborough *et al.* (2012)

De maneira, semelhante, outras cidades maias também sofreram com o controle do escoamento superficial em épocas chuvosas, porém desenvolvendo diferentes técnicas para o controle dos efeitos das enxurradas. Caracol, outra grande cidade maia, localizada

a pouco mais de 70 km de Tikal, desenvolveu outros métodos para o controle do escoamento superficial, dando prioridade à construção de terraços, canaletas e drenos com o objetivo de desacelerar o escoamento e facilitar a infiltração. Isso se deve à topografia mais acidentada da cidade, que favorecia o escoamento veloz pelas encostas e a erosão junto às estruturas da cidade. Da mesma maneira que Tikal, também contava com o uso extensivo de cisternas, conhecidas como *chultuns*, figura 3, mas diferentemente, não possuía reservatórios de grandes dimensões, reforçando a hipótese de que o abastecimento de água das cidades maias não era dependente de sistemas centralizados, sendo baseado em sistemas distribuídos (CHASE; CESARETTI, 2019).

Figura 3 - Esquema construtivo dos *chultuns*

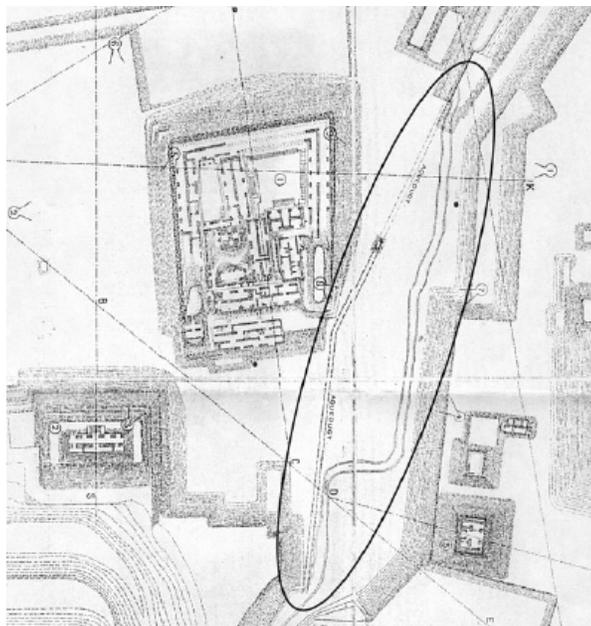


Fonte: Dehghani-Sanij e Sayigh (2016)

Os abundantes períodos chuvosos na região da Mesoamérica proviam quantidades de água mais que o suficiente para o consumo ao longo do ano (BREWER, 2018), considerando o armazenamento nos pequenos reservatórios (*aguadas* e *chultuns*), e por outro lado, provocavam grande alarme em relação aos efeitos das intensas cheias nas bacias urbanas, o que levou cada cidade, dentro de suas circunstâncias específicas, a desenvolverem distintas metodologias para a drenagem do intenso escoamento superficial e o controle dos efeitos das cheias. Ainda, os estudos apontam a gradativa intensificação dos fenômenos das cheias que assolavam as cidades maias durante os períodos chuvosos do ano, decorrente do impacto da transformação do solo fruto do crescimento das zonas urbanas e da área rural (FRENCH *et al.*, 2013; LENTZ *et al.*, 2015).

Por fim, a cidade de Palenque apresenta uma das soluções de engenharia de drenagem mais interessantes da época das grandes cidades-estados maias, durante o seu período clássico. Assolada por fortes inundações nas épocas chuvosas decorrentes das intensas transformações realizadas na bacia do rio Otolum, os engenheiros maias construíram um grande canal subterrâneo de drenagem para o desvio lateral das águas de seu principal rio por baixo da cidade de maneira a aliviar a seção principal e diminuir o impacto das inundações próximas ao centro (FRENCH *et al.*, 2013). O esquema em planta e uma imagem real da seção são apresentados na figura 4 e figura 5, respectivamente.

Figura 4 - Planta do centro da cidade de Palenque e o desvio lateral do rio Otolum



Fonte: French *et al.* (2013)

Figura 5 - Canal subterrâneo de desvio das águas do rio Otolum, na cidade de Palenque



Fonte: French *et al.* (2013)

Império Inca – Machu Picchu

Mais especificamente na América do Sul, a engenharia dos povos andinos, desde as civilizações pré-incaicas até o curto período de existência do grande Império Inca (1438 D.C. a 1560 D.C), é digna de destaque, principalmente devido à perspicácia das soluções técnicas criadas em vista da inexistência de língua escrita, ferramentas de aço e da roda. Em todo o território andino, a maior parte das obras reportadas são relativas ao manejo de água para a irrigação agrícola e para o consumo humano e animal (ZIMMERER, 1995; CONTRERAS; KEEFER, 2009). No entanto, a cidade de Machu Picchu (figura 6) se destaca pela inexistência de obras voltadas para a irrigação agrícola e pela genialidade das soluções desenvolvidas para a drenagem (WRIGAHT *et al.*, 1999). Além disso, a zona urbana da cidade é servida por 16 fontes de água potável conectadas por um sistema de canais superficiais e subterrâneos que transportam a água por toda a cidade, desde sua fonte nas montanhas até o ponto final na zona agrícola.

Figura 6 - Cidade de Machu Picchu



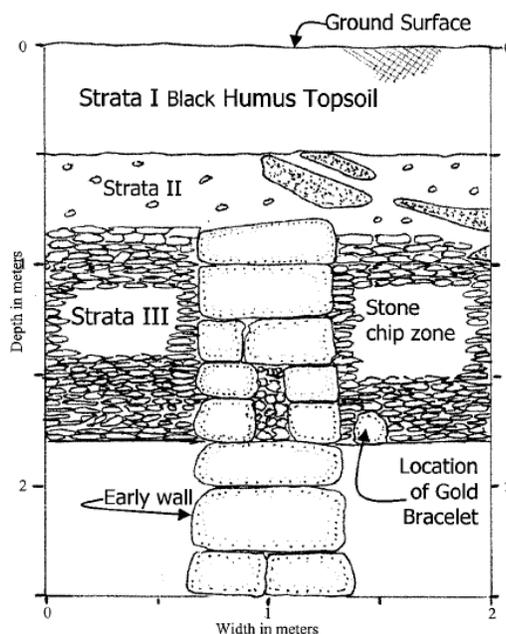
Fonte: autor

Machu Picchu está localizada em uma região de terreno bastante inclinado e de clima extremo, cuja pluviosidade atinge uma média de 2000 mm por ano (WRIGHT *et al.*, 1999). A antiga cidadela inca, datada do início do século XV, convive com chuvas de grande volume e intensidade desde sua criação, naturalmente favorecendo enxurradas e deslizamentos, condições que desenham um cenário agressivo para a instalação e manutenção de qualquer estrutura urbana. Entretanto, seus edifícios suportaram séculos de extremas intempéries sem maiores danos estruturais, não somente devido à notável engenharia de suas estruturas, como também à sua brilhante engenharia de drenagem, sem a qual teria sido impossível resistir com tamanha eficiência (WRIGHT *et al.*, 1999).

A zona urbana da cidade compreende uma área de 0,085 km², podendo ser considerada uma pequena bacia urbana, e é drenada por uma intrincada rede de canais, canaletas e drenos, incluindo ainda um conjunto de 129 orifícios planejados para aliviar a drenagem subsuperficial de solos e muros (WRIGHT *et al.*, 1997). Entretanto, o feito mais interessante talvez seja a elevada eficiência de drenagem das praças principais.

O subsolo das praças é constituído por um conjunto de três camadas de diferentes composições e permeabilidades, sendo a primeira, uma camada de solo orgânico argilo-arenoso, a segunda, uma camada de mistura de solo e rocha local fragmentada e a terceira, uma camada de 1m de espessura composta exclusivamente de fragmentos de rocha oriundos da construção da cidade. A última camada forma uma região com alto índice de vazios e grande capacidade de armazenamento de água e indica também uma interessante solução para a reciclagem do material utilizado na construção da cidade.

Figura 7 - Estrutura do pavimento das praças principais de Machu Picchu



Fonte: Wright *et al.* (1999)

As evidências indicam que a estrutura do pavimento das praças (figura 7) foi deliberadamente planejada de modo que toda a água de chuva diretamente incidente na área seja drenada e armazenada temporariamente nesse subsolo, onde grande parte é infiltrada e outra parte é descartada pelo sistema de drenos subsuperficiais a taxas mais lentas e seguras (WRIGHT *et al.*, 1999). Ainda, estudos mostraram que as praças,

apresentadas na figura 8 e na figura 9, também recebem a drenagem das áreas adjacentes por meio dos drenos subsuperficiais que cortam a cidade, indicando que se tratam de elementos chave no sistema de drenagem geral. As praças funcionam então como pequenos reservatórios para o manejo das águas pluviais da cidadela por meio da detenção do volume drenado das pequenas bacias de contribuição que formam a área urbana de Machu Picchu. O sistema funciona de modo a evitar a formação de altas lâminas d'água na superfície e evitar a ocorrência de vazões altas no descarte da drenagem, de maneira similar ao moderno conceito de praças d'água ou valas de infiltração, desenvolvidos como técnicas de drenagem sustentável, e ainda pouco explorado no Brasil.

Figura 8 - Praças principais de Machu Picchu



Fonte: autor

Figura 9 - Uma das praças principais de Machu Picchu



Fonte: Autor

Os engenheiros incas deixaram o ensinamento de que o desenvolvimento de suas cidades de forma harmônica com o ambiente, por meio da observação e da compreensão

da relação da água com a natureza local, foi fundamental para a sobrevivência desse povo em um ambiente agressivo e desafiador como as montanhas da cordilheira dos Andes, mesmo com incipientes recursos tecnológicos e grandes desafios circunstanciais.

Da mesma maneira, o manejo inca e pré-inca da água potável de rios, lagos, chuva e degelo para a agricultura e o consumo humano e animal, viabilizado por meio da observação e compreensão da relação dos fenômenos atmosféricos com a dinâmica da água na natureza local é admirável. Ainda, destaca-se o domínio da hidráulica de canais, escadas d'água, drenos superficiais e subsuperficiais e até reservatórios (ZIMMERER, 1995; CONTRERAS; KEEFER, 2009), feitos da engenharia inca cuja criatividade e perspicácia inspiram, ou deveriam inspirar, a engenharia de recursos hídricos contemporânea nos desafios atuais enfrentados em grandes núcleos urbanos.

Teotihuacán

A cidade de Teotihuacán, cuja planta é apresentada na figura 10, foi um dos maiores centros urbanos do seu tempo em todo o mundo, atingindo seu esplendor de 100 d.C. a 550 d.C, com 20 km² de área e cerca de 150.000 habitantes (MEJÍA RAMÓN; JOHNSON, 2019). A engenharia dos povos que ali habitaram se notabilizou pela grandiosidade estrutural do complexo de templos e pirâmides, entretanto, dois aspectos do sistema de drenagem da cidade também são dignos de destaque.

Observando a topografia natural e o comportamento do escoamento superficial ao longo das canaletas e drenos superficiais da cidade, estudos recentes (EVANS; NICHOLS, 2015; EVANS, 2016) concluíram que a orientação das ruas e templos, cujo grid reticulado é diagonal ao sentido natural do escoamento superficial, teria sido planejada para a otimização da drenagem pluvial em concordância com o caimento natural do terreno.

Ainda, o planejamento da cidade foi combinado com o desvio e canalização do rio San Juan do qual era extraída a água para consumo e utilização em rituais, e a construção de uma extensa rede de canais e alguns reservatórios para coleta de água da chuva e controle de cheias (EVANS; NICHOLS, 2015). De maneira também surpreendente, alguns estudos apontam que a Rua dos Mortos, o principal eixo da cidade, conduzia e armazenava as águas pluviais intencionalmente em seu extremo sul, junto ao rio San Juan, fazendo parte de uma complexa rede de reservatórios, que incluía também a Cidadela do templo

Figura 11 - Cisterna pública em Xochicalco



Fonte: Mays *et al.* (2013)

Império Asteca – Tenochtitlán

Originários da cultura mesoamericana, os Astecas fundaram sua capital Tenochtitlán em uma ilha no centro do lago Texcoco, vigorando entre 1325 d.C. e 1521 d.C., no Vale do México, na América do Norte. A cidade, representada na figura 12, caracterizou-se pela intrincada rede de canais de navegação em seu plano urbanístico e elevado nível de organização, atingindo cerca de 200.000 habitantes em seu apogeu, pouco antes da chegada dos conquistadores espanhóis.

Figura 12 - Concepção artística da cidade de Tenochtitlán



Fonte: Daou (2011)

Embora instalada em meio a um sistema de lagos, a cidade necessitava importar água potável para consumo por meio de um grande aqueduto devido à inadequação das águas salobras do lago Texcoco (WIGINGTON, 2014). O aqueduto de Chapultepec importava as águas das nascentes de água potável do bosque homônimo, localizado a 12

km da cidade de Tenochtitlán, e entregava as águas diretamente em tanques subterrâneos abaixo do Templo Mayor, centro político do império. Além de fornecer água potável para a capital do império Asteca, o aqueduto introduzia água doce no sistema de lagos onde se localizava Tenochtitlán, regulando a salinidade ao redor da cidade e permitindo a prática extensiva de cultivos agrícolas em ilhotas artificiais (WIGINGTON, 2014).

Outro grande feito da engenharia Asteca é o dique Netzahualcoyotl. Construído no meio do sistema lacustre (figura 13), o dique possuía uma extensão total de 15km e tinha a função de conter as cheias ao redor da cidade de Tenochtitlán e isolar os lagos do norte do sistema, mais salinos, de maneira a reduzir a salinidade das águas ao redor dos cultivos agrícolas flutuantes. Ainda, comportas faziam o controle do fluxo e do nível d'água entre os lagos separados pelo dique (WIGINGTON, 2014; ALVES, 2018).

Figura 13 - Mapa do sistema de lagos ao redor da cidade de Tenochtitlán em 1519



Fonte: Alves (2018)

O entorno da cidade ainda contava com outros diques e barragens que faziam a contenção de cheias, protegiam o centro urbano da cidade da elevação das águas do lago Texcoco e favoreciam a produção agrícola nos cultivos flutuantes (WIGINGTON, 2014).

3.1.1.2 O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES EUROPÉIAS

Minuanos e Micênicos - Knossos

Um dos povos mais antigos da região mediterrânea, os Minuanos habitaram a ilha de Creta e seus arredores entre 3500 a.C. e 1400 a.C., e são considerados a primeira grande civilização na região do mar Egeu. São também os precursores das técnicas de manipulação de recursos hídricos na história da civilização ocidental na Antiguidade, conhecimentos que atingiram seu ápice séculos depois, durante o Império Romano (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008; ANGELAKIS *et al.*, 2013). Situados em uma região de clima seco e com acentuado déficit hídrico, desenvolveram práticas de aproveitamento de água de chuva para consumo pela coleta e armazenamento em reservatórios, entre outras tecnologias. O armazenamento era realizado em cisternas privadas (figura 14), drenando áreas de escala de lote, e públicas, drenando áreas de escala urbana.

Figura 14 - Ruínas de uma cisterna particular típica minuana



Fonte: Mays (2008)

Destacam-se também a utilização de água subterrânea por meio de poços, o transporte e distribuição de água por tubulações de argila (figura 15), dutos e aquedutos e a utilização de reservatórios e canais de drenagem.

Figura 15 - Tubulação de argila em segmentos cônicos em Knossos



Fonte: Angelakis *et al.* (2014)

Entre muitos exemplos, o Palácio de Knossos, também conhecido como o palácio do rei Minos, se destaca pelo sistema de drenagem de águas pluviais, composto de canaletas, drenos e um reservatório subterrâneo de grandes dimensões, especulado como o cenário da lenda do Labirinto de Minotauro (LYRINTZIS; ANGELAKIS, 2006). Ainda, o palácio se notabiliza pelo engenhoso sistema de distribuição de água e esgotamento de águas servidas a fins higiênicos.

Após o enfraquecimento e a queda da civilização Minoica, a civilização Micênica expandiu-se a partir da cidade de Micenas na Península do Peloponeso, florescendo entre 1600 a.C. e 1100 a.C. Os micênicos perpetuaram e refinaram o legado técnico e científico deixado pelos minuanos, levando a cultura a novos territórios (ANGELAKIS *et al.*, 2014). As cidades seguiram utilizando muitas das estruturas já criadas e desenvolveram novas estruturas seguindo os mesmos conceitos. São documentados a construção de grandes reservatórios artificiais de armazenamento de água pluvial e o desenvolvimento de dispositivos hidráulicos sanitários arcaicos, indicando a crescente preocupação com a higiene (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008).

Gregos - Atenas

Após a queda do período de esplendor da civilização Micênica, a cultura no mar Egeu caracterizou-se por um forte declínio em organização e conhecimento, fase marcada inclusive pelo esvaziamento dos núcleos urbanos, abandono da escrita e esquecimento de grande parte dos avanços tecnológicos até então desenvolvidos. A fase, conhecida como Período Homérico, que registrou o início do desenvolvimento da cultura grega, durou de 1100 a.C. a 800 a.C. mas não registrou avanços significativos em relação à engenharia (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008).

Posteriormente, o Período Arcaico, de 800 a.C. a 500 a.C., registrou o apogeu das grandes cidades estados-gregas, juntamente com o crescimento populacional e a crescente demanda por água potável. Nesse período, a cidade de Atenas, inicialmente servida majoritariamente por poços, estipulou uma primeira regulação do uso da água na cidade de maneira a otimizar a utilização dos poços públicos já perfurados e, em paralelo, estimular a perfuração de poços particulares. A medida, imposta por Solon, entre 640 a.C. e 560 a.C., visava distribuir a produção de água potável para as unidades familiares e reduzir a dependência do abastecimento público, já na época utilizado no limite de sua capacidade (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008). Entretanto, ainda sob a influência de governos tiranos, sistemas de abastecimento centrais de grandes proporções foram construídos em Atenas, entre os quais se destaca o aqueduto de Peisistratos, uma das grandiosas obras da engenharia geotécnica e hidráulica grega.

O subsequente Período Clássico, de 500 a.C. a 338 a.C., se caracterizou pela variedade nas formas de administração das cidades-estados, representada pela oposição entre a oligarquia de Esparta e a democracia de Atenas. A filosofia política influenciou também a filosofia da gestão dos recursos hídricos, de modo que não há registros de grandes obras de engenharia hidráulica para abastecimento, tampouco de grandes obras centralizadoras como poços e fontes públicas. Pelo contrário, o período se caracterizou pelo extensivo incentivo público ao investimento particular na construção de cisternas de acumulação de água pluvial para o consumo privado (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008). Historiadores indicam que essa mudança na forma de gestão da água se deve muito em decorrência do rebaixamento do lençol freático devido ao uso excessivo dos poços, e da dificuldade de angariação de esforços para financiamento de grandes obras públicas.

No entanto, o Período Clássico em Atenas marcou um modelo de gestão equilibrado entre esforços públicos e particulares na obtenção de água potável, funcionando de maneira sustentável e eficiente pelo longo período de sua existência. Assim, o caso da água urbana na democracia ateniense demonstra a importância do equilíbrio entre medidas estruturais (engenharia) e não-estruturais (políticas públicas de gestão) e o equilíbrio entre sistemas de grande escala (reservatórios públicos, figura 16), e escala localizada (cisternas, figura 17), na eficiência e sustentabilidade do uso dos recursos hídricos, mesmo em uma região de circunstâncias desfavoráveis. Há, portanto, interessante semelhança com o conceito atual de gestão sustentável dos recursos hídricos em ambiente urbano, deixando claro também que a sofisticação técnica alcançada ao longo dos séculos não foi

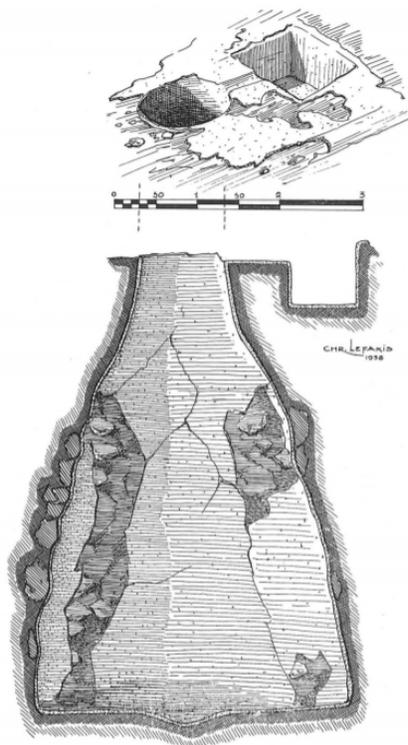
necessariamente acompanhada de diretrizes sábias para o manejo da água em ambiente urbano, sendo, portanto, de suma importância a combinação de ambos para o desenvolvimento de sistemas urbanos mais eficientes e sustentáveis.

Figura 16 - Cisterna pública de água pluvial



Fonte: Mays *et al.* (2013)

Figura 17 - Esquema de uma cisterna particular grega

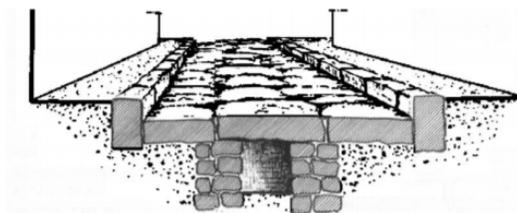


Fonte: Klingborg e Finné (2018)

Após o colapso da unidade política das cidades-estados gregas pela ascensão política e militar do reino da Macedônia, sob a liderança de Alexandre, O Grande, a cultura grega foi assimilada e expandida para territórios ainda mais distantes, iniciando o chamado

Período Helenístico, que durou de 338 a.C. a 146 a.C. Os seguidos feitos militares potencializaram o crescimento econômico macedônico, o qual foi essencial para o investimento também no desenvolvimento científico. O período se destacou pelo avanço no conhecimento específico em matemática e física, subsidiando também a sofisticação técnica na engenharia hidráulica. As teorias de Archimedes e Euclides permitiram o desenvolvimento de dispositivos hidráulicos como sistemas elevatórios de eixo helicoidal, relógios de água, o domínio do escoamento pressurizado, entre outros, representando um marco na evolução dos sistemas hidráulicos (KOUTSOYIANNIS *et al.*, 2008). No entanto, os sistemas de drenagem não evoluíram proporcionalmente, seguindo construídos com as mesmas técnicas tradicionais herdadas dos períodos anteriores, como na figura 18, abaixo.

Figura 18 - Dreno subsuperficial utilizado na antiga Macedônia



Fonte: Angelakis *et al.* (2005)

Naturalmente em uma região de baixa pluviosidade e limitada oferta hídrica na superfície, a região mediterrânea onde floresceu a Grécia Antiga impôs grandes desafios para a obtenção de água potável, forçando o desenvolvimento de técnicas de adução, transporte e armazenamento da água superficial e o aproveitamento de água de chuva (MAYS *et al.*, 2013). Entre o período das oligarquias ao período da democracia, as políticas de manejo das águas urbanas passaram de uma abordagem centrada em tecnologias de adução e distribuição centralizada e em grande escala, a uma abordagem centrada na coleta e armazenamento de água pluvial em lotes individuais, em pequena escala, demonstrando a importância atribuída ao entendimento da dinâmica da drenagem de pequenas áreas urbanas.

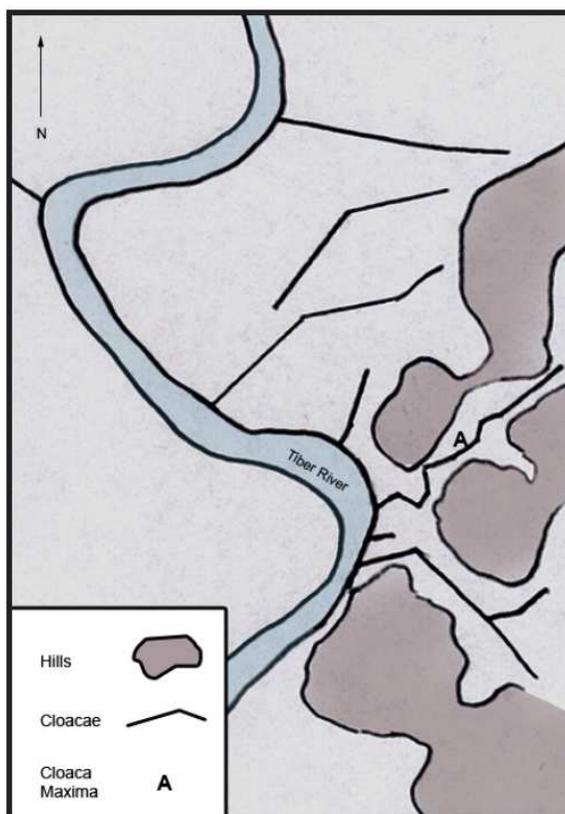
Império-romano – Roma e Pompéia

A partir de 27 a.C., a ascensão do Império Romano na península Itálica trouxe consigo o crescimento das populações e cidades em seu território, forçando o desenvolvimento da infraestrutura urbana em escala inédita na região (HOPKINS, 2007; DE FEO *et al.*, 2012). O conhecimento herdado da república, e mais anteriormente da era

clássica das cidades-estados gregas, foi desenvolvido de maneira a possibilitar a execução de grandiosas obras de engenharia hidráulica e de recursos hídricos (MAYS, 2008). Até à queda do Império em 476 d.C., os maiores e mais longos aquedutos da antiguidade foram construídos para atender às demandas das grandes cidades romanas (DE FEO *et al.*, 2012).

Soluções hidráulicas como sistemas elevatórios, moinhos, sifões, barragens e túneis foram implantados e sistemas de esgoto de grande capacidade drenavam os efluentes sanitários das residências das cidades romanas (De FEO *et al.*, 2012). A drenagem pluvial era realizada conjuntamente com a drenagem de efluentes sanitários por galerias subterrâneas de grande capacidade denominadas *Cloacas* de modo a promover o rápido escoamento da água da chuva e minimizar efeitos de eventuais alagamentos nos centros urbanos do Império Romano. Desses sistemas, a Cloaca Máxima (figura 19), localizada na capital Roma, pode ser citada como um desses grandiosos sistemas, drenando toda a parte baixa da cidade, desde o Forum até o rio Tibre (BURIAN; EDWARDS, 2002).

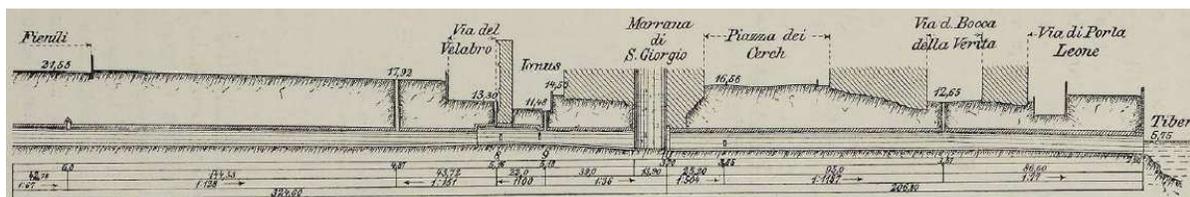
Figura 19 - Mapa das cloacas da Roma Antiga e seu deságue no rio Tibre, com destaque para a Cloaca Máxima, assinalada com a letra A



Fonte: Hopkins (2007)

A Cloaca Máxima possuía uma extensão máxima de pouco mais de 500 m (figura 20), e recebia as águas de todo o centro urbano da Roma Antiga, sendo, portanto, considerada o canal de drenagem principal de uma pequena bacia urbana. Suas galerias, ainda bem preservadas (figura 21), chegam a pouco mais de 2,5 m de largura e 3,5 m de altura (DIAMOND; KASSEL, 2018), dimensões projetadas para acomodar a elevação do nível d'água durante as cheias do rio Tibre (HOPKINS, 2007).

Figura 20 - Perfil longitudinal da Cloaca Máxima



Fonte: Diamond e Kassel (2018)

Figura 21 – Foto da seção típica da Cloaca Máxima, Roma



Fonte: Hopkins (2007)

No entanto, o rápido crescimento populacional, a expansão desenfreada das áreas agricultáveis próximas e a impermeabilização da área urbana de Roma alteraram o balanço sedimentológico e hidrológico da bacia, intensificando as inundações (BROCK, 2017). Estudos recentes apontam que a Cloaca Máxima, inicialmente concebida como uma canalização aberta dos riachos de Roma, passou a ter sua capacidade suplantada pelas cheias, se tornando insuficiente na ocorrência de eventos extremos (BROCK, 2017). Diversas obras de ampliação das dimensões do sistema principal foram realizadas ao longo dos séculos de existência do Império Romano com o objetivo de adaptar as funções e a capacidade da Cloaca Máxima, readequando o sistema de drenagem da cidade às crescentes demandas (HOPKINS, 2007)

A engenharia romana também se notabiliza pela importância dada ao aproveitamento da água da chuva para o consumo (MAYS, 2008). Em Pompéia, muitas residências e edifícios particulares possuíam cisternas para coleta de água de chuva, cuja finalidade era fornecer água para consumo de forma complementar à oferta proveniente do sistema central de abastecimento por aquedutos ou mesmo garantir o consumo de forma integral, em caso de insuficiência, interrupção ou inexistência do fornecimento central.

O uso de cisternas durante o Império Romano, prática herdada das civilizações minoica e grega, se caracterizou pela construção extensiva de reservatórios de pequena e grande capacidade ao longo dos territórios que pertenceram ao extinto império romano, desde o norte da África até as cidades da Europa mediterrânea (MAYS, 2008). Em Pompéia, as coberturas das praças e edifícios públicos e particulares eram drenados por calhas e a água potável era coletada em pequenas cisternas para o consumo. Outras cisternas, de maior capacidade, eram projetadas para armazenar o excesso de água proveniente dos aquedutos juntamente com água da chuva, posteriormente redirecionando essa água para os demais usos nas cidades. Um dos exemplos interessantes é a Piscina Mirabilis, (figura 22) próximo da atual Napoli, Itália, cuja capacidade atingia 12.600 m³, servindo toda a cidade de Pompéia e outras cidades próximas ao monte Vesúvio.

Figura 22 - Piscina Mirabilis, grande reservatório próximo a Pompeia



Fonte: Mays *et al.* (2013)

Ainda, a cidade de Pompéia se notabiliza pela sofisticação de seus complexos sistemas de distribuição de água, o qual era composto por tubulações de chumbo (figura 23) e conexões de bronze. Apesar dos problemas decorrentes da utilização do chumbo para a condução de água potável, o pioneirismo na confecção de tubulações de metais indica o domínio do conceito do escoamento pressurizado (DE FEO *et al.*, 2012).

Figura 23 - Tubulação de chumbo escavada nas ruínas de Pompéia



Fonte: Mays (2008)

Não obstante o uso extensivo de cisternas particulares e públicas para o aproveitamento da água da chuva para consumo e o uso de galerias de drenagem de grandes capacidades, a engenharia romana pouco explorava a infiltração no solo como recurso técnico para a drenagem pluvial. Por meio de uma análise do investimento e da finalidade das obras de drenagem executadas durante o Império Romano, nota-se a prevalência de uma mentalidade técnica essencialmente orientada a prover higiene, abastecimento e rápido escoamento das águas pluviais (BURIAN; EDWARDS, 2002).

Idade média e declínio europeu – 476 d.C. A 1453 d.C.

Após a queda de Roma as grandes cidades do antigo império entraram em declínio, juntamente com o conhecimento técnico desenvolvido durante o período áureo da Idade Antiga na Europa. De uma maneira geral, grande parte do desenvolvimento tecnológico urbano acumulado até então foi deixado de lado em decorrência do abandono dos núcleos urbanos, resultando na grande estagnação científica ocorrida durante a Idade Média na Europa. A migração em massa da população para zonas rurais culminou com o surgimento de muitos assentamentos e pequenos núcleos populacionais próximos de grandes cursos d'água, de onde obtinham os recursos necessários para consumo e descarte de resíduos. Assim, durante os muitos anos que se transcorreram dentro da Idade das Trevas, a drenagem pluvial urbana, o aproveitamento da água da chuva e o esgotamento sanitário deixaram de ser vistos como técnicas prioritárias para o desenvolvimento e bem-estar da sociedade. Como consequência, de uma maneira geral, a higiene dos indivíduos, bem como a preocupação com a higiene pública sofreu um grande retrocesso nos núcleos urbanos decadentes, muito em função da desativação ou má utilização das já existentes (e

alguns casos inexistentes) infraestruturas de drenagem pluvial e esgotamento sanitário, favorecendo a proliferação de epidemias (BURIAN; EDWARDS, 2002).

3.1.1.3 O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES AFRICANAS E DO ORIENTE MÉDIO

A região compreendida entre o nordeste da África, o litoral leste do mar Mediterrâneo e o Oriente Médio se caracteriza pela aridez e pelo baixo índice de pluviosidade anual, intensificando a importância dos corpos hídricos locais para a sobrevivência dos agrupamentos humanos que ali se desenvolveram a partir do ano 6000 a.C (MAYS, 2008). A oferta hídrica dos grandes rios Nilo, Jordão, Tigre e Eufrates foi, portanto, a principal fonte de água para o abastecimento das sociedades que ali floresceram, permitindo o abastecimento e o desenvolvimento da agricultura. Por essa razão, a região também é conhecida como o Crescente Fértil. A importância dos recursos hídricos no contexto da região levou ao desenvolvimento de organizações sociais, políticas e religiosas essencialmente centradas na água, permitindo a mobilização de grandes grupos para a realização de obras que tirassem o maior proveito possível dos grandes rios da região (MAYS; ANGELAKIS, 2012). Desenvolveram umas das primeiras tecnologias hidráulicas na história, razão pela qual são também conhecidas como civilizações hidráulicas.

Egito Antigo

A construção de represas, diques, rodas d'água, canais, comportas e reservatórios foi dominado pelos egípcios já por volta do ano 3100 a.C. para a manipulação das cheias do rio Nilo para a irrigação dos campos de cultivos agrícolas (EL-GOHARY, 2019). Entretanto, a civilização se desenvolveu principalmente no delta do Nilo e a montante do mesmo somente em suas margens, fazendo uso do imprevisível regime de cheias da bacia para o abastecimento da população. As cheias no Nilo se devem principalmente à pluviosidade em sua cabeceira, já na Etiópia, que embora mais volumosa que no Egito, ainda possui alta imprevisibilidade (EL-GOHARY, 2019). Assim, para a civilização egípcia, localizada em uma região de pluviosidade quase inexistente, a drenagem urbana não representou uma preocupação de maneira que não desenvolveram tecnologias relevantes para armazenamento, aproveitamento ou drenagem das águas pluviais em seus núcleos urbanos. Um dos mais notáveis feitos da engenharia hidráulica egípcia antiga foi a represa de Sadd-el-Kafara, construída por volta de 2650 a.C., cuja capacidade atingia cerca de 0,5 milhões de metros cúbicos de água desviada do rio Nilo (MAYS, 2008; KHAN, 2018).

Mesopotâmia – Ur, Mari e Babilônia

Entre os rios Tigre e Eufrates no Oriente Médio, se desenvolveram os agrupamentos urbanos mais antigos da história. Os Sumérios, por volta de 6500 a.C. foram os primeiros povos que ali se organizaram e em cerca de 3500 a.C. construíram as primeiras grandes cidades mesopotâmias, das quais Ur, Uruk e Mari se destacam como as maiores. Em geral, as cidades sumérias possuíam canais artificiais e diques para a manipulação do nível das águas do rio Eufrates para navegação e agricultura (MAYS *et al.*, 2012). Internamente, eram equipadas com drenos, canaletas e até tubulações de argila para a condução da água da chuva para fora dos limites urbanos e descarga nos canais, conectados ao rio Eufrates (BURIAN; EDWARDS, 2002). Ainda, drenos e pequenos reservatórios para a coleta de água pluvial foram encontrados em Mari (MAYS *et al.*, 2012).

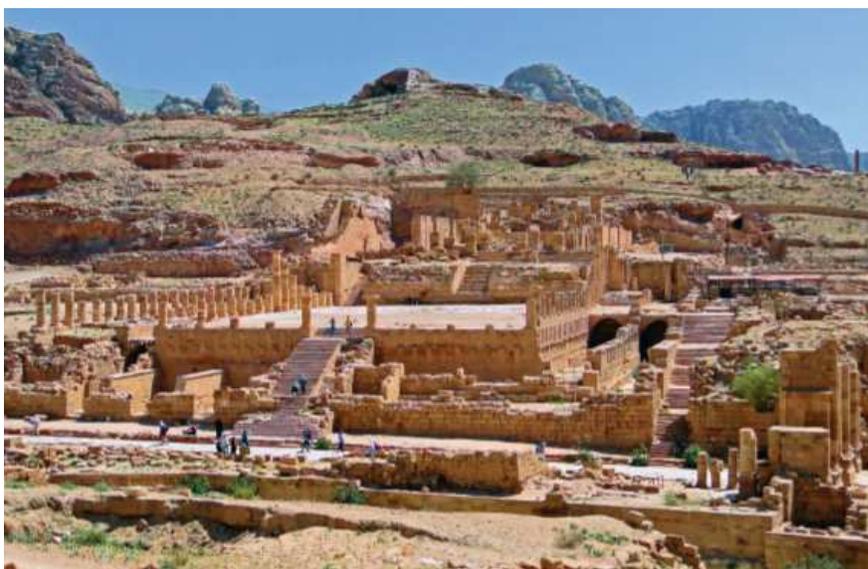
Mais tarde, entre 1894 a.C. e 1595 a.C. a cidade de Babilônia assumiria grande destaque na região se tornando um dos maiores núcleos urbanos da época, capital do primeiro grande reino Babilônico de Hammurabi. No entanto, uma das características mais interessantes da engenharia mesopotâmia surgiu durante a segunda fase do Império Babilônico, entre 612 a.C. e 562 a.C. já sob o reinado de Nabucodonosor II. Neste período foram construídos os famosos Jardins Suspensos da Babilônia – embora de fato não na cidade de Babilônia (DALLEY, 1993). Os Jardins são hoje considerados por alguns autores versões ancestrais dos atuais telhados verdes e jardins verticais, difundidos como parte dos conceitos modernos de sustentabilidade em ambiente urbano (ÇAKIR *et al.*, 2017). Muito além da relevância estética, os Jardins se destacaram pela notável engenhosidade de seu sistema de irrigação, o qual era alimentado hidrostáticamente por tubulações de argila que traziam a água de um reservatório pluvial elevado incorporado no alto da cidade por escoamento pressurizado (ORTLOFF, 2016). Ainda, muito embora não fossem planejados para a mesma função para a qual se projetam os telhados verdes e jardins verticais atualmente, os jardins Suspensos da Babilônia remanesceram historicamente como icônicas influências para os projetos dos espaços urbanos desde os tempos antigos.

Nabateia – Petra

De maneira similar aos contemporâneos engenheiros romanos ou aos antecessores minuanos e babilônicos, os antigos engenheiros nabateus utilizaram técnicas hidráulicas de transporte e distribuição de água com maestria. Extensas redes de canais, aquedutos e até tubulações, como praticado entre os povos mesopotâmios, serviam as cidades

nabateias com água trazida de fontes longínquas (AL-FARAJAT; SALAMEH, 2010). Entretanto, são as tecnologias de armazenamento de água pluvial para amortecimento e consumo que se destacam entre os notáveis feitos da engenharia nabateia, com ênfase ao sofisticado sistema de abastecimento e drenagem do Grande Templo de Petra (figura 24).

Figura 24 - Ruínas do Grande Templo de Petra



Fonte: Brown (2014)

Figura 25 - Reservatório de aproveitamento pluvial em Wadi Musa, cerca de Petra



Fonte: Ortloff (2014)

O abastecimento da capital, Petra, localizada entre a península do Sinai e a península Arábica, era provido em grande proporção pela água pluvial de reservatórios de acumulação centrais de grandes dimensões (figura 25), e em menor parte, pelo consumo

de aquíferos subterrâneos. A baixa oferta hídrica natural da região, caracterizada principalmente pela intermitência e baixo volume das precipitações anuais, combinada com o crescimento populacional acelerado, levaram os nabateus ao domínio das técnicas alternativas de obtenção de água potável em uma escala muito superior à de seus contemporâneos. Durante o período de esplendor da cidade, entre 300 a.C. e 300 d.C., foram construídos reservatórios superficiais e subterrâneos para armazenamento de água pluvial, múltiplos sistemas de tubulações, diques e túneis para o controle de cheias, sistemas de tubulações para filtragem de areia e bacias de sedimentação para melhoria da qualidade da água pluvial coletada (ORTLOFF, 2005).

Ainda, diferentemente dos povos contemporâneos, estudos apontam que o armazenamento pluvial de grandes dimensões em Petra teve duplamente a função de provimento de água potável e controle das grandes cheias na cidade (ORTLOFF, 2005). As cheias durante o período chuvoso em Petra caracterizam-se por enxurradas de rápida ascensão do nível d'água e grande volume, representando forte preocupação em relação a segurança da cidade. Diante desse desafio, os engenheiros nabateus desenvolveram um sistema de diques e reservatórios superficiais para o respectivo desvio e acúmulo de parte do escoamento superficial para conter a elevação das águas no centro urbano de Petra. Os reservatórios eram projetados para potencializar a infiltração e a consequente recarga dos aquíferos que abasteciam os poços da cidade. Adicionalmente, uma sequência de pequenas cisternas particulares também foi deliberadamente projetada com a função de capturar a água das enxurradas e atenuar o efeito das cheias.

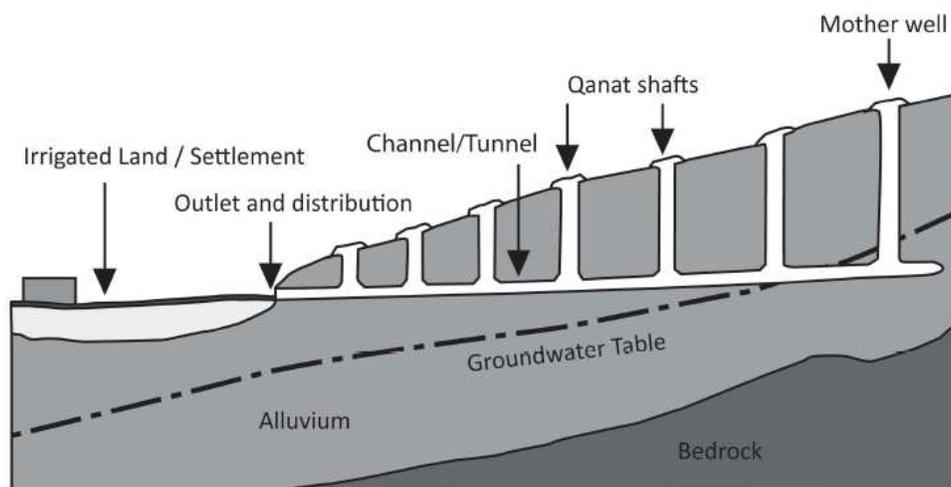
No Grande Templo de Petra, um sistema subterrâneo de canais de drenagem coletava parte da enxurrada por meio da infiltração e conduzia as águas drenadas a uma cisterna central interna de 50 m³, de onde eram conduzidas por canais para fora dos limites da cidade. Ainda, parte da água da chuva coletada da cobertura por meio de um sistema de drenos era aproveitada para o abastecimento das fontes do templo (ORTLOFF, 2005).

Assim, entre outros aspectos nota-se que os nabateus faziam intenso uso da infiltração como um recurso conjunto para a drenagem pluvial e para a recarga de aquíferos visando o reabastecimento dos poços e fontes próximas. Entre vários feitos, demonstraram perspicaz versatilidade no manejo da água no meio urbano, explorando a infiltração, o armazenamento e controle de cheias de maneira centralizada e descentralizada, além de montar uma estratégia de diversificação dos meios para obtenção de água para consumo.

Persas – Persepolis

Analogamente aos Mesopotâmios, Nabateus e Egípcios, os povos Persas também se valeram da criatividade para obtenção de água potável para contornar a baixa oferta hídrica da planície que se estende entre o Mar Cáspio e o Golfo Pérsico, onde se situaram. Entre as ruínas do antigos reinos e impérios que ali floresceram são documentados o domínio da construção de canais, diques, barragens para a manipulação das águas dos principais rios, assim como poços e cisternas para a manipulação da água da chuva. Entretanto, os Qanats são as estruturas mais impressionantes ali construídas para o manejo da água pluvial para consumo (MAHMOUDIAN; MAHMOUDIAN, 2019). O Qanat, representado na figura 26, é um sistema de poços profundos ordenados em linha e conectados por tuneis de fundo, que conduzem a água subterrânea por simples gravidade do poço de fundo mais alto ao poço de fundo mais baixo, até a saída em um canal aberto.

Figura 26 - Esquema de um Qanat



Fonte: Beckers *et al.* (2013)

Estima-se que o conceito tenha surgido entre 2000 a.C. e 1000 a.C., período atribuído ao da construção do Qanat mais antigo conhecido, construído próximo a antiga cidade de Zarch, no norte do atual Irã (MAYS, 2008). A eficiência na recarga e na vazão aduzida eram suficientes inclusive para sustentar o fornecimento de água da cidade de Persépolis, uma das cidades mais importantes do Império Aquemênida. O sistema era pensado para aproveitar ao máximo a infiltração das águas pluviais nos poços para a recarga dos aquíferos e manutenção das vazões de consumo, demonstrando noções sobre o ciclo da água, topografia e hidráulica (MAHMOUDIAN; MAHMOUDIAN, 2019).

3.1.1.4 O MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS NAS ANTIGAS CIVILIZAÇÕES DO EXTREMO ORIENTE

China antiga: Dinastia Song e Dinastia Ming – Ganzhou, Hongcu e Tuancheng

Historicamente, as populações que habitaram a região leste e sudeste da China continental conviveram com temporadas chuvosas de grande intensidade e volume, atingindo totais anuais superiores a 2000 mm em alguns anos (XU *et al.*, 2018). Nesse contexto, a época chuvosa, conhecida no sudeste asiático como Monções, sempre representou um desafio à sobrevivência humana nessa região, de maneira que foi objeto de atenção desde às primeiras civilizações que há séculos ali habitaram (CUN *et al.*, 2019).

Para lidar com a desafiadora pluviosidade das monções, os chineses desenvolveram criativos e eficientes sistemas de drenagem pluvial urbana ao longo dos séculos, produzindo exemplos brilhantes de engenharia e planejamento sustentável, os quais muito se assemelham aos conceitos atuais de manejo dos recursos hídricos urbanos como LID's, BMP's, WSUD e SUDS. A busca pela integração mais harmônica entre o ser humano e os fluxos da natureza, característica da filosofia tradicional chinesa, é notada na concepção dos antigos centros urbanos chineses e na maneira como interagem com a dinâmica natural da água, trazendo à luz conhecimentos de grande valor aos dias atuais.

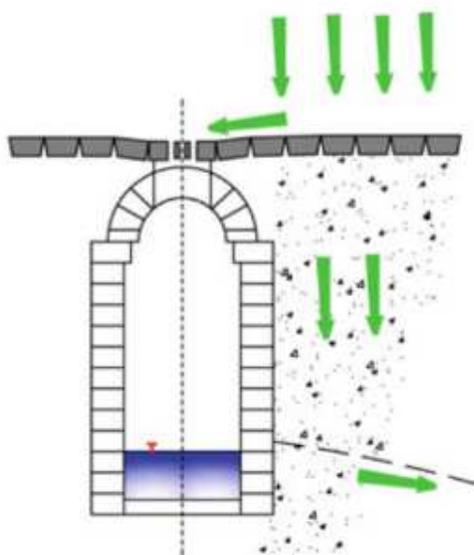
Cun *et al.* (2019) cita que as antigas vilas e cidades que precederam a atual Beijing, e ainda se encontram preservadas, apresentam notável desempenho de seus sistemas de drenagem em comparação com os bairros modernos vizinhos, quando da ocorrência de grandes chuvas, mesmo quando localizadas em áreas desfavoráveis, próximas a rios ou em baixadas.

Dentre muitos exemplos, a pequena fortaleza de Tuancheng, cuja construção data de 1417 d.C., período da dinastia Ming, se destaca pela utilização extensiva da infiltração para o controle do escoamento superficial, tanto por meio de drenos superficiais (figura 27) como por meio da percolação direta, como parte do sistema de drenagem (ZHANG *et al.*, 2019). A água da chuva incidente nas superfícies dos pátios da fortaleza infiltra pelos espaços entre os pequenos blocos de pedra que formam o pavimento e pelos pequenos drenos superficiais, sendo direcionada às galerias subterrâneas, onde é acumulada e conduzida até o sistema de drenagem externo. As galerias foram construídas com espaço interno suficiente para acomodar um grande volume de água, realizando também a função de armazenamento temporário do escoamento superficial drenado (figura 28).

Figura 27 - Drenos superficiais em Tuancheng

Fonte: Cun *et al.* (2019)

Figura 28 - Esquema da seção transversal típica das galerias subterrâneas de Tuancheng

Fonte: Zhang *et al.* (2019)

Anterior a Tuancheng, em 1077 a.C., durante a Dinastia Song, a cidade de Ganzhou, no sul da atual China, iniciava esforços, através de seu governante, Yi Liu, para desenvolver soluções técnicas para os problemas com as enchentes dos rios Zhangjiang e Gongjiang (CUN *et al.*, 2019). O centro antigo da cidade de Ganzhou, Hetao, localiza-se nas margens da confluência dos dois rios, sendo, portanto, uma região naturalmente alagável, razão pela qual está anualmente sujeita a problemas decorrentes das cheias na estação chuvosa, condição semelhante a inúmeras cidades no Brasil e no mundo. A localização da cidade é representada na figura 29, a seguir.

Figura 29 - Localização do centro urbano de Hetao em Ganzhou, China



Fonte: Xu *et al.* (2018)

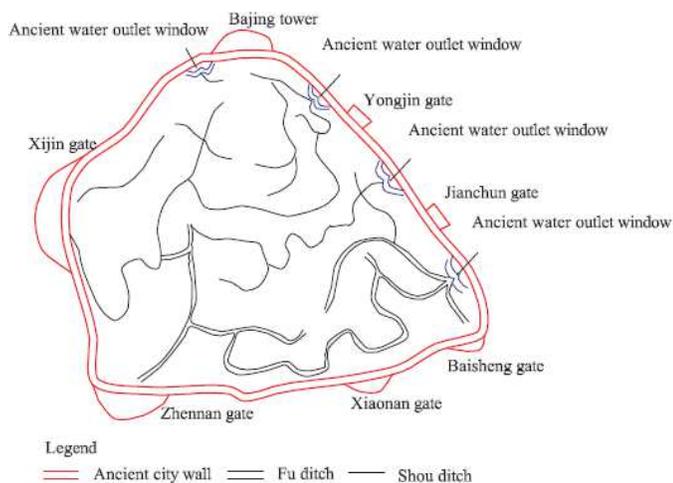
Observando a topografia local e o regime de cheias dos dois rios, os antigos engenheiros chineses de Hetao desenvolveram um brilhante sistema de drenagem pluvial urbano cuja eficiência continua a proteger o centro antigo de maneira surpreendente até os tempos atuais. Enquanto as cidades modernas da região, equipadas com sistemas de drenagem atuais, sofrem todos os anos com as consequências desastrosas das épocas chuvosas, o centro de Hetao permanece seco e protegido, mesmo em região tão desfavorável, chamando a atenção de historiadores e engenheiros (CUN *et al.*, 2019).

Explorando uma variedade de conceitos hidráulicos como o escoamento livre e pressurizado, remanso, infiltração, descarga e armazenamento, o sistema de drenagem de Hetao foi concebido de maneira a diminuir o pico da vazão de saída pela otimização da infiltração e da acomodação temporária do escoamento superficial em lagoas de amortecimento. Para tanto, foram utilizadas comportas, diques, canais, canaletas, valas de infiltração, drenos subterrâneos e lagoas de amortecimento (XU *et al.*, 2018).

Um muro construído nas periferias da cidade junto às margens dos dois rios foi utilizado como dique de contenção e suas portas foram equipadas com comportas acionadas quando o nível d'água no rio sobe além de um determinado nível. Internamente, valendo-se da topografia local, os engenheiros aproveitaram as depressões naturais da área para a construção das valas e lagoas. A drenagem de ruas e praças públicas é recolhida por drenos e conduzida por canaletas de forma distribuída às lagoas e aos dois

sistemas de valas de infiltração da cidade, o sistema Fu e o sistema Shou (figura 30), os quais conduzem a drenagem da cidade às comportas de saída aos rios (CUN *et al.*, 2019).

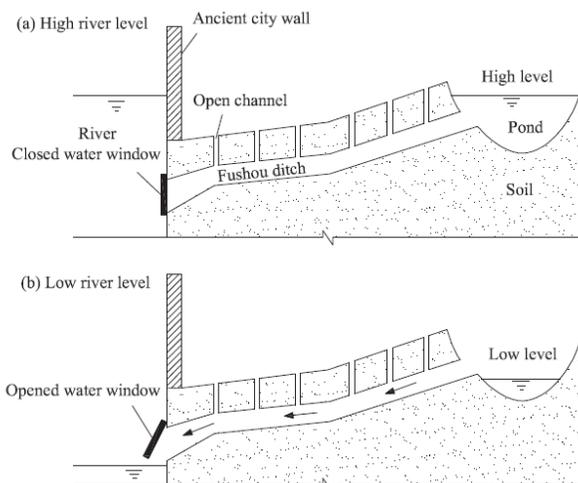
Figura 30 - Antigos muros da cidade (em vermelho) e sistemas de valas Fu e Shou



Fonte: Xu *et al.* (2018)

Essas comportas, operadas independentemente da ação humana, são fechadas quando as águas dos rios sobem acima de um determinado nível de segurança, bloqueando as saídas do sistema de drenagem da cidade. A drenagem pluvial urbana então é progressivamente acumulada nas valas e lagoas, onde parte é infiltrada e parte é armazenada temporariamente até a liberação das comportas, que ocorre somente após o nível do rio voltar aos níveis baixos iniciais (XU *et al.*, 2018). A figura 31, a seguir, demonstra o arranjo em perfil do sistema de drenagem de Hetao.

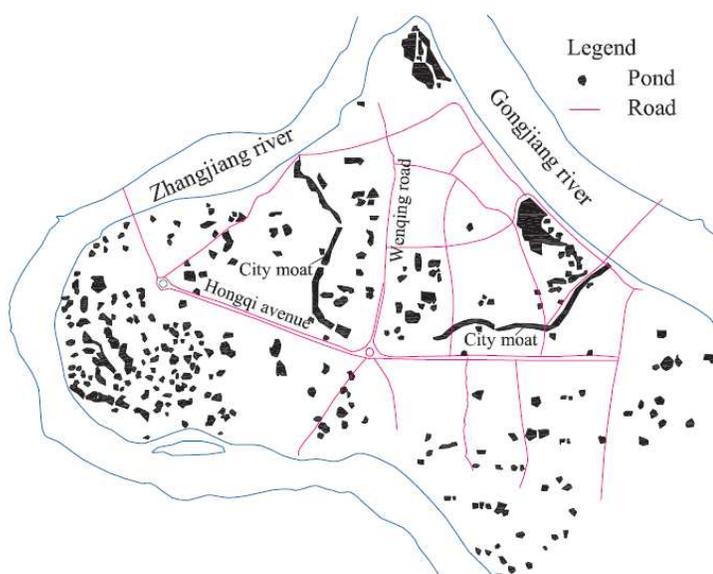
Figura 31 - Esquema do funcionamento do sistema de drenagem de Hetao



Fonte: Xu *et al.* (2018)

Alguns pontos se destacam no sistema de drenagem de Hetao. A diretriz geral que orientou a concepção do sistema parece ter prezado pela distribuição equilibrada do escoamento superficial entre descarga direta, infiltração e armazenamento temporário. Nesse contexto, a percepção dos efeitos da utilização de lagos de amortecimento na eficiência do controle das cheias chama a atenção. Juntos, os lagos construídos em Hetao somam uma área de aproximadamente 0,6 km², cerca de 4,3% de toda a área urbana, produzindo grande capacidade de acomodação do excedente pluvial, porém de maneira distribuída, conforme indicado na figura 32, a seguir (XU *et al.*, 2018).

Figura 32 - Distribuição das lagoas de amortecimento no centro urbano de Hetao



Fonte: Xu *et al.* (2018)

Cada pequeno reservatório drena uma microbacia contida nos 14 km² da área urbana de Hetao (XU *et al.*, 2018), demonstrando o reconhecimento da importância da compreensão do escoamento superficial em pequenas bacias urbanas.

Outra antiga cidade chinesa também se notabiliza pela engenhosidade de seu sistema de drenagem pluvial. A antiga vila de Hongcun (figura 33), localizada no sudeste da China continental, na província de Anhui, é um exemplo de um pequeno centro urbano cujo planejamento e construção visaram a integração harmônica entre os elementos artificiais e os elementos naturais de maneira a permitir um equilíbrio sustentável entre as necessidades humanas e a dinâmica natural do meio (ZHENG *et al.*, 2018). Declarada como local de patrimônio da humanidade pela UNESCO, a pequena cidade é datada do ano de 1131 d.C., também correspondente ao período da dinastia Song, e possui uma área

de cerca de 0,18 km². No entanto, o sistema de drenagem pluvial da vila conta com uma pequena lagoa central de 1088,98 m² e uma grande lagoa de 18.404,78 m², localizada na parte sul, junto às margens do rio Xixi. Aproveitando-se da topografia natural do local, os engenheiros chineses construíram uma tomada d'água junto às margens do rio Xixi, ao norte da vila, conduzindo as águas por escoamento livre por uma série de canais que percorrem o centro urbano até a lagoa central. Após a lagoa central, a série de canais leva as águas até a grande lagoa ao sul, a partir de onde são devolvidas ao rio Xixi, a jusante da cidade (ZHENG *et al.*, 2018). A figura 34 representa o esquema conceitual do sistema de drenagem da antiga cidade de Hongcun.

Figura 33 - Vista aérea da vila de Hongcun



Fonte: Li, (2019)

Figura 34 - Esquema conceitual do sistema de drenagem da vila de Hongcun



Fonte: Zheng *et al.* (2018)

O sistema de canais abastece a cidade com água potável para os variados usos domésticos, enquanto as lagoas atuam na limpeza das águas utilizadas na cidade e, também, na acomodação do escoamento superficial na ocorrência de precipitações. Zheng *et al.* (2018) cita que, simulações hidrológicas computacionais demonstraram que o sistema de drenagem da vila de Hongcun é capaz de amortecer com eficiência um evento de 20 anos de tempo de retorno sem a ocorrência de inundações. Ainda, conclui-se que o pequeno núcleo urbano de Hongcun integra um sistema de água corrente e lagoas artificiais com eficiência em sua dinâmica, incorporando também uma variedade de usos da água na rotina dos habitantes da vila.

Cun *et al.* (2019) ressalta que as cidades chinesas exploraram de maneira equilibrada uma variedade de funções hidrológicas (como o escoamento livre, a infiltração e o armazenamento) no planejamento de seus espaços urbanos. A breve análise dos exemplos apresentados, permite também entender que a filosofia foi adotada sempre de maneira conectada aos processos naturais locais, desde a drenagem em escala predial até os sistemas em escala de comunidade.

Em outras palavras, em essência, valeram-se da utilização das características de cada lugar para inserir de forma harmônica os ambientes construídos e as necessidades humanas na dinâmica natural da água, produzindo cidades funcionalmente equivalentes às condições originais dos respectivos ambientes onde foram implantadas.

Civilização Harapeana – Mohenjo-Daro

Construída por volta de 2600 a.C., a antiga cidade de Mohenj-Daro foi uma das maiores cidades da civilização Harapeana, localizada ao longo do vale do rio Indus, no atual Paquistão, e destaca-se pela sofisticação dos seus sistemas urbanos de drenagem pluvial, coleta de esgoto sanitário e distribuição de água potável. As ruínas da antiga cidade indicam que os antigos engenheiros Indus planejaram deliberadamente a implantação da cidade de maneira integrada com o sistema de drenagem pluvial e de coleta de efluentes sanitários. O descarte de efluentes sanitários de cada unidade habitacional era realizado diretamente em pequenos poços de elevado tempo de detenção onde os sólidos grosseiros eram depositados, permitindo o deságue do efluente limpo nas canaletas do sistema de drenagem pluvial. As canaletas no centro do perímetro urbano eram cobertas por tampas esculpidas em rocha e corriam sob o piso da cidade (figura 35), assemelhando-se a sistemas de drenagem modernos (BURIAN; EDWARDS, 2002).

Figura 35 - Canaletas de drenagem pluvial em Mohajo-Daro



Fonte: Burian e Edwards (2002)

Ainda, alguns trabalhos defendem que as caixas de acumulação, conectadas ao sistema de drenagem pluvial, também atuavam como atenuadores da velocidade do escoamento nas canaletas, reforçando a segurança do sistema (RATNAGAR, 2014).

3.1.2 IDADE MODERNA E O MANEJO DA ÁGUA – INÍCIO DO SÉCULO XVI AO FINAL DO SÉCULO XX

3.1.2.1 EVOLUÇÃO DA ABORDAGEM DESDE O SÉCULO XVI ATÉ O SÉCULO XIX:

Durante a idade média, o esgoto sanitário era descartado, juntamente com resíduos sólidos em geral, em valas abertas, originalmente pensadas para a drenagem pluvial e que simplesmente seguiam o alinhamento das ruas (BURIAN *et al.*, 1999).

O gradual crescimento dos núcleos urbanos intensificou o problema com os maus odores e a proliferação de pestes e doenças, levando os reis a ordenarem o fechamento dessas valas para a formação de uma rede subterrânea e isolada. O manejo do descarte de resíduos e efluentes sanitários permaneceu direcionado de maneira informal ao sistema de drenagem pluvial e seguiu sem regulação até o primeiro registro de um decreto, assinado pelo rei francês em 1530 em Paris que obrigava os indivíduos a construir suas próprias fossas e sumidouros sanitários. Ainda assim, a drenagem pluvial continuava a ser tratada de maneira egoísta pelos indivíduos, os quais se disponibilizavam a pagar pela construção de drenos pluviais somente em frente a suas residências, direcionando as

águas pluviais aos vizinhos de jusante de maneira indiferente às consequências futuras. O problema com o entupimento dos drenos se tornou ainda mais frequente durante o século XVII, de modo que em 1636 a maioria das redes francesas e encontrava obstruída (BURIAN; EDWARDS, 2002). Em 1721, um novo decreto foi imposto impondo taxas pelo descarte de resíduos no sistema de drenagem pluvial, porém os problemas com o descarte inadequado continuaram devido à má interpretação da lei, que levava os cidadãos a intensificarem o descarte por entenderem que tinham o direito, já que pagavam as taxas. Da mesma maneira, os problemas com o mal funcionamento do sistema de drenagem na Inglaterra levaram a um decreto do rei inglês tornando cada indivíduo responsável pela limpeza do sistema de drenagem em frente a sua propriedade, criando em 1622 uma comissão específica para a regulação e fiscalização da drenagem urbana (BURIAN; EDWARDS, 2002).

Na Espanha e em Portugal, entre os séculos XVI e XVII, o desenvolvimento dos sistemas de drenagem urbana seguia a mesma filosofia praticada na França e na Inglaterra, e dessa maneira, suas colônias na América herdavam a mesma mentalidade e o mesmo padrão de planejamento urbano praticado na Europa durante esse período (OLIVERO, 1963; DIAZ; MIRÁS, 2015). Também nos Estados Unidos, a drenagem urbana seguia basicamente a mesma filosofia, uma vez que a tecnologia e o know-how eram trazidos pelos colonizadores. Até meados do século XVII, os sistemas de drenagem pluvial eram pequenos e financiados coletivamente por grupos de proprietários que eventualmente tivessem problemas com acúmulo de águas pluviais em frente a suas propriedades. As cidades de Boston, Philadelphia e Nova York se destacavam como as que mais investiam em infraestrutura urbana, incluindo a drenagem pluvial, principalmente devido ao financiamento coletivo de proprietários. Por volta de 1704 a 1736, os sistemas de drenagem pluvial, inicialmente construídos de madeira, passaram a ser construídos em alvenaria e abaixo do pavimento do arruamento, passando por ampliação da cobertura urbana sem precedentes (BURIAN; EDWARDS, 2002).

Paralelamente, a ciência voltava a evoluir com o avanço da matemática e da física por meio das teorias de Leonardo da Vinci e Galileu Galilei durante o renascimento até o advento das disciplinas específicas da hidrodinâmica e da mecânica dos fluidos com as contribuições de Isaac Newton, Daniel Bernoulli, Leonhard Euler, entre outros. No entanto, o refinamento do conhecimento acontecia mais concentrado na hidráulica (BURIAN *et al.*, 1999) e pouco na hidrologia.

3.1.2.2 EVOLUÇÃO DA ABORDAGEM DESDE O SÉCULO XIX ATÉ O SÉCULO XX:

Durante a primeira metade do século XIX, a mentalidade na Europa e nos Estados Unidos era mais voltada para a drenagem pluvial rápida somente das partes mais afetadas das cidades enquanto o esgoto era recolhido e levado para locais onde era depositado de maneira adequada ou reaproveitado no campo.

Já na segunda metade do século XIX, a mentalidade predominante na Europa e nos Estados Unidos era de promover o descarte de efluentes domésticos e resíduos em geral no sistema de drenagem pluvial de forma a encontrar uma solução mais rápida e prática para o descarte dos descartes sanitários domésticos e industriais. Os sistemas de drenagem passaram então a ser projetados considerando o descarte de esgotos e resíduos sólidos em geral, configurando um sistema misto. Em poucas décadas, porém, a prática trouxe consequências graves relacionadas à proliferação de doenças nas grandes cidades, o que levantou questionamentos a respeito dos benefícios do sistema misto. Entretanto, a mentalidade da época, não somente técnica, mas também considerando as autoridades e a população de maneira geral, era de priorização da praticidade e da economia dos recursos financeiros, de maneira que o investimento na implantação de sistemas separados de águas pluviais e águas residuárias urbanas era visto como pouco atrativo em razão dos custos e dos benefícios percebidos. Ainda, foi durante esse período que ocorreram as primeiras tentativas de estabelecimento de uma formulação matemática de referência para o cálculo generalizado dos sistemas de drenagem pluvial, os quais até pouco tempo antes eram feitos em sua maioria por tentativa e erro e com base na experiência dos engenheiros e de seus projetos realizados anteriormente. Enquanto ainda muitos engenheiros se valiam de metodologias próprias para os dimensionamentos de seus projetos de drenagem, algumas referências começaram a se popularizar no meio técnico nos Estados Unidos, desenvolvidas por Kuichling (1889b), e no Reino Unido, desenvolvidas por Lloyd-Davies (1906). Essas referências posteriormente vieram a culminar com o nascimento do Método Racional no começo da primeira metade do século XX (BURIAN; EDWARDS, 2002).

Com o ininterrupto crescimento das cidades e a intensificação de suas demandas por infraestrutura que viabilizasse o desenvolvimento da vida nos grandes centros, o século XX testemunhou uma gradual mudança na mentalidade associada à abordagem técnica em relação ao manejo das águas urbanas, sobretudo nos Estados Unidos, onde o

crescimento urbano era o mais acelerado em todo o mundo. Em algumas décadas os problemas decorrentes da utilização de sistemas mistos levaram ao aumento da percepção da importância da implantação de sistemas separados de drenagem pluvial e drenagem de águas residuárias urbanas. Nesse ponto, a história da engenharia de recursos hídricos registrou o surgimento de um segmento especializado em águas residuárias urbanas e que começava uma trajetória separada da engenharia de drenagem pluvial.

Paralelamente, a intensificação da carência de recursos técnicos que suportassem as demandas e os problemas dos grandes centros urbanos levou ao surgimento de grandiosas obras de infraestrutura urbana, compreendendo os mais variados aspectos da realidade urbana, como os setores de habitação, resíduos sólidos, transporte, entre outros. Da mesma maneira, o desenvolvimento técnico das práticas de engenharia de drenagem pluvial seguiu a mesma tendência grandiosa, resultando no advento de teorias e soluções que abordavam a drenagem pluvial urbana sob um ponto de vista focado na escala macro, mesmo que ainda sob a mentalidade de rápido esgotamento e descarte das águas pluviais. Todavia, embora focando no desenvolvimento de soluções para grandes áreas urbanas, esse *mindset* desconsiderava os mecanismos do ciclo da água pluvial urbana que ocorrem dentro da pequena escala, pouco explorando aspectos como a infiltração local e a retenção superficial e subsuperficial nas microbacias, bem como seu efeito na escala macro. Desbalanceada, a manipulação do ciclo da água pluvial urbana artificialmente intensificou a capacidade de transporte do escoamento, rapidamente drenando áreas naturalmente elevadas, mas antecipando o pico de vazão em áreas naturalmente baixas, produzindo um escoamento cujo excesso de volume suplanta a capacidade natural armazenamento e escoamento dos canais de jusante.

Como consequência, durante a segunda metade do século XX os grandes canais de drenagem já não eram suficientes para resolver os problemas das cheias, que eram solucionadas em regiões mais altas, mas intensificadas em regiões mais afastadas, em geral mais baixas e próximas a grandes cursos d'água. Desse período em diante, a construção de grandes reservatórios de acumulação de água de chuva para a atenuação dos efeitos das cheias urbanas passou a ser praticada em todo o mundo. Entretanto, esses reservatórios frequentemente resultavam grandes volumes de investimento e traziam consigo outros problemas, relativos à acumulação de resíduos e aos elevados custos de manutenção. Não obstante, apesar de atenuados, os problemas decorrentes das cheias urbanas frequentemente continuavam ou eram transferidos para zonas mais vulneráveis.

3.1.3 IDADE CONTEMPORÂNEA – FINAL DO SÉCULO XX AOS DIAS ATUAIS

Já no final do século XX, a vanguarda da engenharia de recursos hídricos passou a abordar a questão da drenagem pluvial de uma maneira mais integrada com toda a dinâmica ambiental na qual as cidades estão inseridas, desde as implicações das práticas em escala de microbacia nas macrobacias quanto às implicações das práticas em escala de macrobacia em ambiente de microbacia.

Essa fase foi então marcada por uma mudança de mentalidade no sentido de tornar as soluções de engenharia menos traumáticas e mais ambientalmente harmônicas, abordando-as sob uma perspectiva holística em relação à influência humana no ciclo das águas local. O termo drenagem sustentável foi então cunhado, englobando não somente obras de drenagem, mas também, de uma maneira mais interdisciplinar e integrada, conceitos de planejamento urbano que orientassem o desenvolvimento das cidades por meio de intervenções mais conscientes.

Nesse contexto, termos como o *Sustainable Urban Drainage System* – SUDS, na Europa, o *Water Sensitive Urban Design* – WSUD na Austrália, Reino Unido e no Sudeste e Extremo Asiático, o *Low Impact Development* – LID nos Estados Unidos e as *Best Management Practices* – BMP's, ganharam grande destaque e seguem especulados como a tendência a orientar o planejamento técnico e as obras de engenharia urbana no futuro. Embora muito comentados, estes termos em geral possuem algumas pequenas diferenças de sentido devido ao contexto e o propósito de sua origem, sendo mais ou menos utilizados dependendo do país ou do contexto em que o viés sustentável é discutido.

SUDS – *Sustainable Urban Drainage System*

Acredita-se que o termo SUDS tenha sido cunhado na década de 1990 no Reino Unido, durante um processo de intensas discussões no ambiente técnico e acadêmico sobre a formulação de alternativas mais sustentáveis à gestão das águas pluviais urbanas. Particularmente na Escócia, onde a utilização de SUDS é obrigatória por lei desde 2003, o movimento foi mais forte que nas demais nações do Reino Unido, principalmente com iniciativas governamentais mais expressivas, sendo atribuída a Jim Conlin, representante da *Scottish Water*, a cunhagem do termo *Sustainable Urban Drainage Systems* – SUDS para se referir a tecnologias de drenagem pluvial orientadas à sustentabilidade (FLETCHER *et al.*, 2014).

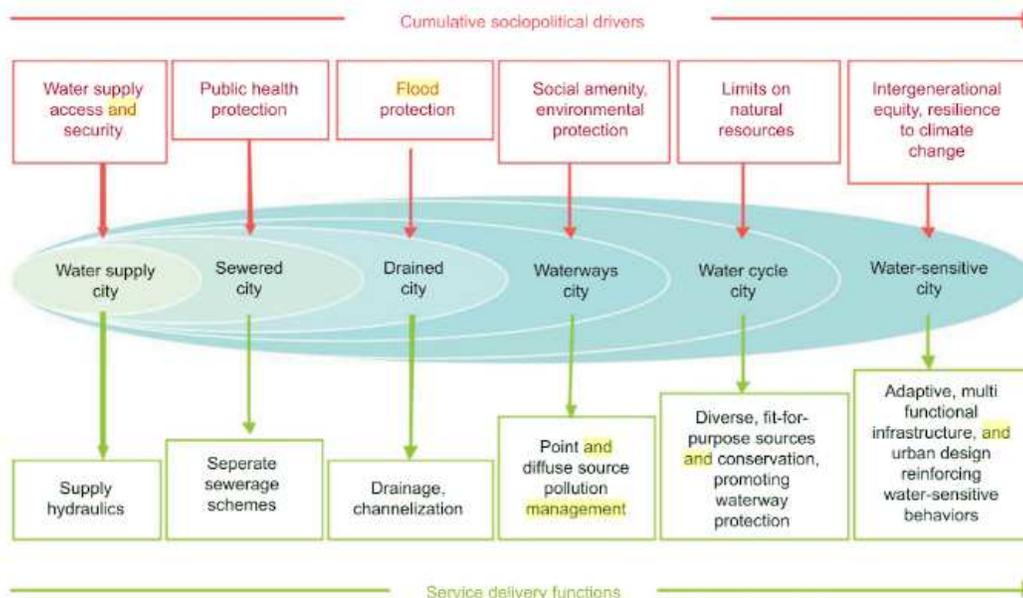
Originalmente propostas com o objetivo de melhorar a qualidade das águas de escoamento superficial urbanas, as SUDS gradualmente adquiriram o propósito de aumentar a segurança do sistema de drenagem urbano. O termo então se refere a técnicas voltadas essencialmente à drenagem pluvial urbana de uma maneira mais sustentável que as soluções convencionais. A utilização do termo SUDS ocorre de forma mais ampla nas nações britânicas, assim como em suas ex-colônias, particularmente Austrália e Nova Zelândia. Ainda, o termo é bem aceito e utilizado na Europa (FLETCHER *et al.*, 2014).

WSUD – *Water Sensitive Urban Design*

As primeiras referências ao termo WSUD estão vinculadas ao trabalho de Mouritz (1996) e, posteriormente, a um relatório atribuído a Whelans *et al.* (1994), publicado pelo governo do estado australiano de Western Australia, no qual o termo era oficializado e sua abrangência delimitada. De uma forma mais ampla, mas ainda objetiva, o relatório atrela o termo aos seguintes objetivos: manejo inteligente e equilibrado do balanço hídrico urbano; manutenção e melhoria da qualidade da água; incentivo ao aproveitamento da água da chuva e ao reuso da água servida, bem como a redução dos desperdícios; e o incentivo à variedade de usos recreacionais de modo a inserir as águas superficiais no contexto da vida urbana (FLETCHER *et al.*, 2014).

Em outras palavras, o termo também é descrito como uma abordagem filosófica em relação ao planejamento urbano com vistas a minimizar os impactos da intervenção humana na dinâmica natural da água e no equilíbrio ambiental local, conforme definido por Lloyd *et al.* (2002). Nesse contexto, o manejo das águas pluviais urbanas resulta apenas um dos aspectos compreendidos pelo WSUD, de modo que o conceito abrange todo o ciclo da água, como demonstrado na figura 36, incluindo o manejo da água potável, do esgoto sanitário e das demais funções relacionadas às dinâmicas antrópicas e ambientais (FLETCHER *et al.*, 2014).

Figura 36 - Os níveis de gestão da água urbana e a abrangência do conceito WSUD



Fonte: Myers e Pezzaniti (2019)

LID – *Low Impact Development*

O termo LID tem sido mais amplamente utilizado nos Estados Unidos e na Nova Zelândia e tem sua origem atribuída a uma publicação discutindo alternativas inteligentes de planejamento do design urbano publicado por Barlow *et al.* (1977). De maneira geral, o termo faz menção a importância da busca por um design urbano mais harmônico com a natureza, com vistas a minimizar o custo do manejo das águas pluviais.

Dentro desse conceito, a proposta original do LID é utilizar as características originais do meio ambiente local em favor da drenagem pluvial, explorando de maneira equilibrada os processos de infiltração, escoamento e armazenamento de modo a manter ou recriar os processos hidrológicos locais por meio de um ambiente urbano funcionalmente equivalente às condições originais (USEPA, 2000). Automaticamente resultam pouco interessantes as alternativas que alteram o ambiente de uma maneira que resulte um ambiente funcionalmente desequilibrado em relação a sua dinâmica natural, como é o caso das soluções de larga escala, usualmente concentradas no exutório da bacia ou somente ao longo dos corpos hídricos principais.

Dessa maneira, as soluções cujo conceito envolve o dimensionamento sob uma perspectiva micro e cuja aplicação seja pensada de maneira distribuída pela área da bacia se encontram relacionadas ao termo LID (FLETCHER *et al.*, 2014), como é o caso dos

telhados verdes (figura 37), sistemas de biorretenção (figura 38), depressões naturais e valas de infiltração, entre outras. É importante ressaltar que ao longo de sua curta trajetória, o termo LID também foi relacionado ao manejo das águas pluviais orientado à qualidade das águas de escoamento superficial e à qualidade do ambiente urbano como um todo.

BMP – *Best Management Practices*

Oficialmente, a origem do termo BMP aconteceu como produto do *Clean Water Act*, realizado em 1972 nos Estados Unidos, em um contexto de discussão de práticas orientadas a prevenção da poluição urbana (FLETCHER *et al.*, 2014). Dessa maneira, inicialmente esteve relacionado fundamentalmente ao manejo de processos de tratamento de efluentes sanitários, focando em medidas de gestão, também chamadas de medidas não-estruturais, em detrimento da implantação de dispositivos ou tecnologias. Entretanto, ao longo do tempo, o termo passou a incorporar um sentido mais amplo relacionado ao controle da poluição urbana, incluindo também intervenções físicas no local por meio da implantação de dispositivos e tecnologias, também chamadas de medidas estruturais. Gradualmente, as águas pluviais transformadas em escoamento superficial também passaram a ser consideradas como potenciais fontes poluidoras dos corpos d'água em ambiente urbano, sendo também incluídas como parte do foco das BMPs. Dessa maneira, especificamente em relação ao manejo das águas pluviais urbanas, a aplicação de BMPs inclui medidas não-estruturais, como orientações de manutenção de dispositivos de drenagem, limpeza de calhas, bocas de lobo, etc., e também medidas estruturais, como sistemas de biorretenção, bacias de retenção, telhados verdes, pavimentos permeáveis e tecnologias de propósito semelhante.

Figura 37 - Telhado verde. a) esquema do efeito combinado de telhados verdes (Fonte:); b) exemplo de aplicação de telhado verde em Nova York

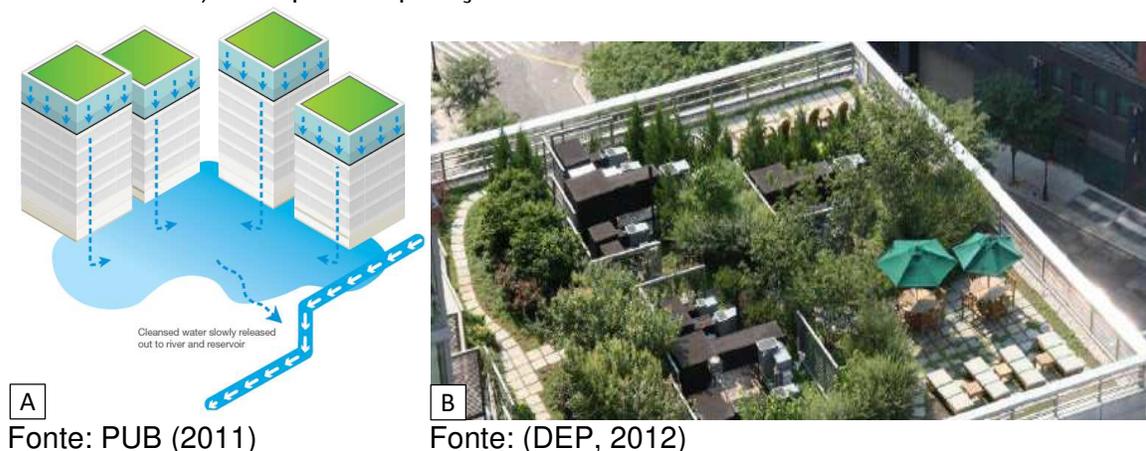
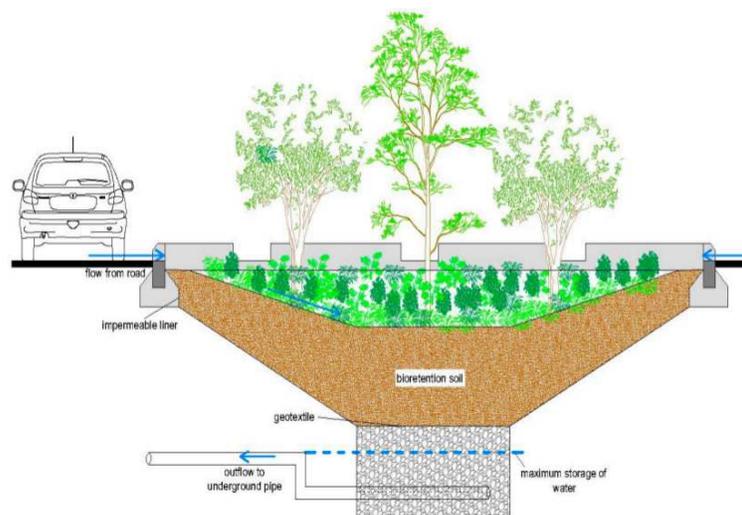


Figura 38 - Esquema de um sistema de biorretenção em canteiro central



Fonte: Priari (2018)

Figura 39 - Bacia de detenção de pequena área residencial em Flagsville, South Australia



Fonte: Myers e Pezzaniti (2019)

Figura 40 - Esquema de pequeno tanque de detenção subterrâneo



Fonte: PUB (2013)

De uma maneira geral, a maioria das estruturas concebidas dentro da filosofia sustentável representada pelos termos SUDS, WSUDS, LID e BMP são projetadas para a drenagem do escoamento superficial de pequenas áreas, dentro de uma escala de microbacia, realizando o controle do escoamento na fonte. O foco então é a sua implantação e atuação em pequenas áreas, como unidades residenciais, pequenos loteamentos, bairros e propriedades comerciais e industriais.

O benefício comum da implantação das alternativas estruturais sustentáveis, no entanto, ainda não é claro, tanto para o setor público como para a iniciativa privada, de modo que a difusão do conceito ainda avança com certa dificuldade em meio a algumas críticas. A área ocupada por essas estruturas em empreendimentos particulares por vezes desagradam os proprietários, pois o balanço entre o custo de implantação e o benefício percebido (ou conhecido) frequentemente resulta em uma aposta pouco atrativa para o empreendedor dificultando a adoção extensiva dessas soluções pela iniciativa privada.

Da mesma maneira, essas estruturas podem consumir valiosos espaços públicos urbanos, algo complicado em meio a centros urbanos já consolidados e de elevada densidade de área construída. Muito além do custo, sua implantação de maneira extensiva ao longo dos espaços públicos de uma bacia densamente urbanizada exigiria a readequação e o rearranjo do design de algumas áreas, cujo transtorno com a logística e a complexidade das intervenções resulta em um fator de desestímulo à difusão desse conceito.

Algumas críticas também são feitas em relação a efetividade dessas soluções no controle das cheias urbanas, as quais normalmente acontecem quando da ocorrência de chuvas de grande volume e intensidade. Em geral, as estruturas de retenção e detenção propostas possuem baixa capacidade de retenção ou detenção, sendo projetadas para precipitações de pequeno volume e alta frequência de recorrência. Muitos manuais de projeto de sistemas de drenagem sustentável atuais recomendam o dimensionamento dessas estruturas para chuvas de projeto em torno de 1 ano de período de retorno (MYERS; PEZZANITI, 2019), também de maneira a não ocupar áreas excessivas do empreendimento ou do espaço público.

Entre as soluções estruturais já desenvolvidas e discutidas, as pequenas bacias de retenção (figura 39) e detenção (figura 40) são as que apresentam o maior potencial na contribuição para o controle das cheias urbanas, sobretudo se utilizadas de maneira

distribuída ao longo da bacia urbana (MYERS; PEZZANITI, 2019). Manuais de drenagem atuais inclusive recomendam diretrizes para o dimensionamento de pequenas bacias de detenção e retenção para precipitações de projeto de tempo de retorno de 20 a 100 anos.

No entanto, a distribuição ao longo da bacia urbana deve ser devidamente planejada de maneira a otimizar o efeito de amortecimento produzido, caso contrário, existe a possibilidade da ocorrência de efeitos pouco positivos ou mesmo adversos, como a intensificação das cheias em caso de concentração excessiva de estruturas de detenção a jusante da bacia. Dessa maneira, algumas referências recomendam a análise prévia da bacia urbana por meio de modelos hidrológicos computacionais contínuos em detrimento dos modelos hidrológicos computacionais discretos. Analogamente, (MYERS; PEZZANITI, 2019) recomendam o dimensionamento dos reservatórios pela simulação da operação dos volumes ao longo de uma série temporal analisada em um modelo hidrológico computacional contínuo.

3.2 MODELOS HIDROLÓGICOS

3.2.1 MODELOS CONTÍNUOS X MODELOS DISCRETOS

Os modelos contínuos podem representar o comportamento hidrológico de uma determinada região de uma maneira mais completa e precisa, incluindo informações sobre a variabilidade do regime de chuvas e da capacidade de infiltração do solo ao longo do período simulado, ideal para quando o reservatório simulado considera a infiltração em conjunto com a detenção. O dimensionamento do volume ótimo do reservatório deve considerar uma disponibilidade mínima do volume total imediatamente antes da ocorrência de cada evento, de modo que um modelo contínuo pode fornecer resultados mais precisos por considerar as condições iniciais de armazenamento e capacidade de infiltração em um cenário de precipitações em sequência (MYERS; PEZZANITI, 2019).

Entretanto, os modelos contínuos exigem a aquisição de grande quantidade de informações para dados de entrada. Além disso, demandam mais tempo de análise considerando o tempo gasto para a aquisição dos dados apropriados, a necessidade de avaliação da qualidade dos dados adquiridos e o esforço computacional envolvido na simulação dos cenários de avaliação. Assim, como na prática de projeto de engenharia normalmente não se dispõe da quantidade de dados tampouco do tempo necessários para a análise contínua, os dimensionamentos são, em geral, realizados com base em análises de modelos hidrológicos discretos (FILHO *et al.*, 2012)

Diferentemente, os modelos hidrológicos computacionais discretos simulam o comportamento do reservatório na ocorrência apenas de um único evento, de forma isolada, desconsiderando, portanto, a influência de um cenário anterior na presente simulação. Entretanto, podem fornecer resultados satisfatórios caso essa limitação seja devidamente contornada, por exemplo, pela simulação artificial de diferentes cenários de capacidades iniciais de detenção. Diante desse cenário, os modelos hidrológicos discretos seguem sendo utilizados em larga escala na prática de engenharia de projetos

3.2.2 MODELOS CONCENTRADOS X MODELOS DISTRIBUÍDOS

O dimensionamento de pequenos reservatórios de detenção, superficiais ou enterrados, em geral considera a drenagem de pequenas áreas, da escala do lote à escala do loteamento ou bairro, configurando, portanto, o caso de uma pequena bacia urbana. Hidrológicamente, uma pequena bacia urbana é definida como uma área de drenagem onde as variações espaciais das precipitações são suficientemente pequenas para considerá-las uniformes em toda a área drenada, de maneira que as características hidrológicas da bacia que influenciam o processo de transformação chuva-vazão variam apenas no tempo, sendo razoável sua representação de forma média no espaço.

Dessa maneira, os modelos hidrológicos utilizados para a simulação dos processos hidrológicos dessas pequenas áreas de drenagem podem utilizar representações médias dos parâmetros geomorfológicos da bacia, sendo assim chamados de modelos concentrados (FILHO *et al.*, 2012).

Em oposição, há os modelos distribuídos, em que a variação das características da bacia ao longo de sua área já é considerada relevante para o processo transformação chuva-vazão. Nesses modelos, o espaço e o tempo são as principais variáveis, e costuma-se utilizar esses modelos para a simulação de bacias consideradas grandes, sob o ponto de vista do conceito hidrológico (ALMEIDA; SERRA, 2017).

3.2.3 MODELOS ESTACIONÁRIOS X MODELOS DINÂMICOS

As pequenas bacias ainda podem ser simuladas por modelos estacionários ou dinâmicos. Caso os engenheiros concluam que a variação das características geomorfológicas da bacia conforme o tempo não é relevante, podem utilizar um modelo estacionário, onde o tempo não altera essas variáveis. Por outro lado, um modelo dito dinâmico procura simular a variação temporal das variáveis geomorfológicas da bacia.

3.2.4 MODELOS ESTOCÁSTICOS X MODELOS DETERMINÍSTICOS

Caso o modelo matemático considere em sua formulação a aleatoriedade de uma ou mais variáveis de entrada, produzindo resultados igualmente aleatórios, diz-se que se trata de um modelo matemático estocástico. Os modelos estocásticos em geral procuram representar a aleatoriedade dos fenômenos que não podem ser descritos por meio de funções diretas, de causa e efeito, incluindo em sua formulação funções probabilísticas que simulem o comportamento como observado na natureza. É comum a utilização de modelos estocásticos e contínuos para a representação da aleatoriedade de ocorrência dos fenômenos atmosféricos em um determinado período de observação, procurando representar o que se observa na realidade (FILHO *et al.*, 2012), permitindo também uma análise de sensibilidade e de incertezas.

Por outro lado, é comum a utilização de modelos discretos e determinísticos, quando se pretende representar o efeito de um determinado evento dadas as condições de contorno e os dados de entrada fornecidos. Os modelos determinísticos então produzem sempre os mesmos resultados para um dado conjunto de variáveis fornecido, mesmo que uma das variáveis de entrada possua caráter aleatório (ALMEIDA; SERRA, 2017).

3.2.5 MODELOS CONCEITUAIS X MODELOS EMPÍRICOS

Os modelos empíricos nascem da medição de séries de um determinado fenômeno e da posterior análise estatística dos dados dessa medição, de onde se extrai uma formulação matemática ajustada unicamente pela calibração de seus parâmetros por tentativa e erro. Dessa maneira, sua formulação matemática não possui nenhum significado físico, apenas produz um resultado satisfatoriamente próximo às medições do fenômeno representado, e procuram descrever o comportamento do fenômeno para diferentes dados de entrada (FILHO *et al.*, 2012).

Por outro lado, os modelos conceituais se baseiam em uma formulação algébrica resultante de uma análise teórica dos conceitos físicos que regem o fenômeno representado. Portanto, possuem significado físico bem definido. No entanto, a complexidade de alguns fenômenos naturais e o elevado número de variáveis em alguns casos, levaram ao surgimento de modelos semi-conceituais, em que houve a necessidade de inclusão de trechos empíricos em sua formulação matemática para apurar sua representatividade da realidade. Em geral, os modelos hidrológicos utilizados para a simulação do comportamento das bacias para o dimensionamento de pequenas estruturas

de detenção nascem de conceitos físicos, mas incorporam razoável empirismo em sua formulação matemática, podendo ser classificados como semi-conceituais.

Assim, esse trabalho tem um foco especial nos modelos hidrológicos discretos, concentrados, estacionários, determinísticos e semi-conceituais, cuja utilização para o dimensionamento de pequenas estruturas de detenção é mais comum na prática da engenharia de projetos. Os modelos hidrológicos são ferramentas fundamentais para o projeto de redes de microdrenagem e, também, para o projeto de pequenas estruturas hidráulicas de amortecimento, de modo que a escolha do método de transformação chuva-vazão para a simulação das cheias no exutório da bacia influencia diretamente o resultado.

3.3 MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO PARA BACIAS PEQUENAS

Os métodos mais utilizados no meio técnico para a determinação das vazões máximas e dos volumes de escoamento superficial em bacias urbanas, sem disponibilidade de dados, geralmente utilizam modelos sintéticos de transformação chuva-vazão. No decorrer dos anos da era da informática foram muitos os softwares desenvolvidos para viabilizar a implementação desses modelos de maneira mais rápida e prática, permitindo também a inserção de uma grande quantidade de variáveis e a integração com modelos hidráulicos e de qualidade da água. Entretanto, esses programas variam conforme os diferentes enfoques para os quais foram criados, carregando também a influência da tradição das instituições em que foram concebidos. Softwares como o HEC-HMS, SWMM, MODCEL, ILSAX, RAFTS, MOUSE, RORB, WBNB, entre outros são, atualmente, alguns dos programas mais utilizados na prática da engenharia de projetos de drenagem urbana, no Brasil e pelo mundo (BALL *et al.*, 2016).

Em geral, as inúmeras aplicações disponíveis permitem também a simulação de eventos isolados para a estimativa da transformação chuva-vazão em pequenas bacias urbanas, e, portanto, são frequentemente utilizados para o dimensionamento de pequenas bacias de detenção no contexto da microdrenagem urbana. Dessa forma, invariavelmente, valem-se dos métodos de transformação chuva-vazão tradicionais (Método Racional, Método do NRCS, Método de Snyder, Método de Clark e Método da Onda Cinemática) e de algumas de suas variantes (Método Racional Modificado, Método do Colorado Urban Hydrology Procedure (CUHP), Método de Santa Bárbara, etc) (PORTO, 1995).

É possível encontrar na literatura indicações em função da área da bacia com o propósito de orientar a escolha do melhor modelo hidrológico a ser utilizado conforme a

situação. Trata-se de uma abordagem mais objetiva, usualmente desejável em projetos do meio técnico, em que é comum a falta de tempo e maiores informações para um estudo mais aprofundado caso a caso. Entretanto, não há consenso sobre um valor limite exato para a área de drenagem a partir do qual a bacia urbana possa ser considerada pequena, sendo possível encontrar referências práticas que classificam a bacia como pequena quando a área é inferior a 0,8km² (AKAN; HOUGHTALEN, 2003) e (DHAKAL *et al.*, 2011), 2 km² (PORTO ALEGRE, 1995), 2,5 km² (HANNON, 1980), 3 km² (SÃO PAULO, 2012), 5 km² (BRISBANE, 2017), entre outros. A vantagem encontra-se nas simplificações práticas aceitáveis sem prejuízo da omissão de algum comportamento físico relevante para o efeito de transformação chuva-vazão.

Pressupõe-se que em pequenas áreas, sobretudo aquelas inseridas em ambiente urbano, os efeitos da evapotranspiração e da infiltração no solo sejam mínimos no desenvolvimento da vazão decorrente de um evento hidrológico intenso (TUCCI, 2005). Isso se deve à curta duração do fenômeno crítico comparado à significativa diferença de escala temporal com que se desenvolve o ciclo da evapotranspiração, e, também, à baixa capacidade de infiltração em solos urbanos, a qual diminui sensivelmente as perdas iniciais por armazenamento e infiltração e reduz significativamente a contribuição do escoamento básico à vazão de pico (TUCCI, 2005). Ainda, percebe-se uma sensível diferença da escala espacial do fenômeno meteorológico, a partir da qual é possível registrar significativas variações de intensidades pluviométricas no espaço, principalmente no caso de precipitações de durações maiores que 2h, para a escala espacial em que está contida uma bacia urbana muito pequena (SINGH, 1997). Dessa forma, torna-se razoável admitir relativa uniformidade espacial na intensidade de precipitação sobre a pequena área analisada, partindo-se do princípio de que as variações de intensidade contidas dentro dessa pequena área serão mínimas, validando, a princípio, a utilização da intensidade média calculada pela curva Intensidade-Duração-Frequência característica da região (RODRIGUEZ-ITURBE; MEJÍA, 1974; SIVAPALAN; BLOSCHL, 1998).

Entretanto, mesmo que, a rigor, uma determinada área de drenagem deva satisfazer critérios hidrológicos que vão além da simples extensão superficial para que seja considerada hidrológicamente equivalente a uma bacia pequena, uma das análises desenvolvidas neste estudo foi voltada para uma bacia de 8,84 ha, dividida em quatro bacias menores, resultando, indiscutivelmente, um caso de pequena bacia muito urbana.

Método Racional

Trata-se do método mais simples e prático para a obtenção dos valores de vazões máximas para uma determinada precipitação de intensidade I (mm/h), incidente numa área A (m²). Não há consenso sobre a origem exata do método hoje conhecido como Método Racional, mas muitos autores atribuem a Kuichling (1889a), nos E.U.A. e a Lloyd-Davies (1906), no Reino Unido, os primeiros registros oficiais da teoria clássica. Desde então, sofreu poucas modificações e adaptações, e é usualmente adotado em projetos de redes de microdrenagem para áreas relativamente pequenas, em que a vazão máxima é o principal dado de interesse para o projeto. O método racional é definido pela equação 1, na qual Q é a vazão de projeto, em L/s, C é o coeficiente de escoamento superficial ou *runoff*, adimensional, i é a intensidade pluviométrica, em mm/h, e A é a área da bacia contribuinte, expressa em m².

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3600} \quad (1)$$

Os valores para os coeficientes de escoamento superficial são geralmente arbitrados em função da percepção relativa do projetista em relação à natureza da superfície. Neste caso, os valores adotados foram: $C= 1,00$ para coberturas impermeáveis, $C= 0,90$ para pisos e áreas pavimentadas com asfalto ou concreto (ruas), $C=0,30$ para áreas pavimentadas com brita, e finalmente $C=0,20$ para áreas planas não pavimentadas com vegetação, valores arbitrados com base em recomendações de São Paulo (2012).

A intensidade da chuva de projeto é usualmente obtida através de equações IDF - Intensidade-Duração-Frequência por meio dos pares Duração e Tempo de Retorno analisados. A aplicação do método baseia-se nas premissas de que a área drenada é suficientemente pequena de forma que se torna razoável admitir que a chuva ocorra de maneira uniforme no espaço sobre toda a área da bacia, e de que a duração da chuva crítica é suficientemente pequena, o que permite admitir que a chuva ocorra também de maneira uniforme no tempo.

Porém, um problema comum da análise de pequenas bacias pelo Método Racional clássico reside no fato de que o método originalmente fornece apenas uma estimativa da vazão de pico, ou seja, de uma condição instantânea e pontual do escoamento na bacia, enquanto que para o estudo dos volumes de escoamento superficial produzidos durante a precipitação é necessária a compreensão do fenômeno de transformação chuva-vazão

durante e após o evento hidrológico de projeto. Para contornar essa limitação, alguns autores propuseram modelos para viabilizar a aplicação de métodos de geração de hidrogramas de forma conjunta com o conceito do Método Racional, utilizando como referência as mesmas hipóteses que o definem. Como resultado, atualmente há uma variedade de métodos de construção de hidrogramas possíveis de serem conjugados ao conceito do Método Racional, desde os mais antigos, baseados na premissa de uma precipitação de projeto constante no tempo, até os mais recentes, que passam a considerar a variabilidade temporal da precipitação na construção do hidrograma.

Hidrogramas do Método Racional

A primeira adaptação do Método Racional para tratar dos volumes e da evolução da vazão de escoamento superficial durante e após a passagem da precipitação foi apresentada por Poertner (1974). O método descreve a cheia por meio de um hidrograma triangular de tempo de base igual a duas vezes o tempo de pico, em que a vazão de pico é fornecida pela equação clássica do Método Racional e o tempo de pico é igual ao tempo de concentração da bacia. Para chuvas de durações maiores que o tempo de concentração, o hidrograma triangular já não seria adequado para representar o escoamento na bacia, sendo que a melhor configuração seria representada por um hidrograma trapezoidal, conforme proposto por Smith e Lee (1984). Para durações menores que o tempo de concentração da bacia, Singh e Cruise (1992) apresentaram um hidrograma de formato também trapezoidal, porém para uma vazão de pico relativa à duração, D , da precipitação e não mais relativa ao tempo de concentração.

O conceito entorno do qual se baseiam os hidrogramas triangular e trapezoidal, supõe que a vazão de escoamento superficial desenvolvida aumenta linearmente com a duração da chuva, de maneira proporcional ao incremento de área de contribuição no ponto de controle, até uma duração correspondente ao tempo de concentração da bacia. Nesse instante supõe-se que o ponto mais distante da bacia passa a contribuir para a vazão na seção do exutório, significando que a vazão de saída passa a ser influenciada pelo escoamento gerado na totalidade da área drenada. Assim, admite-se que o escoamento atinge a descarga máxima possível na seção de saída, resultando em uma condição de equilíbrio entre a precipitação uniforme e as características geomorfológicas da bacia. Sem mais área de contribuição a ser adicionada à vazão de saída, a vazão de escoamento superficial não aumentaria mais, supondo razoável adotar uma chuva crítica de projeto cuja

duração corresponda igual ao tempo de concentração da bacia, como garantia da obtenção da vazão máxima. Em geral, em bacias pequenas o tempo de concentração é pequeno e a duração da chuva resultaria pequena o suficiente para supor razoável a adoção da hipótese de uma precipitação de projeto de intensidade uniforme também no tempo. Assim, o método produz um hidrograma triangular para precipitações iguais ao tempo de concentração, caracterizando um escoamento intenso e de curta duração, e trapezoidal para precipitações mais longas que o tempo de concentração, caracterizando um escoamento menos intenso, mas de maior volume total.

Em geral, eventos mais longos resultam menores intensidades de precipitação e maiores volumes totais precipitados, significando picos de vazão menores, mas volumes de escoamento superficial maiores (SINGH, 1998). Dessa forma, para o dimensionamento de pequenas estruturas de retenção, mesmo no contexto da microdrenagem, os volumes totais de escoamento assumem extrema relevância e o estudo de eventos longos também se justifica (GUO, 1999; MASCARENHAS *et al.*, 2005; HONG *et al.*, 2006b; GUO, 2012). Porém, em casos de simulação de chuvas muito longas, a hipótese da ocorrência de intensidades constantes de precipitação durante toda a duração do evento pode não ser mais razoável, e para tanto, passa a ser interessante a adoção de um modelo de transformação chuva-vazão que considere uma distribuição de intensidades variável no tempo. Dentre as adaptações do Método Racional que procuram considerar essa variabilidade temporal, são dignos de destaque os seguintes métodos: o Método do Hidrograma Racional (GUO, 2000); e o Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado (SINGH; CRUISE, 1992; DHAKAL *et al.*, 2011).

3.3.1 MÉTODO DO HIDROGRAMA RACIONAL

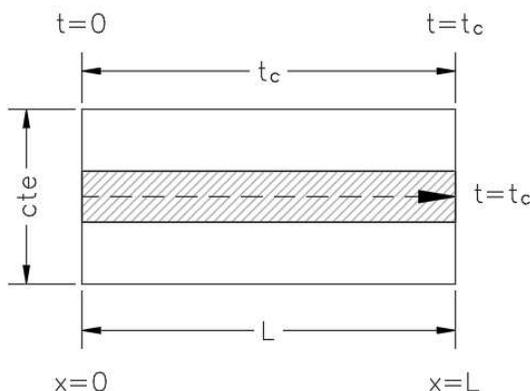
Ainda que muito úteis, alguns estudos apontam que os hidrogramas do Método Racional produzem resultados pouco satisfatórios quando utilizados para a previsão do comportamento do escoamento em pequenas bacias urbanas, sobretudo no que diz respeito à previsão dos volumes de escoamento e sua distribuição ao longo do escoamento, dados fundamentais para o dimensionamento de pequenas estruturas de retenção (GUO, 2000). Diante dessa limitação, o Método do Hidrograma Racional procura contemplar a variabilidade temporal da precipitação no desenvolvimento do hidrograma de forma a melhorar os resultados produzidos e criar uma ferramenta mais precisa para o dimensionamento de estruturas que dependem do volume de retenção.

Em seu trabalho, Guo (2000) demonstra que o Método Racional se trata de um caso particular da Teoria da Onda Cinemática e propõe uma adaptação nesta teoria, a qual considera uma média móvel dos pulsos de precipitação ao longo do tempo de concentração no cálculo da vazão a cada instante de tempo, t , do escoamento. De maneira simplificada, são identificadas três fases distintas do escoamento para as quais são desenvolvidas formulações próprias que as descrevem.

Assim como no conceito do Método Racional, o início da precipitação é caracterizado por um incremento de vazão diretamente proporcional ao aumento de área de contribuição, A_c , relação que ocorre até o instante em que a precipitação atinge uma duração equivalente ao tempo de concentração da bacia, t_c . A hipótese admite que o aumento da área de contribuição ocorra de maneira linear com a passagem do tempo até o valor total da área da bacia, A , supondo de maneira simplificada uma bacia de largura constante, assim como na Teoria da Onda Cinemática. A figura 41 e a equação 2, resumem o conceito utilizado:

$$A_c = A \cdot \frac{t}{t_c} \quad (2)$$

Figura 41 - Conceito da onda cinemática particularizado para o caso do Método Racional



Fonte: adaptado de Guo (2000)

A cada instante de tempo, t , a intensidade de precipitação, i , é calculada como a somatória dos pulsos de altura de precipitação, p , já ocorridos de $t=0$ a $t=t$, dividida pelo próprio tempo decorrido até o instante t considerado. Trata-se da média móvel que caracteriza o método, determinada conforme equação 3 apresentada abaixo:

$$i(t) = \frac{1}{t} \sum_{t=0}^{t=t_c} P(t) \quad (3)$$

Assim, para a fase do início da precipitação até a duração equivalente ao tempo de concentração da bacia o escoamento é descrito pelas relações matemáticas a seguir.

$$Q(t) = C.A_c.i(t) = C.A.\frac{t}{t_c}i(t) \quad 0 \leq t \leq t_c \quad (4)$$

A fase intermediária tem início a partir do instante em que a precipitação atinge a duração equivalente ao tempo de concentração da bacia ($t=t_c$), permanecendo até o final da precipitação ($t=t_d$). Nesse período não há mais incremento de área de contribuição ($A_c=A$) e a variação de vazão se dá somente em função da variação da intensidade de precipitação, conforme descrito pelas relações abaixo:

$$Q(t) = \frac{C.A}{t_c} \sum_{t=(T-t_c)}^{t=t_d} P(t) = CAi(t) \quad t_c \leq t \leq t_d \quad (5)$$

Para a fase final do escoamento, compreendida entre o instante em que a precipitação cessa ($t=t_d$) até a cessão do escoamento na bacia ($t=t_d+t_c$), o hidrograma é descrito pela equação 6 a seguir:

$$Q(t) = Q(t_d) \left[1 - \frac{t-t_d}{t_c} \right] \quad t_d \leq t \leq t_d + t_c \quad (6)$$

Nesta equação, t é o instante de tempo durante o escoamento, $i(t)$ é a média móvel da intensidade de precipitação, em mm/h, $P(t)$ é a altura de precipitação incremental em mm, t_d é o tempo de duração da chuva de projeto, em h, t_c é o tempo de concentração, em h, A_c é a área de contribuição função do tempo t , expressa em m^2 , A é a área total da bacia, expressa em m^2 , C é o coeficiente de *runoff*, adimensional, e $Q(t)$ é a vazão na seção de saída no instante t , em m^3/s . Em resumo, o método admite a ocorrência de uma fase ascendente, uma fase intermediária e, ao final, uma fase descendente, sendo: a fase ascendente, variável com o incremento de área de contribuição e com a variação da intensidade da precipitação; a fase intermediária com a área de contribuição estável, mas ainda variável com a intensidade de precipitação; e a fase descendente descrita por uma função de decaimento até a cessão do escoamento.

No Método do Hidrograma Racional, a vazão de pico permanece como o produto da equação do Método Racional tradicional, porém, calculada para uma intensidade de precipitação cujo valor é função, não do tempo de concentração da bacia, mas do tempo em que ocorre o pico do hietograma. Assim, contempla-se a possibilidade da ocorrência de um aumento da intensidade da precipitação, mesmo após o tempo de concentração da bacia. Ambos os picos ocorrem de maneira sincronizada, resultado de uma das hipóteses básicas do método racional, que desconsidera o efeito inicial da detenção dos primeiros instantes de chuva na superfície da bacia de drenagem (GUO, 2001).

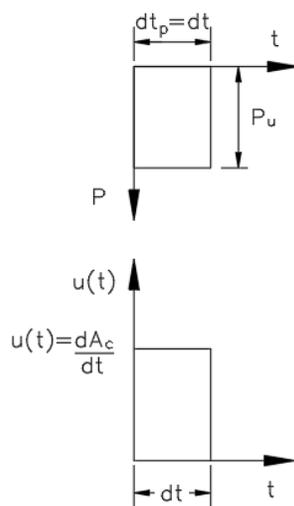
Alguns autores, numa tentativa de contemplar o efeito das perdas iniciais por detenção na superfície desenvolveram adaptações do Método do Hidrograma Racional, sendo uma das mais recentes apresentadas por Bennis e Crobeddu (2007). Nesse estudo os autores introduzem uma adaptação para considerar o conceito de reservatório não linear, sofisticando uma das hipóteses simplificadoras do Método Racional tradicional, que considera uma bacia de largura constante. Porém nesse estudo não foi considerada nenhuma adaptação, de modo a viabilizar uma comparação mais franca entre os dois métodos derivados do conceito do Método Racional, os quais se valem das mesmas hipóteses simplificadoras, desconsiderando as perdas iniciais e a influência da variação da largura da bacia.

3.3.2 MÉTODO DO HIDROGRAMA RACIONAL UNITÁRIO MODIFICADO

Smith e Lee (1984) interpretaram o método racional partindo da hipótese básica de que o incremento de área de contribuição para o escoamento ocorre de forma linear em função do tempo (supondo bacia de largura constante e sem influência de detenção superficial), do início da precipitação até o tempo de concentração da bacia. Esse comportamento teórico poderia ser descrito por uma função simples, $u(t)$, que descreve a relação instantânea do aumento da vazão na saída da bacia ao incremento linear de área de contribuição, dA_c , (função do tempo, dt , conforme a precipitação avança no tempo).

$$u(t) = \frac{dA_c}{dt} = \frac{A}{t_c} \quad (7)$$

Figura 42 - Hidrograma unitário instantâneo derivado do conceito do Método Racional



Fonte: autor

Essa função pode ser representada graficamente por um hidrograma instantâneo, unitário e de formato retangular, resultado da resposta instantânea da bacia ao pulso unitário de precipitação, P_u , de duração $dt_p=dt$, a cada instante, dt , do evento conforme demonstra a figura 42. Usando-se a função instantânea, $u(t)$, para a simulação de um evento de duração $D < t_c$, $D = t_c$ ou $D > t_c$, e intensidade de precipitação uniforme no tempo, i , é possível construir os hidrogramas racionais por meio da equação 8.

$$Q(t) = \int_0^T i_e(t) \cdot u(T-t) \cdot dt \quad (8)$$

$$Q(t) = C \cdot i(t) \cdot \frac{A}{t_c} \cdot t \quad (9)$$

$$i_e(t) = C_v \cdot i(t) \quad (10)$$

$$i(t) = \frac{P(t)}{t_p} \quad (11)$$

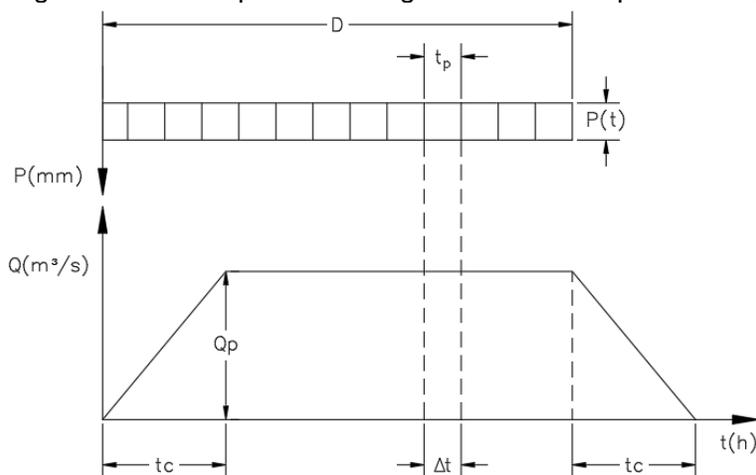
Nas equações 8 a 10, $Q(t)$ é a vazão instantânea, expressa em m^3/s , $i_e(t)$ é a intensidade de precipitação excedente no instante t conforme o Método Racional, em mm/h , $i(t)$ é a intensidade de precipitação total no instante t (mm/h), T é o limite superior do intervalo de integração, e C_v é o coeficiente de *runoff*. Na equação 11, $P(t)$ é o pulso de precipitação total no instante t , em mm , e t_p é o tempo de duração do pulso de precipitação total, em h .

Entende-se que esse coeficiente resume todos os processos hidrológicos de perdas que ocorreriam na superfície da bacia, responsáveis por transformar a precipitação total em precipitação excedente. Decorre de um conceito mais abrangente que o coeficiente de *runoff* clássico do Método Racional. A vazão de pico então é dada pela equação 12, na qual $T = D$ quando $D < t_c$ e $D = t_c$, e $T = t_c$ quando $D > t_c$.

$$Q_p = Q(T) = \int_0^T i_e(T) \cdot u(T-T) \cdot dt \quad (12)$$

A figura 43, a seguir, exemplifica um hidrograma trapezoidal ($D > t_c$) gerado pela convolução do hidrograma unitário instantâneo do Método Racional para precipitação de intensidade uniforme, e pulsos de altura P e duração t_p .

Figura 43 - Exemplo do Hidrograma Racional para $D > t_c$

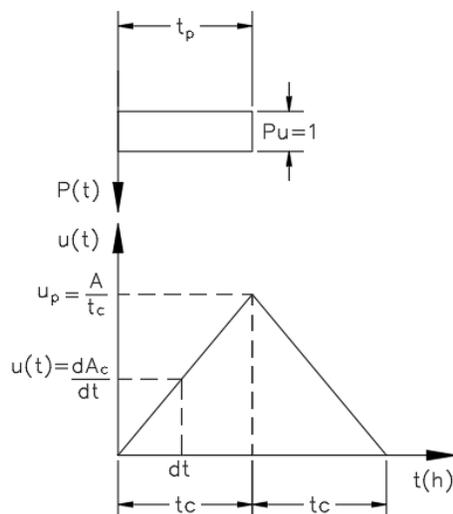


Fonte: adaptado de Dhakal *et al.* (2011)

Posteriormente, Singh e Cruise (1992) aplicaram uma precipitação de intensidade uniforme, duração t_p e valor unitário $P_u=1\text{mm}$, aos hidrogramas trapezoidal ($t_p=t_u<t_c$), triangular ($t_p=t_u=t_c$) e trapezoidal ($t_p=t_u>t_c$) derivados do conceito do Método Racional, interpretando-os como hidrogramas unitários de uma bacia de tempo de concentração, t_c .

A duração da precipitação desse hidrograma, agora tratado como hidrograma unitário, seria então equivalente a um pulso de uma precipitação mais longa de duração D e intensidade variável de alturas $P(t)$. Neste estudo, a análise da precipitação de projeto foi discretizada em pulsos de duração equivalente ao tempo de concentração da bacia, resultando hidrogramas racionais unitários triangulares, conforme a figura 44, a seguir:

Figura 44 - Hidrograma Racional Unitário triangular ($t_p=t_c$)



Fonte: adaptado de Dhakal *et al.* (2011)

Pelo método da convolução, é possível aplicar o hidrograma unitário trapezoidal ou triangular a uma precipitação de longa duração e intensidades variáveis, produzindo hidrogramas mais sensíveis e adequados a padrões de precipitações reais. À essa metodologia atribui-se o nome de Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado (SINGH; CRUISE, 1992; DHAKAL *et al.*, 2011).

3.3.3 MÉTODO DE SNYDER

O método de Snyder deriva da observação do comportamento de bacias na região dos montes Apalaches, EUA. (WALEGA *et al.*, 2011). Resumidamente, a construção do hidrograma é baseada no tempo de retardamento, na vazão de pico e no tempo de base do escoamento. Diferentemente do Método do NRCS, Snyder defende que o tempo de retardamento do pico na bacia, aqui chamado de T_{lag} , seja mais relevante para o desenvolvimento do hidrograma, para o qual foi proposta a equação 13, na qual T_{lag} é o tempo de retardamento do pico, que representa o tempo entre o centro da chuva unitária ao pico do hidrograma, expresso em h; C_t é o coeficiente adimensional relativo ao armazenamento do escoamento na bacia, variável de 1,8 a 2,2 (valores obtidos para as bacias estudadas por Snyder, L é o comprimento do curso d'água principal, expresso em km, e L_c é o comprimento do curso d'água, da seção de controle (exutório) ao centroide (centro de gravidade) da bacia, km.

$$T_{lag} = \frac{C_t(LL_c)^{0.3}}{1.33} \quad (13)$$

Assim, a construção dos hidrogramas de Snyder é relativa ao T_{lag} e não ao tempo de concentração. Assim, a vazão de pico segundo Snyder resulta conforme a equação 14, na qual Q_p é a vazão de pico do hidrograma unitário, correspondente a 10 mm de precipitação efetiva, em m^3/s , A é a área da bacia, em km^2 , e C_p é o coeficiente adimensional empírico que relaciona o tempo de base ao tempo de retardamento do escoamento, variável de 0,56 a 0,69 (valores obtidos para as bacias estudadas por Snyder), e que representa o efeito do amortecimento da onda de cheia na bacia.

$$Q_p = \frac{2.75.C_p.A}{T_{lag}} \quad (14)$$

Por meio das variáveis adimensionais C_t e C_p é possível transmitir ao hidrograma as características geomorfológicas da bacia, as quais exercem influência no tempo de pico e na vazão máxima, respectivamente. Seria natural, portanto, esperar valores fora das faixas inicialmente proposta por Snyder, para o caso de bacias de características

geomorfológicas muito diferentes das encontradas nos montes Apalaches, como já demonstrado em alguns trabalhos notáveis na literatura (LINSLEY, 1949), (DENVER, 1969) (PONCE, 1989), (KOPP; PAIVA, 1993), (PIO, 1999) e (SILVEIRA, 2016). Os coeficientes C_t e C_p , então, retratam uma tentativa de regionalização do hidrograma e podem ser mais bem definidos por meio de calibração. Entretanto, quando não se dispõe de dados de campo para calibração, recomenda-se a utilização de valores conhecidos de bacias de características semelhantes à bacia estudada. Neste estudo serão utilizados os valores médios da faixa sugerida em Denver (1969), como relatado em Pio (1999), aplicáveis a pequenas bacias urbanas, $C_t=0,3$ e $C_p=0,6$.

Os parâmetros restantes para a definição do formato do hidrograma de Snyder são o tempo de duração da precipitação unitária, D , e o tempo de base, t_b . O tempo de duração da precipitação é definido em função do tempo de retardamento através da equação 15, na qual D é a duração da precipitação, em h, e t_{lag} é o tempo de retardamento do hidrograma, também expresso em h.

$$D = \frac{t_{lag}}{5,5} \quad (15)$$

Caso a duração escolhida, D' , seja diferente da duração atrelada ao tempo de retardamento calculada pela equação acima, D , sugere-se a correção abaixo:

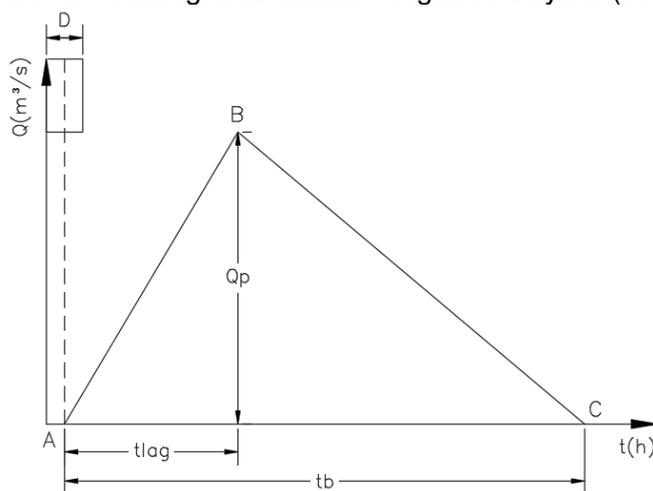
$$t'_{lag} = t_{lag} - \frac{D'-D}{4} \quad (16)$$

Na equação 16, acima, T_{lag} é o tempo de retardamento corrigido, em h, e D' é o tempo de duração alternativo da precipitação unitária, também expresso em h. Porto (1995) defende que em pequenas bacias a estimativa do tempo de base proposta originalmente por Snyder perde correspondência com a realidade do comportamento da bacia, conforme observado na prática, e, para tanto, sugere a adoção de um hidrograma unitário de formato triangular simples, em que o tempo de base ocorre dentro da faixa de 2,5 a 3,5 vezes o tempo de retardamento. Para esse estudo, T_{lag} foi definido pela equação 17, na qual t_b é o tempo de base do hidrograma, expresso em horas.

$$t_b = 3t_{lag} \quad (17)$$

O hidrograma unitário de Snyder resulta como a figura 45, a seguir.

Figura 45 - Hidrograma unitário segundo Snyder (1938)



Fonte: adaptado de Porto (1995)

3.3.4 MÉTODO DE CLARK (TEMPO-ÁREA)

Esse método considera um incremento de vazão proporcional à evolução do tempo de duração da precipitação sobre a bacia. Da mesma forma, supõe-se que cada incremento de vazão corresponde a incorporação do escoamento superficial proveniente de áreas cada vez mais distantes do exutório da bacia, até o incremento final, representado pela área mais distante da bacia. Os incrementos de tempo e vazão são relacionados por incrementos de área por meio das isócronas, definidas por linhas virtuais que particionam a área da bacia, perpendicularmente ao eixo do talvegue ou da drenagem do principal, em fatias de mesmo tempo de translação. Esse movimento é descrito pelas relações abaixo:

$$V_i = 10000 \cdot A_i \cdot H_{EXC} \quad (18)$$

$$Q_i = \frac{10000 \cdot A_i \cdot H_{EXC}}{3600 \cdot \Delta t} \quad (19)$$

Nas equações 18 e 19, V_i é o volume de escoamento superficial gerado na área A_i pela precipitação excedente unitária H_{EXC} , expresso em m^3 ; A_i é a área compreendida entre duas isócronas, em km^2 , H_{EXC} é a precipitação unitária excedente na bacia, em mm , Q_i é a vazão de escoamento superficial produzida pela precipitação unitária excedente incidente sobre a área A_i durante o intervalo de tempo Δt , expressam em m^3/s , e Δt é o intervalo de tempo dentro do qual ocorre a precipitação uniforme excedente unitária, H_{EXC} , sobre a área considerada, A_i , gerando o volume de escoamento, V_i , tomado como equivalente ao tempo de translação entre uma isócrona e outra (h). Por fim, i é o índice que identifica a ordem da área compreendida entre duas isócronas. Varia de 0 até o número total de fatias em que foi particionada a bacia de drenagem.

O hidrograma resultante representa então a translação da onda de cheia ao longo da bacia, somando-se a contribuição de cada fatia no escoamento total ao longo da duração total da precipitação. Caso não sejam considerados efeitos de amortecimento ou armazenamento na bacia, o hidrograma resulta proporcional à curva tempo-área, como também é conhecido o Método de Clark. A influência dos efeitos do amortecimento natural na bacia é introduzida pela hipótese do armazenamento em reservatório linear (relação cota x volume é linear), cujos efeitos na propagação da onda de cheia são descritos pelas equações a seguir, onde I é o *input* de vazão na seção de controle:

$$I_i = Q_i \quad (20)$$

$$S_i = k \cdot Q_i \quad (21)$$

$$Q_i = C_1 I_i + C_2 I_{i-1} + C_3 Q_{i-1} \quad (22)$$

$$C_1 = C_2 = \frac{0,5\Delta t}{k+0,5\Delta t} \quad (23)$$

$$C_3 = \frac{k-0,5\Delta t}{k+0,5\Delta t} \quad (24)$$

Nas equações 20 a 24 acima, S_i é a parcela da vazão gerada na fatia i , de área A_i onde é retida ou atrasada por efeito de armazenamento, expressa em $m^3/s.cm$. Ainda, k é o coeficiente de armazenamento, adimensional, que representa o efeito do amortecimento natural decorrente das características geomorfológicas próprias da bacia. S_i , seria melhor estimado por formulas empíricas, como Dooge ou Sabol para bacias rurais, ou por calibração. Para bacias urbanas varia de 0,2 a 0,3 vezes o tempo de concentração da bacia (PORTO, 1995). Por fim, I_i é a vazão resultante da chuva instantânea. Ordenada da curva tempo-área, expressa em $m^3/s.cm$.

Embora possua um desenvolvimento teórico bastante sólido, o Método de Clark ainda possui limitações práticas importantes, principalmente devido à dificuldade de determinação adequada das isócronas da bacia, as quais definem a curva tempo-área, e, também, da constante de amortecimento. As isócronas seriam melhor aferidas por medições de campo, porém, na prática da maioria dos projetos de engenharia não se dispõe de tais dados, principalmente quando se trata da realização de um estudo para um projeto ainda a ser implantado, em que as características geomorfológicas existentes no local poderão ser alteradas após a intervenção planejada. Assim, para contornar essa limitação alguns autores desenvolveram formas de relacionar as características geométricas da bacia como largura e comprimento do curso d'água principal ao

desenvolvimento do escoamento por meio de relações matemáticas, resultando uma curva tempo-área sintética, construída pelas seguintes equações:

$$\frac{A_i}{A} = a \left(\frac{t}{t_c} \right)^n \quad \text{para } 0 < t < t_c/2 \quad (25)$$

$$\frac{A_i}{A} = 1 - a \left(1 - \frac{t}{t_c} \right)^n \quad \text{para } t_c/2 < t < t_c \quad (26)$$

Nas equações 25 e 26 acima, t é o intervalo de tempo entre duas isócronas, em h , e t_c é o tempo de concentração da bacia (h). Ainda, n é o coeficiente adimensional de forma da bacia, variável de 1 a 2, que indica a influência da forma da bacia no desenvolvimento da translação da onda de cheia. Quanto mais próximo de um formato retangular, $n = 1$, e quanto mais próximo de um formato losangular, $n = 2$. Por fim, a é o coeficiente calculado pela expressão abaixo:

$$a = \frac{0,5}{(0,5)^n} \quad (27)$$

Mesmo com algumas limitações práticas, o Método de Clark continua como um dos métodos mais utilizados atualmente, sendo encontrado em importantes softwares, como o HEC-HMS e o ABC6, inclusive sendo o método mais utilizado para projetos de drenagem na Austrália (BALL *et al.*, 2016), uma das maiores referências em projetos de pequenas estruturas de retenção na atualidade.

3.3.5 MÉTODO DO NRCS (SCS)

O Método do NRCS foi desenvolvido por meio da análise de dados reais de uma grande quantidade de bacias de diferentes características e localidades nos EUA durante a década de 1950. Considera um incremento de vazão proporcional à evolução do tempo de duração da precipitação sobre a bacia, e estima o tempo de base do hidrograma em função do tempo de pico e do tempo de recessão (PORTO, 1995). O hidrograma unitário adimensional pelo Método do NRCS é então construído pelas seguintes equações:

$$t_a = \frac{t_u}{2} + t_{lag} \quad (28)$$

$$t_r = X \cdot t_a \quad (29)$$

$$t_b = t_a + t_r \quad (30)$$

$$Q_p = \frac{1000}{3600} \times \frac{2 \cdot A \cdot P_u}{t_b} \quad (31)$$

$$V = 3600 \times \frac{Q_p \cdot t_b}{2} \quad (32)$$

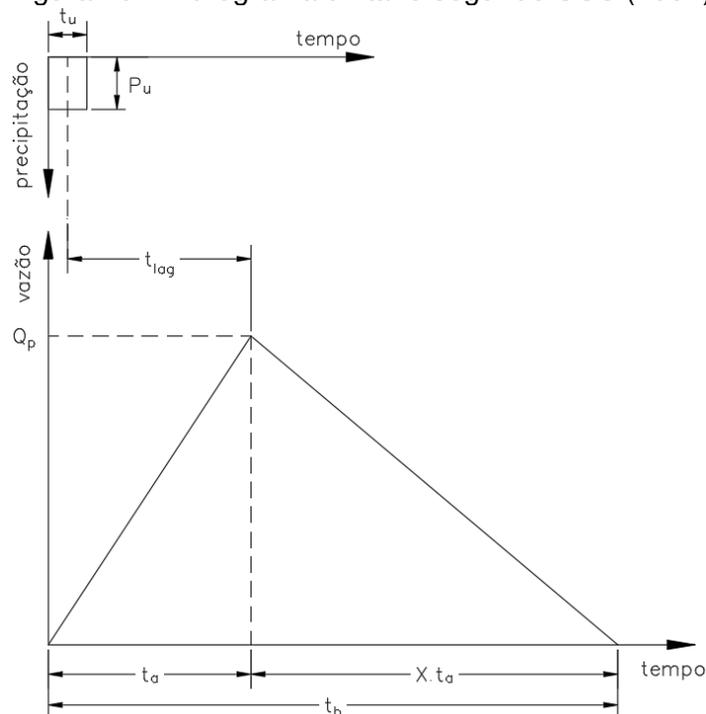
Nas equações 28 a 32, acima, t_a é o tempo de ascensão, do zero ao pico do escoamento, expresso em h, t_u é o tempo de duração da precipitação unitária, em h, t_{lag} é o tempo de retardamento do escoamento, em h, e t_r é o tempo de recessão, em h, t_b é o tempo de base, também em h. Ainda, P_u é a precipitação excedente unitária, equivalente a 1 mm; A é a área da bacia, expressa em km^2 , Q_p é a vazão de pico, expressa em m^3/s , e V é o volume do escoamento superficial, expresso em m^3 . Os valores de t_{lag} e X expressam um comportamento próprio de cada bacia e podem variar conforme as características geomorfológicas de cada caso, como a declividade média, o formato da bacia, as condições de permeabilidade do solo e o comprimento do curso d'água principal, variáveis que influenciam diretamente o desenvolvimento do escoamento. Existem diferentes propostas para a determinação desses dois parâmetros, sendo as mais notáveis apresentadas a seguir:

$$t_{lag} = 0,6 \cdot t_c \quad (33)$$

$$X = 1,67 \quad (34)$$

Na expressão 33, acima, t_c é o tempo de concentração, em h. As relações matemáticas apresentadas produzem um hidrograma de formato triangular como apresentado na figura 46 a seguir:

Figura 46 - Hidrograma unitário segundo SCS (1957)



Fonte: adaptado de Fang *et al.* (2005)

Diferentemente dos métodos apresentados, o NRCS desenvolveu um método para a determinação da precipitação excedente, determinada conforme a equação 35, abaixo, na qual P é a precipitação total, em mm, e S é a retenção potencial do solo local, em mm:

$$H_{exc} = \frac{(P-0,2.S)^2}{P+0,8.S} \text{ para } P > 0,2.S \quad (35)$$

O valor de S é definido em função do CN, conforme a equação 36, a seguir.

$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (36)$$

O parâmetro CN é função da permeabilidade superficial e do potencial de armazenamento do tipo de solo local, influenciados pelas condições de umidade antecedente à precipitação. Assim, foram definidas quatro categorias de tipos de solo (quanto ao seu potencial de armazenamento), cada qual sujeita à três graus de umidade inicial distintos (os quais determinam a capacidade real de armazenamento). Ainda, para cada tipo de solo, uma condição de uso e ocupação que influencia a permeabilidade da superfície determina o valor de CN para o caso específico. De maneira prática, o valor de CN poder ser correlacionado com o valor do coeficiente de escoamento superficial C do Método Racional por meio de tabelas que relacionam o tipo de solo, o tempo de retorno e o grau de impermeabilização da superfície, desenvolvidas e apresentadas por Denver (1969). Tanto no Brasil como no mundo, este método é um dos mais aplicados sendo constantemente objeto de pesquisas recentes que buscam aproveitar a experiência acumulada e adaptada às novas premissas da modelagem hidrológica.

3.4 HIETOGRAMAS DE PROJETO

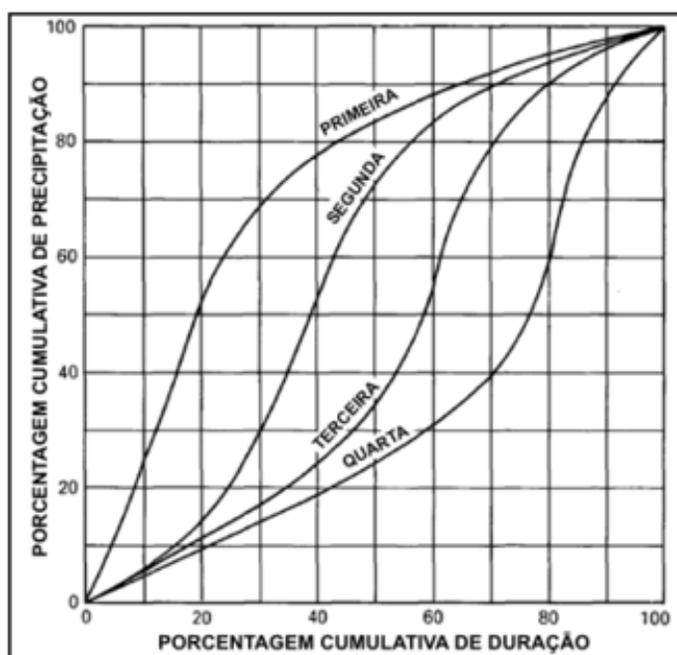
3.4.1 PRECIPITAÇÃO TOTAL

Para a análise da resposta hidrológica de uma bacia sem dados reais de precipitação podem ser utilizados hietogramas construídos sinteticamente por métodos matemáticos que relacionam a duração, o tempo de retorno e a frequência do evento o qual se deseja ser simulado. A distribuição temporal da precipitação sintética pode então ser construída a partir de critérios estatísticos, como as distribuições tipo Huff ou SCS (SCS, 1957) ou ainda critérios empíricos, como o dos blocos alternados.

O trabalho de Huff partiu de uma análise de 261 eventos pluviométricos no meio oeste dos Estados Unidos e identificou um total de quatro padrões de probabilidade de distribuição temporal de precipitações, cada qual relacionado ao quartil da duração total do

evento em que ocorre a maior concentração da precipitação total. Huff observou que as chuvas com durações inferiores a 6h apresentam acentuada tendência de distribuição temporal correspondente ao 1º quartil, ao passo que chuvas com durações entre 6 e 12 horas apresentam distribuição temporal de 2º quartil. Da mesma maneira, chuvas entre 12 e 24 horas assumem uma distribuição temporal correspondente ao 3º quartil, e chuvas maiores que 24 horas, tendem a se aproximar da distribuição temporal de 4º quartil (GIRNIUS, 2006). As curvas resultantes de cada um dos quatro padrões de distribuições temporais de precipitação de Huff são ilustradas na figura 47, a seguir.

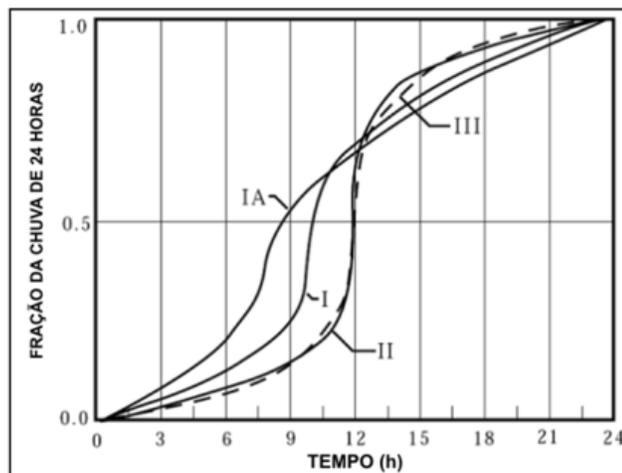
Figura 47 - Distribuições temporais médias de chuvas intensas por Huff



Fonte: Girnius (2006)

De forma semelhante às distribuições de Huff mas ainda mais abrangente, o estudo da distribuição temporal das precipitações realizado pelo SCS apresenta quatro tipos de hietogramas sintéticos, com durações de 6 a 24 horas, específicos para as distintas regiões dos Estados Unidos. Com base nas observações, os padrões de distribuição temporal foram definidos como: I e IA, que caracterizam as precipitações da costa oeste dos Estados Unidos, sujeita à influência do Oceano Pacífico; II, para as precipitações que ocorrem nas regiões centrais, sujeitas a pouca influência dos oceanos e mais sujeitas aos efeitos da continentalidade; e III, que caracteriza as precipitações que ocorrem na costa leste dos Estados Unidos, sujeitas à influência do Oceano Atlântico (GIRNIUS, 2006). As quatro curvas propostas pelo SCS são apresentadas na figura 48, a seguir.

Figura 48 – Hietogramas acumulados propostos pelo SCS para chuvas de 24h



Fonte: Girnius (2006)

Apesar da comprovada validade dos métodos de determinação do hietograma sintético de Huff e SCS, estudos posteriores sugeriram relevante influência de aspectos locais os quais apontam a necessidade de cuidado na utilização generalizada dos padrões definidos em ambos métodos em circunstâncias diferentes das que originaram os resultados dos respectivos trabalhos. Para tal, recomenda-se como ideal a realização de estudos semelhantes para a região na qual se pretende utilizar as metodologias propostas nos trabalhos de Huff e do SCS, de modo a evitar a produção de resultados pouco consistentes com as circunstâncias de cada local (GIRNIUS, 2006).

A dificuldade, porém, reside no fato de que, na prática da engenharia de projetos em geral não se dispõe da quantidade e qualidade dos dados necessários para a construção da análise estatística tal como realizada por Huff, sendo comum, portanto, a adoção da distribuição conforme proposta originalmente ou a adoção de métodos mais expeditos para a simplificação dos cálculos e economia de tempo, como o método dos blocos alternados. Este último então, resulta muito utilizado em projetos de engenharia pela praticidade e pelo respaldo acadêmico (PORTO ALEGRE, 2005; SÃO PAULO, 2012). Por essa razão, foi adotado para gerar os hietogramas de projeto a serem utilizados para a análise comparativa teórica entre os cinco métodos apresentados no item 3.3.

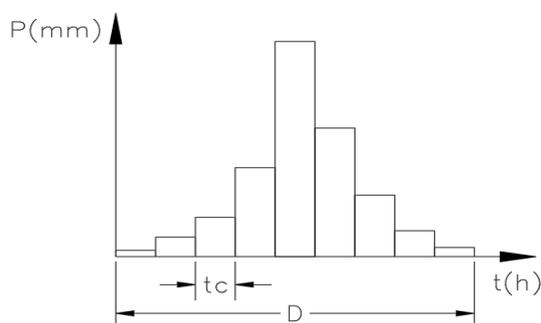
No método dos blocos alternados, cada evento de duração D analisado é subdividido em pulsos de duração arbitrária, de forma que o pulso de intensidade máxima, P_{\max} , ocorre na metade da duração da chuva. Em torno do pulso máximo, central, são agregados alternadamente os blocos de precipitação decrementais resultantes das diferenças de

altura de precipitação entre os pulsos consecutivos. O pulso de intensidade máxima é calculado pela seguinte relação:

$$P_{m\acute{a}x} = i_{m\acute{a}x} \cdot t_p \quad (37)$$

Na equação 37, acima, $i_{m\acute{a}x}$ é a intensidade máxima da precipitação e t_p é o tempo de duração do pulso máximo. A intensidade máxima da precipitação pode ser estimada por meio de equações derivadas das curvas IDF, discutidas no item 3.3. A figura 49, a seguir, exemplifica o hietograma resultante da aplicação do método dos blocos alternados:

Figura 49 - Hietograma de precipitação total



Fonte: autor

3.4.2 PRECIPITAÇÃO EXCEDENTE

Na ocorrência de eventos de precipitação, parte do volume de água incidente no solo é infiltrada ou retida superficialmente, de modo que o volume de água escoado superficialmente após as perdas iniciais, é denominado precipitação excedente. Esse efeito também pode ser simulado por alguns métodos sintéticos como o método proposto por Green-Ampt, NRCS ou o próprio método baseado na teoria do Método Racional.

O método de determinação da precipitação excedente desenvolvido pelo NRCS também pode ser utilizado previamente por outros métodos de transformação chuva-vazão para obtenção da precipitação de projeto. Assim, o hietograma de precipitação excedente é derivado do cálculo da precipitação excedente pela metodologia do NRCS, sendo também possível de ser utilizado para geração da precipitação de projeto para os métodos de Clark e Snyder. Para os métodos baseados na teoria do Método Racional, a precipitação excedente pode ser calculada simplesmente pela aplicação do coeficiente de escoamento superficial, C , aos pulsos do hietograma de precipitação total, produzindo o hietograma de precipitação excedente, de projeto.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 ETAPA 1: ANÁLISE COMPARATIVA TEÓRICA ENTRE OS MÉTODOS TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO TRADICIONAIS PARA UMA PEQUENA BACIA URBANIZADA E VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE ESTUDO

As características mais relevantes da bacia, como a delimitação da área de drenagem, a permeabilidade das subáreas segundo o uso e a ocupação do solo e a geometria da rede de microdrenagem que drena essa área, foram ser adequadamente definidas para balizar corretamente a análise e fundamentar a interpretação e comparação entre os dados produzidos pelos cinco métodos estudados. A área analisada faz parte da planta industrial de produção de carbonato de cálcio da empresa SIBELCO SAM, no município de Jarinu, SP. A figura 50 abaixo retrata uma vista aérea da área de drenagem estudada:

Figura 50 - Imagem de satélite da área onde está situada a pequena bacia de drenagem analisada. Imagem datada de 28 de abril de 2017



Fonte: Google Earth

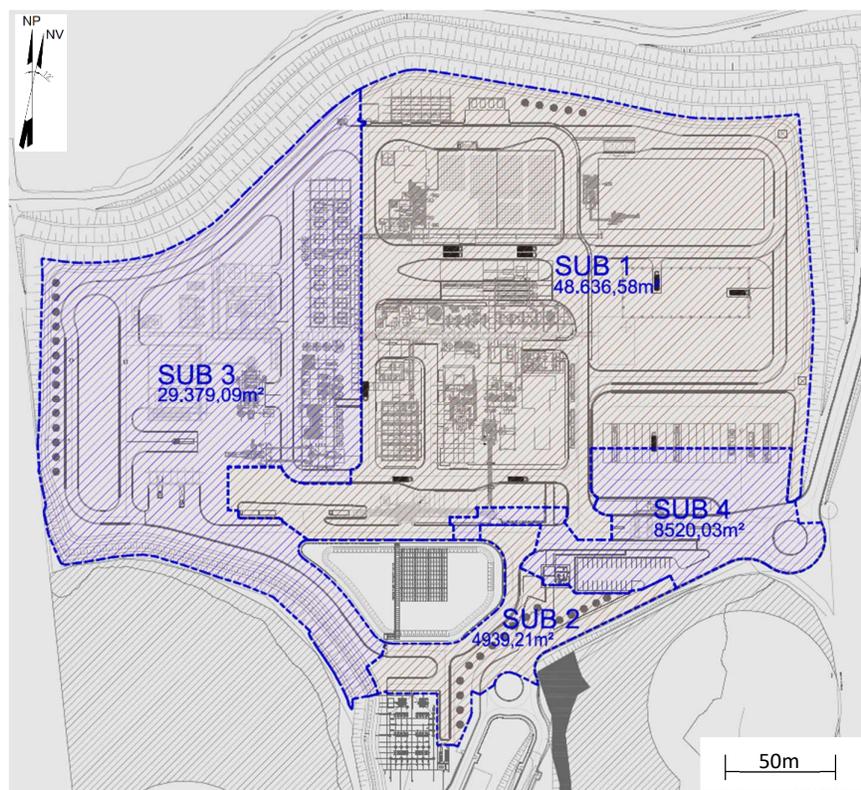
As águas drenadas na área analisada são encaminhadas por meio de quatro redes de drenagem independentes até a quadra central da planta onde desaguam em uma

estrutura de detenção enterrada. Essa estrutura possui a finalidade de realizar o amortecimento da onda de cheia e a recuperação de parte do volume de escoamento superficial para o posterior aproveitamento para fins não potáveis.

A estrutura de detenção recebe as águas de escoamento superficial por meio de quatro entradas distintas, cada qual recipiente de uma das quatro redes de drenagem que drenam a área industrial. As quatro redes dividem a área industrial da planta em quatro bacias de drenagem, com características de permeabilidade, área total e extensão próprias, e que produzem ondas de cheia de picos, volumes e tempos de concentração distintos, a serem definidos a frente.

A figura 51, a seguir, demonstra um esquema das quatro sub bacias de drenagem definidas pelas redes de drenagem que cobrem a área industrial da planta, delimitadas pelo tracejado azul escuro.

Figura 51 - Arranjo geral da área drenada pela estrutura de detenção central da planta e das quatro bacias de drenagem

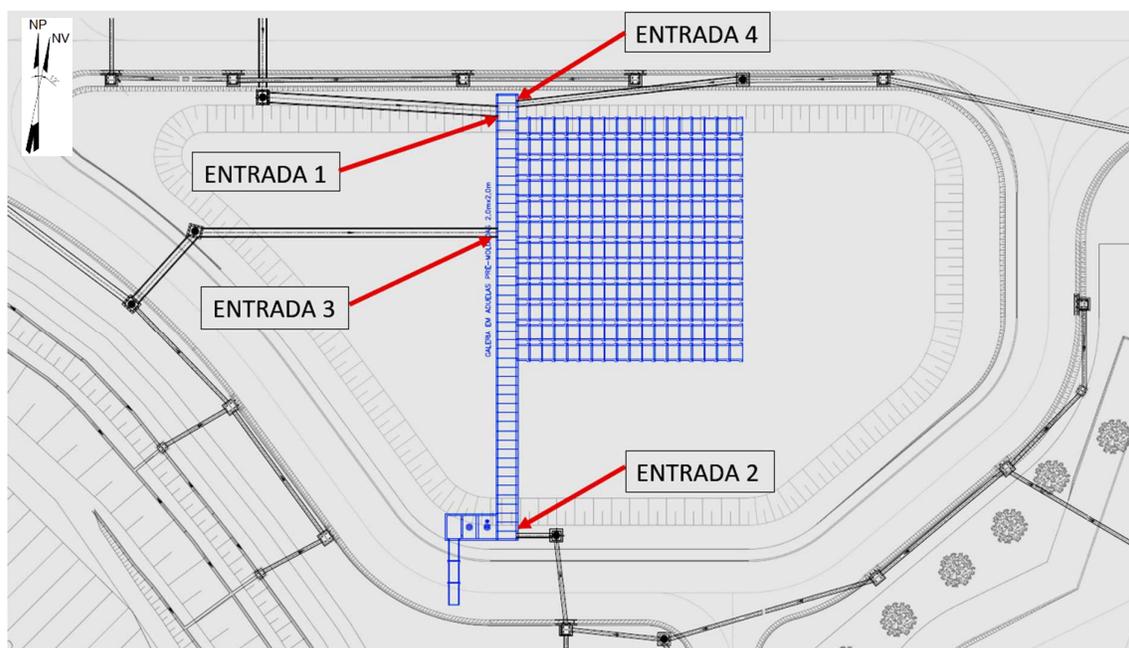


Fonte: elaborado pelo autor

No centro da planta, as águas de escoamento superficial são acumuladas na estrutura de detenção, a qual consiste em uma galeria de seção quadrada que conduz o

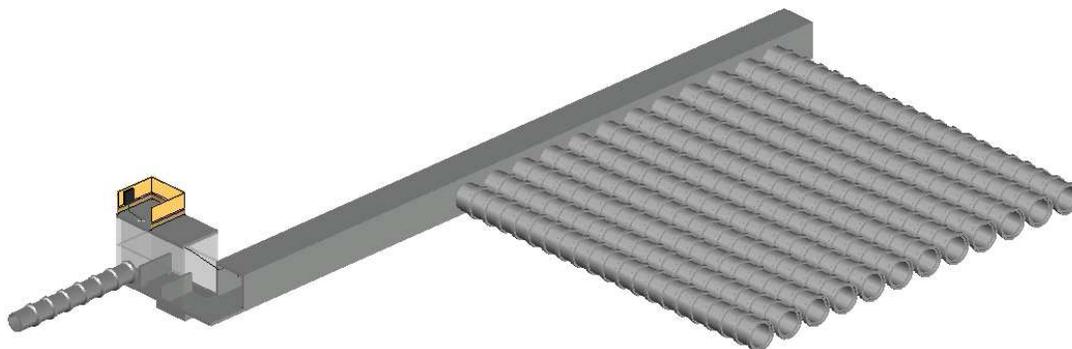
escoamento até uma caixa final, posicionada em sua extremidade de jusante, onde é realizado o controle da vazão afluente. O controle da vazão cria um efeito de elevação do nível d'água a montante sendo que o volume acumulado é temporariamente armazenado no espaço interno da galeria de 50m de extensão e seção quadrada de 2m, e no espaço de tubos de concreto de 1,5m de diâmetro em fileiras de 25m de extensão instaladas perpendicularmente a linha de aduelas quadradas, totalizando cerca de 584 m³ de espaço disponível que viabiliza um efeito de amortecimento da onda de cheia. A Figura 52 e a Figura 53 abaixo demonstram a galeria de drenagem descrita.

Figura 52 - Sistema de amortecimento de águas pluviais da planta



Fonte: elaborado pelo autor

Figura 53 - Estrutura enterrada de amortecimento de águas pluviais - Esquema 3D



Fonte: elaborado pelo autor

Os tubos de concreto perpendiculares à galeria têm a finalidade única e exclusiva de adicionar volume vazio ao sistema e viabilizar o efeito de amortecimento desejado na estrutura subterrânea, preservando o espaço superficial. Trata-se de uma solução relativamente barata para viabilizar o amortecimento em regiões com limitações de orçamento e de utilização do espaço superficial, quando comparada a câmaras ou tanques de concreto armado, popularmente conhecidos como “piscininhas”.

Estruturas com a mesma finalidade representam um potencial muito interessante de contribuição para o combate a mitigação de cheias e, também, para o incentivo da criação de alternativas para a redução da dependência do consumo de água da rede pública de abastecimento (MASCARENHAS *et al.*, 2005).

Dessa forma, é crucial que o dimensionamento de estruturas semelhantes seja menos influenciado por distorções que venham a resultar volumes superdimensionados, os quais requerem estruturas maiores que o necessário e acabam por elevar desnecessariamente o custo de implantação. Por isso, a análise se concentrará na vazão máxima que ocorre imediatamente antes do efeito do amortecimento e no volume do respectivo hidrograma afluente ao sistema, variáveis determinantes para o dimensionamento da estrutura.

Na figura 54, abaixo, são definidos quatro tipos diferentes de superfície quanto ao grau de permeabilidade esperado em toda a área analisada, arbitrados a partir de valores de referência encontrados em manuais de drenagem urbana, como o manual de drenagem urbana da cidade de São Paulo (2012).

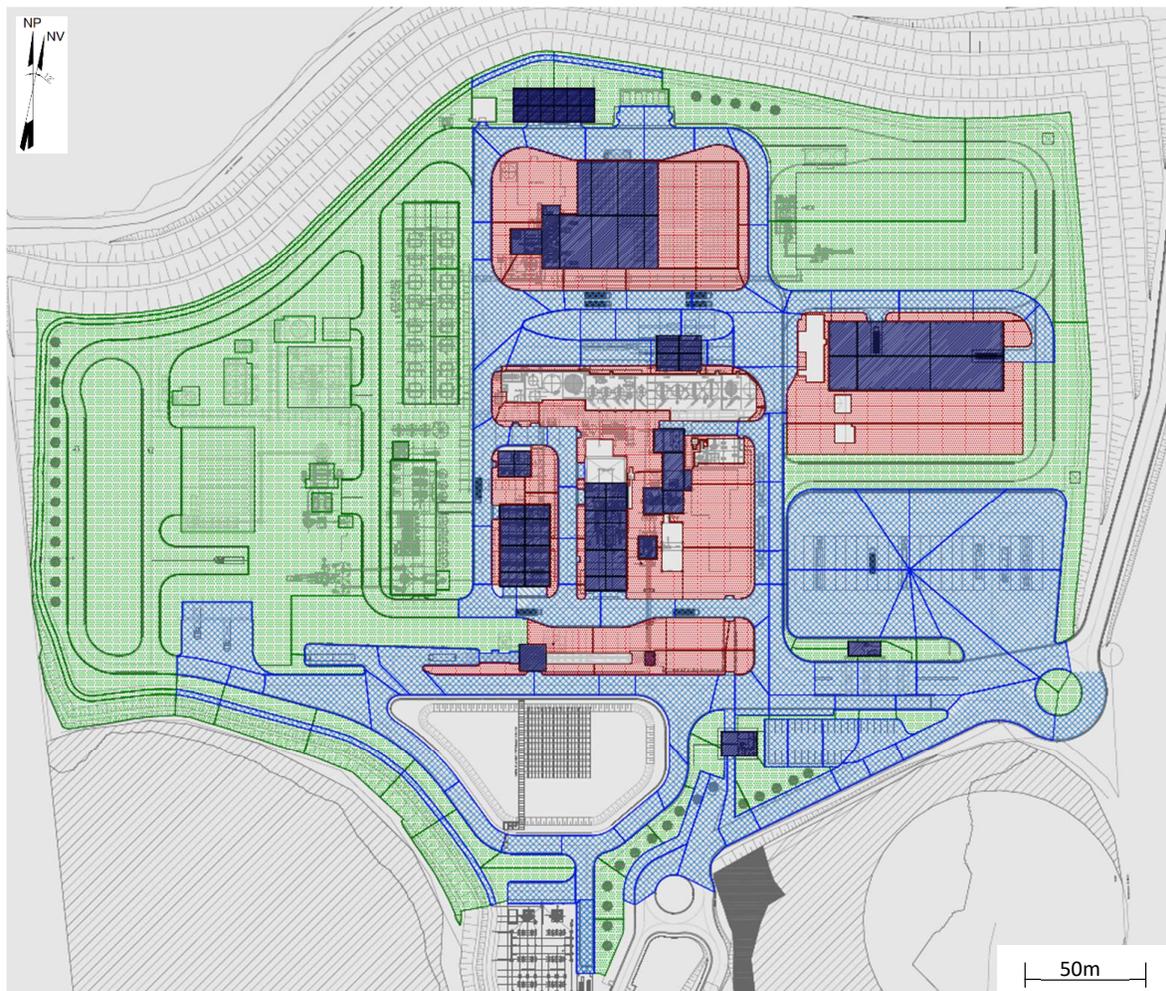
Figura 54 – Legenda de cores para as diferentes coberturas de solo e seus respectivos coeficientes de runoff



Fonte: elaborado pelo autor

A figura 55 a seguir demonstra as redes, as bacias e a composição da superfície de cada bacia, com base na legenda de cores apresentada na figura 54.

Figura 55 - Distribuição dos diferentes tipos de superfície identificados na área de estudo

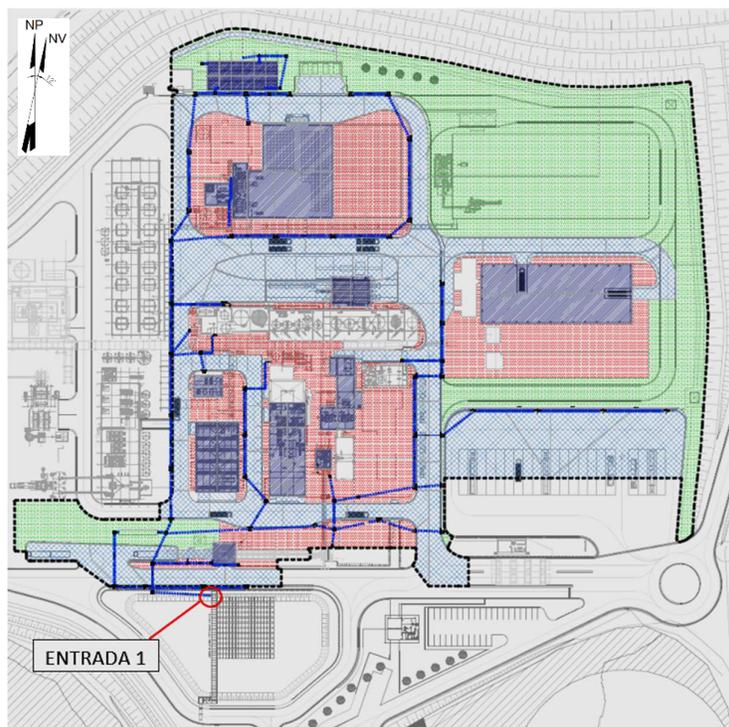


Fonte: elaborado pelo autor

Cada rede e sua respectiva bacia drenada possui valores próprios no que se refere a área total drenada, permeabilidade média da superfície e extensão. Para determinação dos hidrogramas de entrada que alimentarão a simulação do sistema é necessário determinar as características das áreas de contribuição de cada uma das quatro redes de drenagem afluentes. Porém, neste estudo a análise foi focada nas bacias relativas às entradas 1 e 3, as quais possuem características de permeabilidade bastante distintas, e compreendem as duas maiores áreas da planta.

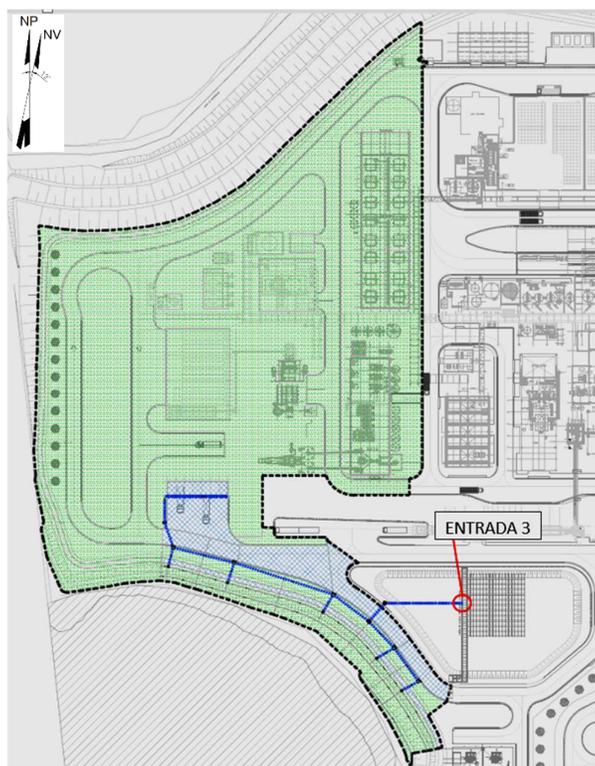
A figura 56 e a figura 57, a seguir, demonstram de forma ampliada a característica das bacias de contribuição das duas redes de drenagem do sistema a serem analisadas nessa fase do estudo. Na sequência, as tabelas 1 e 2 a seguir resumem as características físicas das duas bacias.

Figura 56 - Bacia de contribuição da entrada 1



Fonte: elaborado autor

Figura 57 - Bacia de contribuição da entrada 3



Fonte: elaborado pelo autor

Tabela 1 – Áreas totais relativas aos tipos de superfície em cada bacia de contribuição

C runoff	Área de contribuição (m ²)				Área Total (km ²)
	0.20	0.30	0.90	1.00	
CN	39	49	98	98	
ENTRADA 1	15203.69	10585.64	14081.04	5719.54	0.046
ENTRADA 3	27087.97	0.00	2290.05	0.00	0.029

Tabela 2 - Características físicas estimadas para cada bacia de contribuição

	C runoff médio	CN médio	Tc (min)	Tc (h)
ENTRADA 1	0.540	66.947	15.02	0.250
ENTRADA 3	0.255	43.599	11.37	0.190

Os valores de CN foram arbitrados procurando-se seguir uma classificação de tipo de solo equivalente à permeabilidade arbitrada para os valores de C. O tempo de concentração é calculado como o tempo total de percurso do escoamento desde o início até o final das redes, considerando ainda um tempo mínimo de entrada do escoamento na primeira boca de lobo de cada sistema estimado em 10 minutos, como recomendado na prática do dimensionamento de redes de microdrenagem por algumas literaturas técnicas (PORTO ALEGRE, 2005).

Para as entradas 1 e 3 da rede de drenagem foi gerado um hidrograma correspondente às respectivas áreas drenadas. As características próprias dessas bacias, como o grau de impermeabilidade média da superfície e a extensão da rede, influenciam a magnitude da vazão gerada e o tempo de concentração do escoamento resultando em hidrogramas de entrada com picos de intensidades e instantes próprios.

Foi gerado um hidrograma de projeto para cada modelo de cálculo a ser analisado neste estudo. Os hidrogramas resultantes de cada modelo hidrológico foram comparados a fim de se obter uma resposta sobre a diferença entre as metodologias. Para comparação foram analisados o formato dos hidrogramas, as vazões de pico e o volume total de escoamento superficial gerado nos eventos. Afim de investigar o comportamento dos métodos de maneira mais abrangente, foram simulados os cenários resultantes da combinação do par tempo de recorrência (2, 10, 25, 50 e 100 anos) / duração da precipitação (1h, 2h, 4h e 8h), para cada um dos 5 métodos e cada uma das 2 entradas e para os tempos de recorrência. Assim, no total, foram contrapostos e analisados os resultados de 200 cenários de simulação.

4.1.2 CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS ADOTADOS

O sistema será analisado considerando:

Tempo de recorrência, TR: 2, 10, 25, 50 e 100 anos

O tempo de recorrência adotado no projeto refere-se diretamente ao grau de risco aceito para a obra em questão, de forma que nele estejam contemplados os problemas decorrentes dos danos e perdas materiais, sociais e ambientais quando da ocorrência da falha do sistema (SÃO PAULO, 2012). Em geral, a literatura técnica nacional e internacional, por meio de manuais de projeto e guias práticos de obras urbanas, recomenda a adoção de tempos de recorrência compreendidos entre 2 e 10 anos para obras inseridas no contexto da microdrenagem.

Entretanto, não é possível encontrar unanimidade a respeito de projetos de estruturas de retenção, mesmo quando inseridas no contexto de pequenas bacias de drenagem. Isso se deve principalmente à expressiva variabilidade do risco associado as mesmas, dependendo do tamanho da área drenada, do volume do reservatório, do tipo de reservatório e da vulnerabilidade das cercanias. Assim, foram adotados diferentes tempos de recorrência de forma a cobrir um amplo espectro do comportamento das bacias de contribuição em relação aos modelos testados neste estudo.

Duração da precipitação de projeto, t_d : 1h, 2h, 4h e 8h

Em geral, o estudo hidrológico de pequenas áreas de drenagem costuma considerar a duração da precipitação igual ao tempo de concentração da bacia, situação que simplifica a análise ao considerar rápida resposta e vazão de pico mais intensa, configurando uma condição mais crítica para estruturas cuja finalidade seja a condução. Por outro lado, para projetos em que o volume total de escoamento gerado representa uma variável de extrema relevância, a situação mais crítica ocorre para maiores durações de precipitação, mesmo com picos de menor intensidade (HONG *et al.*, 2006a).

Não há unanimidade na literatura acadêmica e técnica para a escolha de um determinado valor para a duração de precipitação a ser utilizada em projetos de estruturas de retenção em pequenas bacias. Então, foram testados diferentes cenários, com diferentes durações para uma avaliação mais ampla do comportamento da bacia para os métodos analisados.

Intensidades de precipitação, i (mm/h):

As intensidades de chuva de projeto para o cálculo dos quatro hidrogramas de entrada em cada cenário foram obtidas da curva Intensidade-Duração-Frequência da região onde está inserida a área de estudo.

As chamadas curvas IDF são construídas por meio de uma análise da série histórica de dados de precipitação do local, a qual torna possível a identificação de uma relação entre as intensidades de precipitação, durações e probabilidades médias de ocorrência dos eventos na região. Essa relação pode ser descrita matematicamente de forma generalizada pela equação 38, ajustada para cada região por meio da calibração dos parâmetros adimensionais K, a, b e c. Trata-se de um formato amplamente utilizado na prática de projetos de engenharia por sua simplicidade e disponibilidade de parâmetros regionalizados, sendo, por essa razão, adotada neste trabalho para a determinação das intensidades máximas de precipitação para a área de estudo.

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{K \cdot TR^a}{(t+b)^c} \quad (38)$$

Na equação demonstrada acima, $i_{m\acute{a}x}$ é a intensidade máxima da precipitação, em mm/h, TR é o tempo de retorno, em anos, e t_d é a duração do evento, em minutos. Os parâmetros adimensionais K, a, b e c, ajustados para a região do município de Jarinu, foram obtidos por meio do software Pluvio 2.1, elaborado pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH), da Universidade Federal de Viçosa (UFV), o qual compila equações IDF produzidas para municípios de todo o território nacional, além de fornecer interpolações para os casos de municípios que não possuem estações pluviográficas. Para o caso de Jarinu, o software fornece os valores apresentados a seguir:

$$K = 1515,041;$$

$$a = 0,147;$$

$$b = 10,101;$$

$$c = 0,849.$$

Assim, cada cenário montado neste estudo foi avaliado utilizando-se a intensidade de precipitação relativa à duração do evento e o seu tempo de retorno. Para os hidrogramas unitários, a duração de cada altura de precipitação foi considerada igual ao tempo de concentração da respectiva bacia de contribuição.

Tempo de concentração, t_c (min):

Variável que ainda permanece como um dos maiores desafios que envolvem a avaliação hidrológica de bacias hidrográficas, independentemente das características geomorfológicas. Uma grande variedade de métodos para estimativa do tempo de concentração foi concebida como uma tentativa de particularizar os modelos hidrológicos para os cenários mais comuns analisados. Em pequenas bacias urbanizadas os tempos de concentração resultam muito próximos dos tempos de percurso do escoamento no conduto principal acrescido do tempo de entrada do escoamento no ponto inicial da rede (MCCUEN *et al.*, 1984) e (PORTO, 1995). Para esses casos, cabe a utilização do Método Cinemático, proposto pelo NRCS em 1975, calculado na forma da equação 39, na qual L é o comprimento do i -ésimo trecho da rede, em m. V é a velocidade de escoamento no trecho, calculada pela equação 40, em m/s, onde A_m é a área molhada, em m^2 , e P_m o perímetro molhado, em m, da seção da tubulação no i -ésimo trecho da rede. Ainda, n é o coeficiente de rugosidade de *manning* e i a declividade do do i -ésimo trecho, em m/m.

$$t_c = t_e + \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (39)$$

$$v_i = \frac{1}{n} \left(\frac{A_m}{P_m} \right)^{2/3} i^{1/2} \quad (40)$$

Assim, o tempo de concentração de cada bacia de contribuição foi considerado como equivalente ao tempo de percurso resultante no ponto final de cada rede de entrada que contribui para o sistema, acrescido do tempo estimado de entrada do escoamento no primeiro ponto de entrada da rede.

O coeficiente de escoamento superficial, C: 0.2, 0.5, 0.9 e 1.0

A parcela inicial da precipitação total é infiltrada em diferentes quantidades na superfície da bacia, dependendo da permeabilidade de cada tipo de revestimento superficial encontrado na área analisada. Assim, a permeabilidade média influencia diretamente o desenvolvimento do hidrograma de escoamento superficial gerado na bacia de contribuição (SRIWONGSITANON; TAESOMBAT, 2011) e, portanto, foi considerado por meio do coeficiente de escoamento superficial, expresso em percentual de escoamento superficial não infiltrado. Trata-se da mesma metodologia utilizada pelo Método Racional, amplamente utilizado na prática no meio técnico, mas que possui correspondência com outros modelos como o CN (Curve Number) do Método do NRCS.

Como adiantado em 2.1, de maneira simplificada, foi considerada a ocorrência de quatro tipos de superfícies com diferentes características de permeabilidade. Cada bacia de contribuição terá sua superfície caracterizada por uma composição dos quatro tipos de revestimentos, distribuídos em diferentes proporções, resultando permeabilidades médias próprias e distintas.

Foi então, considerado um coeficiente de escoamento superficial médio específico para cada uma das quatro áreas de contribuição, sendo estimado pela média ponderada da distribuição dos quatro tipos de superfície que ocorrem. Ainda, entende-se que alguns autores consideram a variabilidade da permeabilidade da superfície da bacia com a intensidade da precipitação relativa ao tempo de recorrência do evento (FRANCO, 2004; SRIWONGSITANON; TAESOMBAT, 2011). Porém, para o caso das bacias de contribuição analisadas nesta parte 1, o coeficiente de escoamento superficial foi considerado constante, simplificação considerada razoável para pequenas bacias urbanas.

Perdas iniciais:

Os primeiros instantes de precipitação em uma bacia de drenagem não são instantaneamente convertidos em escoamento superficial, a menos que a bacia seja perfeitamente impermeável e regular. Como essa condição não acontece na prática, há primeiramente a infiltração de certa quantidade da precipitação total e posteriormente o eventual retardamento da drenagem do escoamento superficial devido ao aprisionamento de uma parcela desse escoamento em irregularidades diversas na superfície, as quais produzem um efeito de detenção no escoamento (GUO, 2001) .

Esse efeito pode ser pouco ou muito relevante para o desenvolvimento do hidrograma da bacia de contribuição, dependendo de fatores como a característica da superfície, declividade média da bacia, uso e ocupação do solo e tamanho da área drenada. No entanto, a influência desses efeitos, incluindo as perdas iniciais por detenção, é tratada de maneira diferente pelos modelos de transformação chuva-vazão, e assim, não foi adotado um método único para a estimativa desses efeitos, sendo este um dos objetos da análise comparativa dos métodos estudados.

4.1.3 PRIMEIROS TESTES COM INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Nessa primeira etapa do projeto de pesquisa foi desenvolvido um sistema piloto para aquisição e registro de dados de vazão e precipitação em campo, constituído de um microcontrolador eletrônico do tipo Arduino, o qual foi instalado e testado dentro da galeria da estrutura de detenção da indústria representada na figura 53, em Jarinu, interior de São Paulo. A seção escolhida concentra as vazões drenadas das entradas 1 e 3, apresentadas e caracterizadas nas figuras 56 e 57.

A aferição dos dados de intensidade de chuva e vazão foi feita respectivamente por um pluviômetro e uma ponta capacitiva limnimétrica, ambos produzidos pelo laboratório de hidráulica da Escola Politécnica da USP. O pluviômetro utilizado tem uma precisão de 0,2 mm de chuva por pulso e a frequência de aquisição de dados utilizada será de 10Hz com gravação a cada 30 segundos (aproximadamente) em um cartão de memória micro SD, fornecendo uma resolução temporal superior à dos pluviômetros tradicionalmente utilizados.

A ponta limnimétrica consistia em um fio de nylon energizado preso à uma haste metálica o qual, em contato com a água, apresenta uma variação de capacitância, conseqüentemente induzindo a variação da tensão elétrica no fio. A variação de tensão no fio é proporcional à profundidade de imersão da haste no líquido, possibilitando assim o estabelecimento de uma correlação entre a profundidade de imersão do conjunto e a altura do nível d'água no ponto medido. Essa correlação, portanto, permite determinar a carga hidráulica para a estimativa da vazão no ponto de interesse, à jusante da haste. A ponta foi acoplada a um perfil metálico tipo L, o qual foi fixado à parede interna da galeria de águas pluviais em que se pretende medir o nível d'água, conforme apresentado na figura 58.

Para a determinação da vazão, seria utilizado um pequeno vertedor localizado a jusante da seção de controle, cuja equação de vertimento seria desenvolvida.

Figura 58 - Ponta capacitiva limnmétrica



Fonte: autor

Ambos os equipamentos foram conectados ao microcontrolador do tipo Arduino, que consiste em uma plataforma de prototipagem eletrônica de hardware livre e de placa única, projetada com um microcontrolador com suporte de entrada e saída embutido, o qual fez o registro dos dados fornecidos. Paralelamente, um outro microcontrolador tipo Arduino fez o envio remoto dos dados por meio de sinal GSM, os quais foram apresentados em um servidor online dedicado a essa pesquisa. Os microcontroladores e a bateria foram acondicionados dentro de um abrigo formado por uma caixa metálica. Esse abrigo foi fixado em um gradil metálico posicionado próximo aos equipamentos de medição, conforme apresentado na figura 59. O pluviômetro também foi afixado no mesmo gradil, junto ao abrigo metálico, ao microcontrolador e à fonte de energia, conforme a figura 60.

A alimentação de energia desses microcontroladores foi realizada por uma bateria de carro, de 12 V, auxiliada por um aparelho mantenedor de corrente, que fará a recarga constante da bateria com a energia armazenada pelo conjunto, mantendo-a sempre 12 V evitando a interrupção da transmissão de dados e caso de queda de energia. Dessa maneira, espera-se que os equipamentos funcionem 24h por dia sem a necessidade de manutenção por troca de bateria.

Figura 59 - Instalação do abrigo metálico



Fonte: autor

Figura 60 - Conjunto pluviômetro e abrigo metálico



Fonte: autor

O conjunto possuía uma autonomia de cerca de 5 dias e operou durante um mês. Alguns problemas foram encontrados e solucionados ao longo do período de testes,

possibilitando encontrar a melhor solução de instrumentação a ser utilizada na etapa 2 do projeto de pesquisa. Ao final do período de testes, o sistema registrou com sucesso uma série de dados de chuva e nível d'água, de modo que sua utilização para a aquisição e registro dos dados de campo para a etapa seguinte foi validada.

Devido, porém, a contratempos em relação à operação da planta industrial em cima da qual foi desenvolvida a primeira etapa da pesquisa, a segunda etapa teve de ser desenvolvida em outro campo. Todavia, a mudança de área de estudo não representou um impeditivo à sequência do estudo, sendo suficiente somente a aplicação do mesmo conceito desenvolvido na primeira etapa em uma área de características hidrológicas semelhantes, a ser detalhada adiante neste trabalho.

4.2 ETAPA 2: ANÁLISE COMPARATIVA TEÓRICO-EXPERIMENTAL ENTRE TRÊS MÉTODOS TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO TRADICIONAIS PARA UMA PEQUENA BACIA URBANIZADA

A análise comparativa do desempenho dos três métodos de transformação chuva-vazão selecionados foi realizada por meio de um estudo de caso em uma pequena bacia urbana real, localizada no município de São Paulo, Brasil, e seu comportamento observado na ocorrência de cinco eventos pluviométricos de diferentes intensidades, durações e distribuições temporais, ocorridos durante o mês de março de 2019. Cada evento correspondeu a um pluviograma, observado por meio de uma estação pluviográfica, localizada dentro do campus da USP, a poucos metros da seção de controle do canal de drenagem monitorado neste estudo, e um hidrograma, observado por meio dos dados de nível d'água do sensor aplicados à curva-chave do canal.

Cada um dos três métodos recebeu como dado de entrada a chuva total correspondente ao evento e produziu um hidrograma, considerando as perdas iniciais por infiltração e retenção superficial em seus respectivos métodos de geração de chuva excedente e transformação do excesso em vazão. O método do hidrograma unitário racional modificou o parâmetro C para a quantificação desse efeito, enquanto o método do NRCS utilizou o parâmetro CN, atrelado ao cálculo de perdas desenvolvido pelo NRCS. O método de Clark também utilizou a metodologia do NRCS para o cálculo da chuva excedente, também por meio do parâmetro CN. Os valores de CN foram arbitrados procurando-se seguir uma classificação de tipo de solo equivalente à permeabilidade arbitrada para os valores de C, da mesma maneira como realizado na Etapa 1.

O tempo de concentração da bacia, grandeza de elevado significado físico e fundamental importância na caracterização do hidrograma, foi estimado por meio de fórmulas semi-empíricas, que correlacionam as características geomorfológicas da bacia ao desenvolvimento do escoamento. O método do Hidrograma Racional Unitário Modificado, apresentado no item 3.3.2, utilizou a fórmula proposta pelo *Federal Aviation Agency* (FAA), que atrela o tempo de concentração ao parâmetro C da bacia. Os métodos do NRCS e de Clark utilizou a fórmula proposta pelo NRCS, a qual relaciona o tempo de concentração ao tempo de retardo da bacia, também atrelando a sensibilidade desse parâmetro às características geomorfológicas da bacia, porém por meio do parâmetro CN.

Os hidrogramas gerados por cada modelo para cada evento foram comparados com os hidrogramas reais registrados, tomando-se como referência a vazão máxima, o erro médio absoluto (MAE) das ordenadas de vazão e o volume total do hidrograma. Cada hidrograma observado foi derivado dos registros de nível d'água a cada minuto durante a ocorrência do evento de precipitação, por meio da curva-chave do canal de drenagem desenvolvida para a seção de controle analisada neste estudo. A intenção da elevada resolução temporal dos registros é observar com maiores detalhes a sensibilidade do canal à passagem da onda de cheia gerada por precipitações de diferentes durações, distribuições temporais e intensidades (inclusive precipitações de pequeno volume) e a capacidade dos modelos de simular essa sensibilidade.

4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

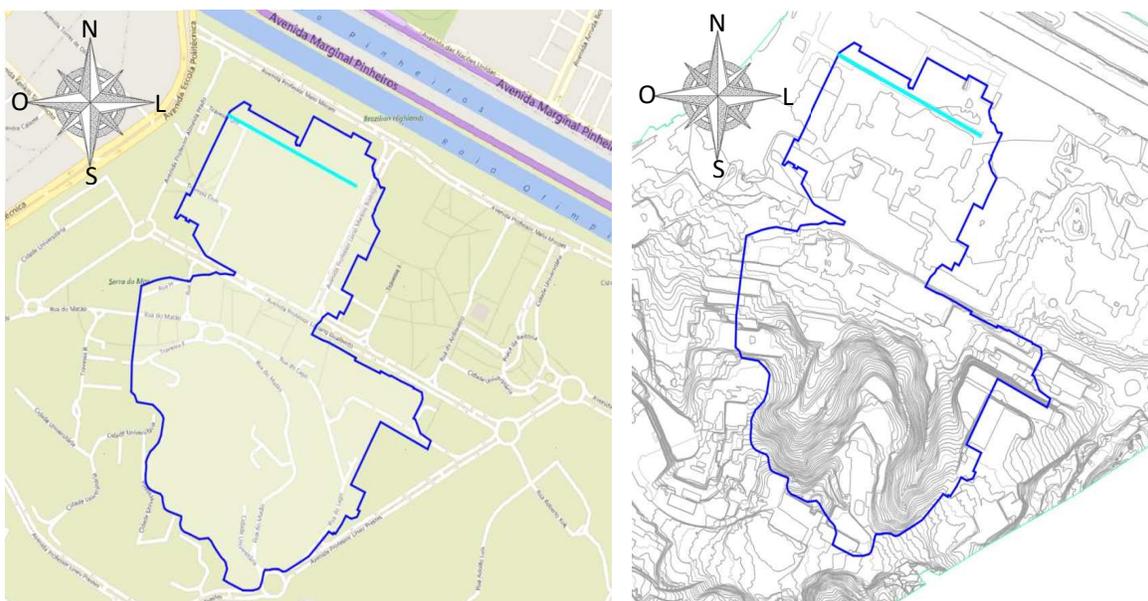
A bacia analisada neste estudo encontra-se localizada internamente ao campus da Universidade de São Paulo e possui uma área de 1,089 km², a qual foi determinada após a análise cruzada da topografia, por meio do modelo digital de terreno da área, com as informações do levantamento cadastral das redes de drenagem do campus, ambos fornecidos pela administração central da universidade. A figura 61, a seguir, ilustra os limites da bacia de estudo sobreposta à imagem aérea da região, juntamente com a indicação do canal de drenagem principal, em azul claro, o qual concentra o escoamento captado pelo sistema de drenagem pluvial em toda a área destacada. Na figura 62, a imagem à esquerda indica a delimitação da área de estudo sobreposta ao mapa viário da região para identificação do local onde se insere a área estudada. A imagem à direita, indica a delimitação da bacia de estudo sobreposta ao modelo digital de terreno da região.

Figura 61 - Imagem aérea e delimitação da bacia de estudo



Fonte: Google Earth

Figura 62 - Delimitação da bacia em um mapa extraído do Google Maps (esq.) e em um modelo digital da topografia do terreno (dir.)



Fonte: elaborado pelo autor

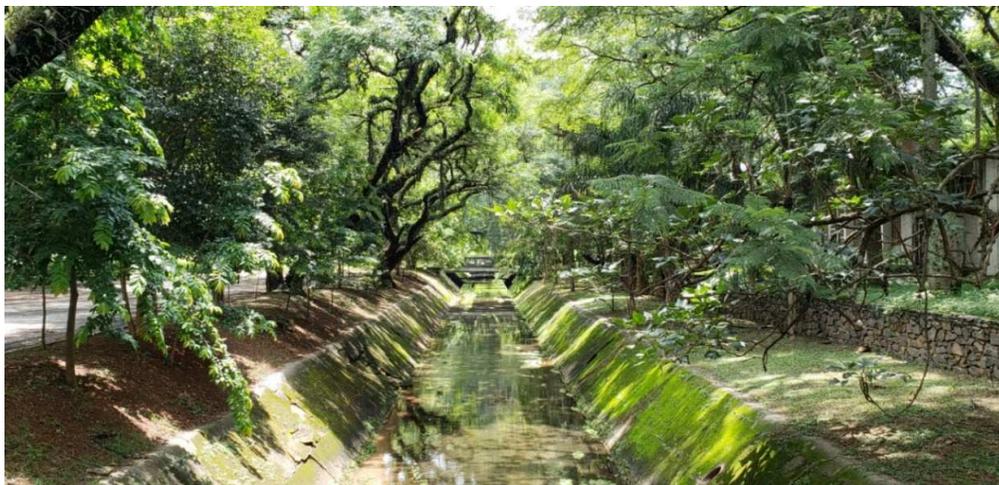
4.2.2 MONITORAMENTO DOS EVENTOS

Para o registro da vazão escoada em cada evento foi estabelecida uma seção de controle em um canal para a qual foi estimada uma curva de descarga. Nesta seção foi instalado um registrador de nível ultrassônico com precisão de 0,25 centímetros e frequência de aquisição de 1 minuto, de modo a captar com precisão a resposta hidrológica da bacia para precipitações de diferentes características temporais e testar a aderência dos modelos a essa sensibilidade. Na figura 63 é apresentada a seção de controle do canal de drenagem onde foram realizadas as medições da variação do nível d'água.

O sensor foi instalado na face inferior do tabuleiro de uma ponte de pedestres sobre o canal de drenagem da área de estudo. Exatamente abaixo dessa ponte é a seção de estudo para a qual foi desenvolvida a curva chave do canal. O sensor utiliza tecnologia de um processador arduíno e um cartão de memória micro SD que aquisita os dados de altura d'água de minuto a minuto e os registra no cartão, que é posteriormente colhido e descarregado em computador pessoal.

A aquisição e o registro dos dados são realizados por um microcontrolador do tipo Arduíno, apoiado por um contador clock e um cartão de memória do tipo micro SD, sistema que foi validado na etapa 1 da pesquisa apresentada neste trabalho. O sistema é então acoplado a um sensor ultrassônico de distância que continuamente envia sinais ao microcontrolador, o qual registra continuamente os valores de distância e temperatura no cartão micro SD. A alimentação de energia do sistema é realizada por uma pequena bateria externa de até 12V, conferindo uma autonomia de até 15 dias ao sistema.

Figura 63 - Canal de drenagem na seção de monitoramento do nível d'água



Fonte: autor

Na figura 64 abaixo, é apresentada uma vista da seção do canal eleita como seção de controle para o monitoramento do nível d'água, caracterizada pela ponte de pedestres na qual foi instalado o sensor ultrassônico.

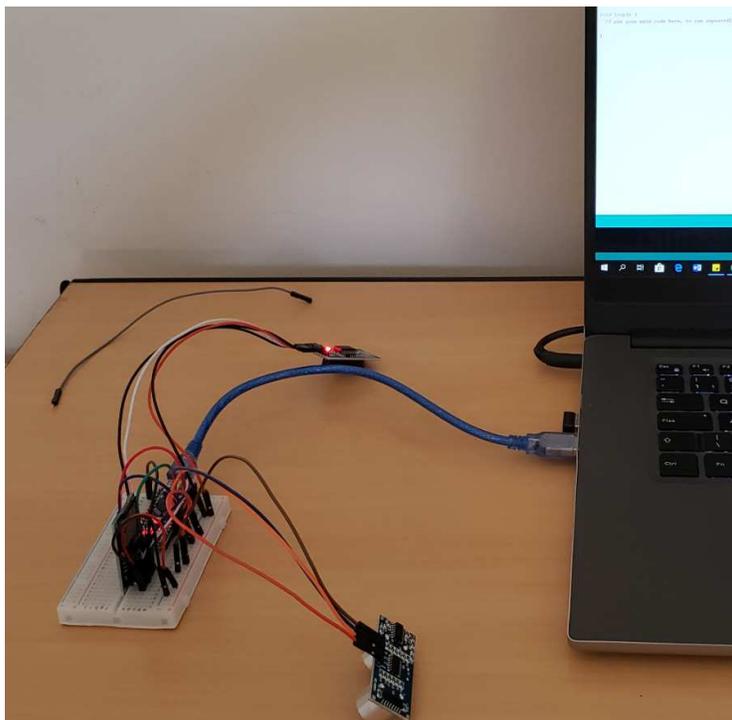
Figura 64 - Local de aferição de medidas



Fonte: autor

Os primeiros testes foram realizados ainda em laboratório antes mesmo da montagem da capsula, conforme indicado na figura 65, onde foi realizado o refinamento do algoritmo de aquisição de dados, incorporando-se uma correção do valor medido conforme a temperatura do ar no momento da medição, considerando assim a variação de densidade do ar e a conseqüente variação da velocidade do som no ar, para a aferição de valores mais corretos para as distâncias medidas pelo sensor ultrassônico. Foram realizadas também a otimização do arranjo do circuito integrado e a otimização do consumo de energia pelo sistema para aumento da autonomia do conjunto.

Figura 65 - Protótipo do sistema



Fonte: autor

O conjunto é protegido por uma capsula de PVC composta de um segmento de 20 cm de tubo de PVC de diâmetro 4 polegadas selado nas extremidades com CAP's, conforme apresentado na figura 66, a seguir. Uma das extremidades possui dois orifícios para o acoplamento dos dois terminais emissores de ultrassom do sensor, os quais são devidamente vedados para fins de estanqueidade e proteção contra entrada de insetos. A bateria pode ser colocada dentro ou fora da capsula de PVC, dependendo do seu tamanho.

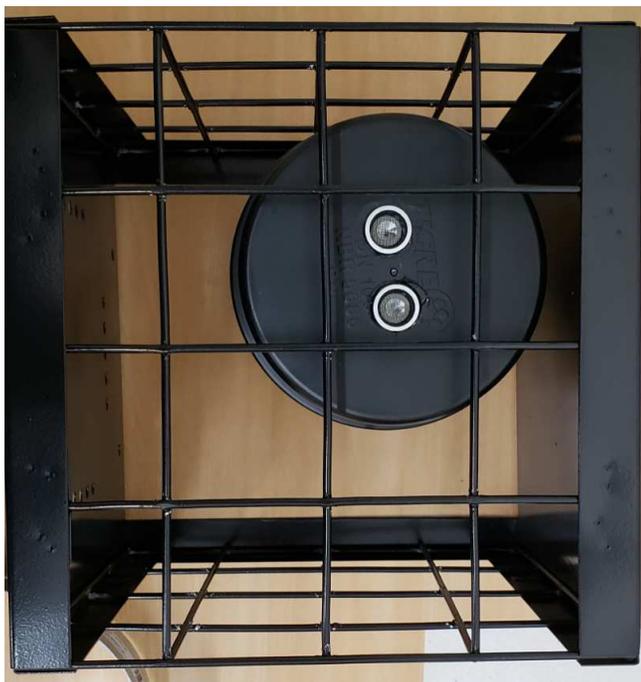
Figura 66 - Cápsula de PVC vedada para proteção do conjunto



Fonte: autor

A capsula foi posicionada dentro de uma gaiola de metal, de modo que os terminais emissores de ultrassom estejam livres de interferências em relação à grade, conforme figura 67. A gaiola foi então afixada à face inferior do tabuleiro da ponte de pedestres da seção de controle, conforme apontado na figura 68 e na figura 69.

Figura 67 - Gaiola de metal para a proteção e suporte da capsula



Fonte: autor

Figura 68 - Gaiola afixada à face inferior do tabuleiro da ponte de pedestre



Fonte: autor

Figura 69 - Representação da faixa de operação do sensor ultrassônico



Fonte: autor

A leitura do sensor registra sempre a distância entre o nível d'água e os terminais emissores de ultrassom, de modo que para a aferição do correto valor do nível d'água o valor registrado pelo sistema deverá ser subtraído da distância total entre o fundo do canal e os terminais emissores. Para tanto, no momento da instalação do conjunto foi registrada a altura do nível d'água com auxílio da régua inclinada posicionada no talude direito do canal, conforme apresentado na figura 70, abaixo.

Figura 70 - Régua inclinada de marcação do nível d'água



Fonte: autor

O valor encontrado foi de 11 cm entre as 15:31 e às 15:35 do dia 25/02 de 2019, para o qual o sensor registra um valor estável de 207,41 cm. A leitura na régua, entretanto, corresponde a distância inclinada, de modo que deverá ser corrigida para a inclinação do talude direito do canal, resultando o valor de 7,47 cm, referente ao nível d'água na vertical. Dessa maneira, infere-se a altura total entre o sensor e o fundo do canal, conforme abaixo.

$$7,47 \text{ cm} + 207,41 \text{ cm} = 214,88 \text{ cm}$$

Dessa maneira, para todos os valores registrados pelo sensor foi realizada a correção apresentada a seguir para a obtenção do valor do nível d'água.

$$\text{altura total} - \text{valor registrado pelo sensor} = \text{altura do nível d'água}$$

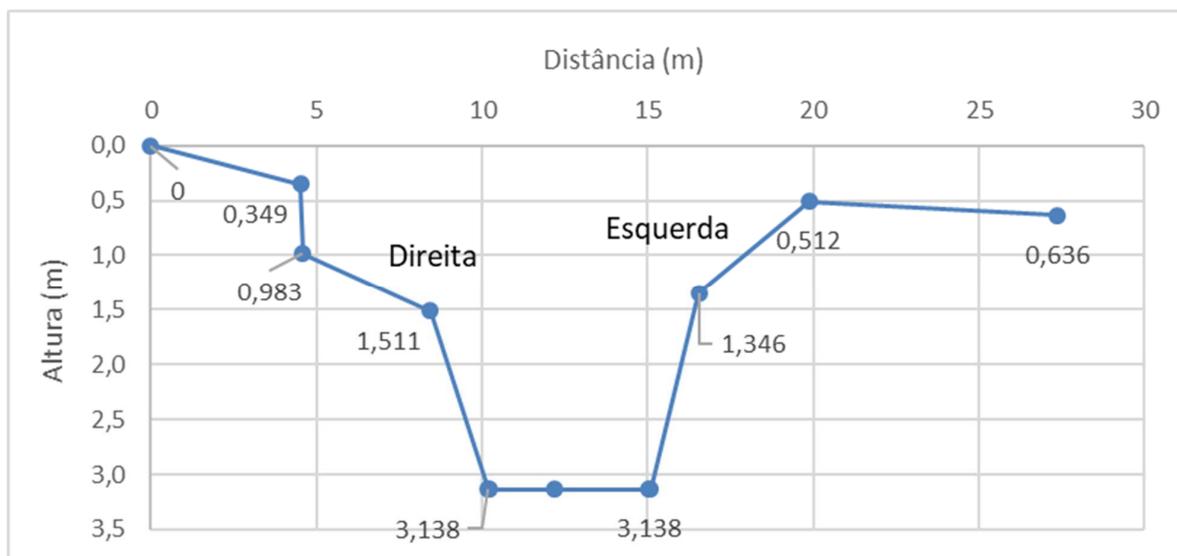
$$214,88 - \text{valor registrado pelo sensor} = \text{altura do nível d'água}$$

A vazão na seção de controle é aferida a partir de uma correlação entre o nível d'água e a curva-chave do canal na seção. A curva-chave foi obtida com base em dados

de velocidade e tempo do escoamento no trecho, juntamente com o levantamento topográfico da seção, fornecidos por pesquisas anteriores no mesmo trecho do canal.

Os pontos da seção de controle fornecidos pelo levantamento topográfico são apresentados na figura 71.

Figura 71 - Levantamento topográfico do canal para a determinação da curva-chave



Fonte: Professor Arisvaldo Vieira Mello Jr, depto.de Engenharia Hidráulica – Poli-USP

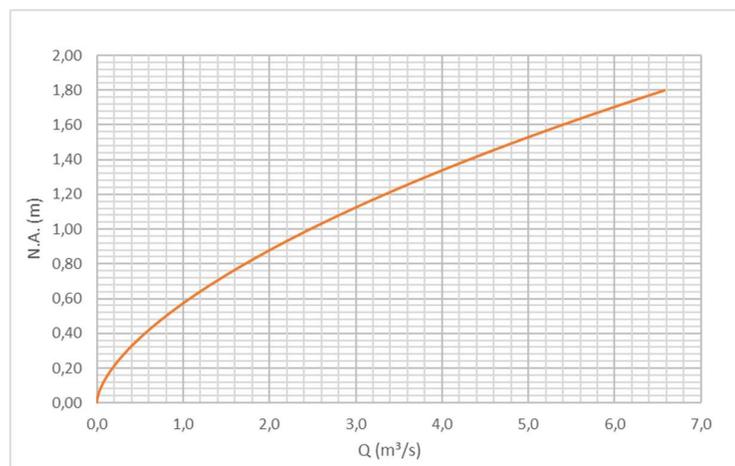
Tabela 3 - Dados de geometria do canal e do escoamento no trecho

Data	Nível régua (cm)	Profundidade y (m)	Tempo (s)	Distância (m)	Velocidade (m/s)	Talude		I (m/m)	Área (m ²)	Perímetro (m)	Rh (m)	n	Vazão (m ³ /s)
						z direito	z esquerdo						
8/30/2017	8,5	0,058	226,33	17,11	0,076	1,0813	0,811	0,0016	0,285	5,108	0,0558	0,0773	0,022
9/28/2017	8,0	0,054	177,67		0,096				0,268	5,095	0,0526	0,0583	0,026
11/7/2017	7,6	0,052	253		0,068				0,255	5,085	0,0501	0,0803	0,017

Fonte: Professor Arisvaldo Vieira Mello Jr, depto.de Engenharia Hidráulica – Poli-USP

Pelo levantamento topográfico fornecido foi possível levantar a seção do canal e estimar a vazão para os três dados de tempo e velocidade do escoamento, e conseqüentemente, uma relação biunívoca entre altura e vazão. Com base em um valor médio calculado para o coeficiente de rugosidade n, a partir do qual a influência da macro rugosidade é considerada estável para níveis d'água maiores, foi possível realizar a extrapolação da curva para valores além dos valores medidos e determinar a vazão para qualquer altura do nível d'água até o topo do talude do canal pela curva-chave da seção de controle, representada na figura 72, a seguir.

Figura 72 - Curva-chave do canal na seção de análise



Fonte: elaborado pelo autor

Os hietogramas correspondentes aos eventos registrados pelo sensor foram obtidos do banco de dados do SAISP – Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo, que monitora em tempo real a altura de precipitação de diversos pontos da bacia do Alto Tietê, onde se encontra a microbacia deste estudo. Foram então utilizados os dados do pluviômetro do CTH-USP, o qual é localizado a 480 metros do local da seção de estudo. No total foram registrados 9 eventos, de diferentes durações e intensidades, dos quais 5 foram selecionados para a calibração dos modelos analisados. O critério para delimitar os eventos na série foi a presença de uma ascensão e um recesso bem definidos e o retorno aos valores iniciais de nível d'água registrados antes do início de cada ascensão. Além disso, para todo o período registrado notou-se a presença de vazão de base no canal, a qual foi subtraída dos hidrogramas para a análise pura da variação da vazão pelo escoamento superficial decorrente da precipitação medida pelo pluviômetro.

Ainda, a seguir são destacadas as informações mais relevantes relativas ao hietograma e ao hidrograma de cada evento, como a duração total do evento e os valores máximos da precipitação (Pico) e da vazão (Q máx) medidas no período. Para cada hietograma, foram determinados a precipitação acumulada (P acum), a precipitação média (P média) e o centro de gravidade do hietograma, expresso pela data e hora em que ocorre (T centro) e a duração da chuva evento até o centro de gravidade (dur. centro). Da mesma maneira, para cada hidrograma, foram determinados a data e a hora da ocorrência do pico (T pico), a duração relativa do evento em que ocorre o pico (t pico) e o volume total escoado durante o evento (Volume máx). As figuras 73 e 74 ilustram, respectivamente, a medição contínua do nível d'água e os hidrogramas registrados durante o período analisado.

Figura 73 – N.A. contínuo registrado no período de medições

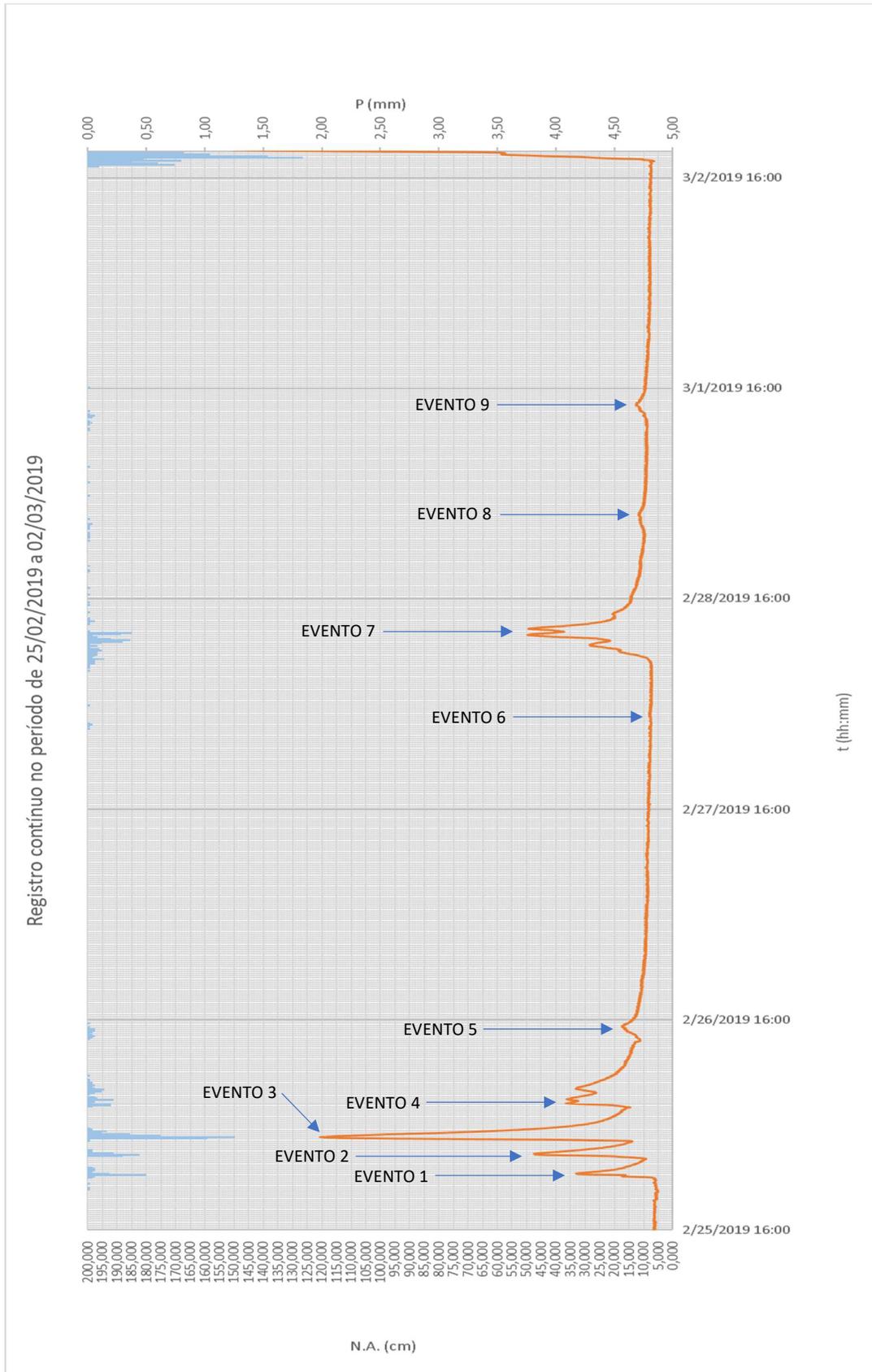
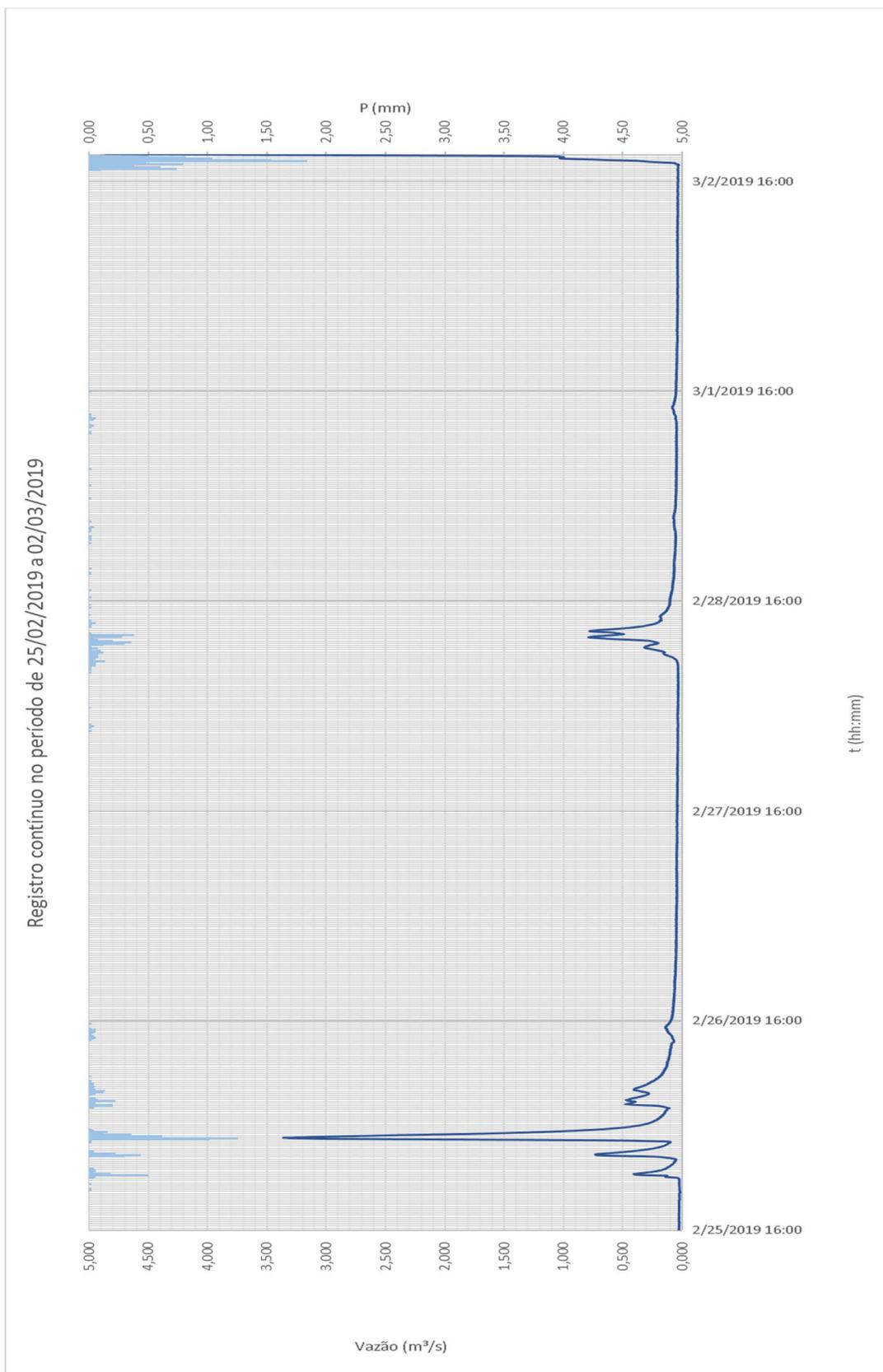
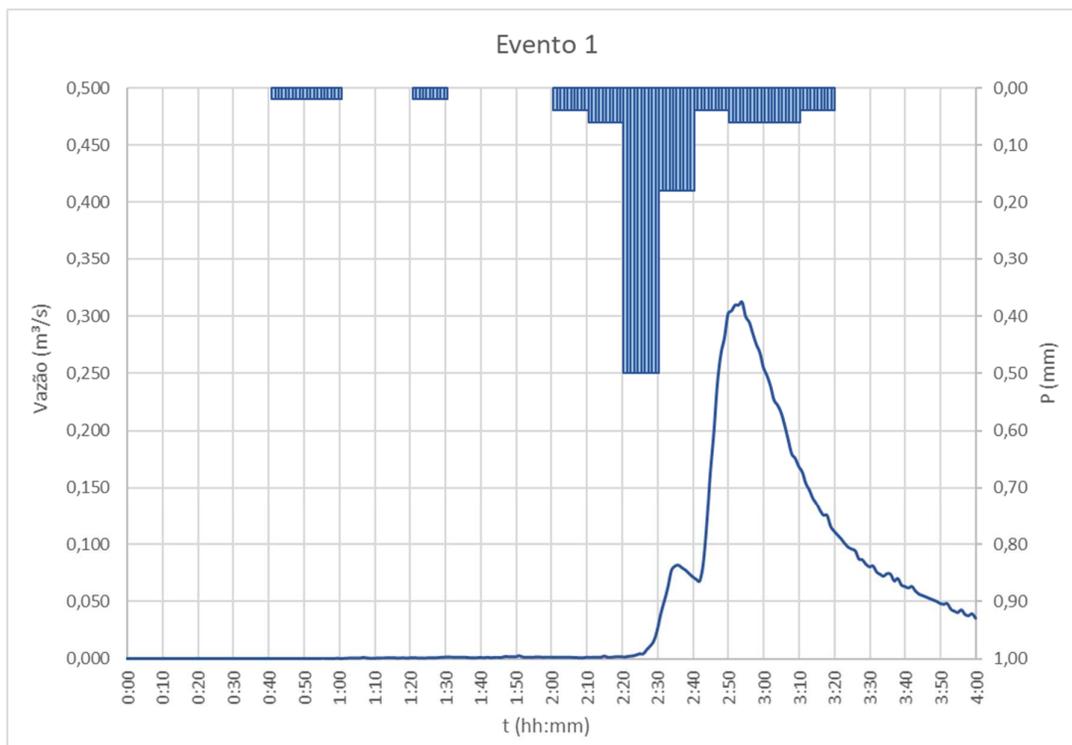


Figura 74 - Hidrograma contínuo registrado no período de medições



As figuras 75, 76, 77, 78, 79 e 80 a seguir mostram cada um dos eventos selecionados, combinando o hietograma e o hidrograma correspondente.

Figura 75 - Hietograma e hidrograma do evento 1 – registrado em 25/02/2019



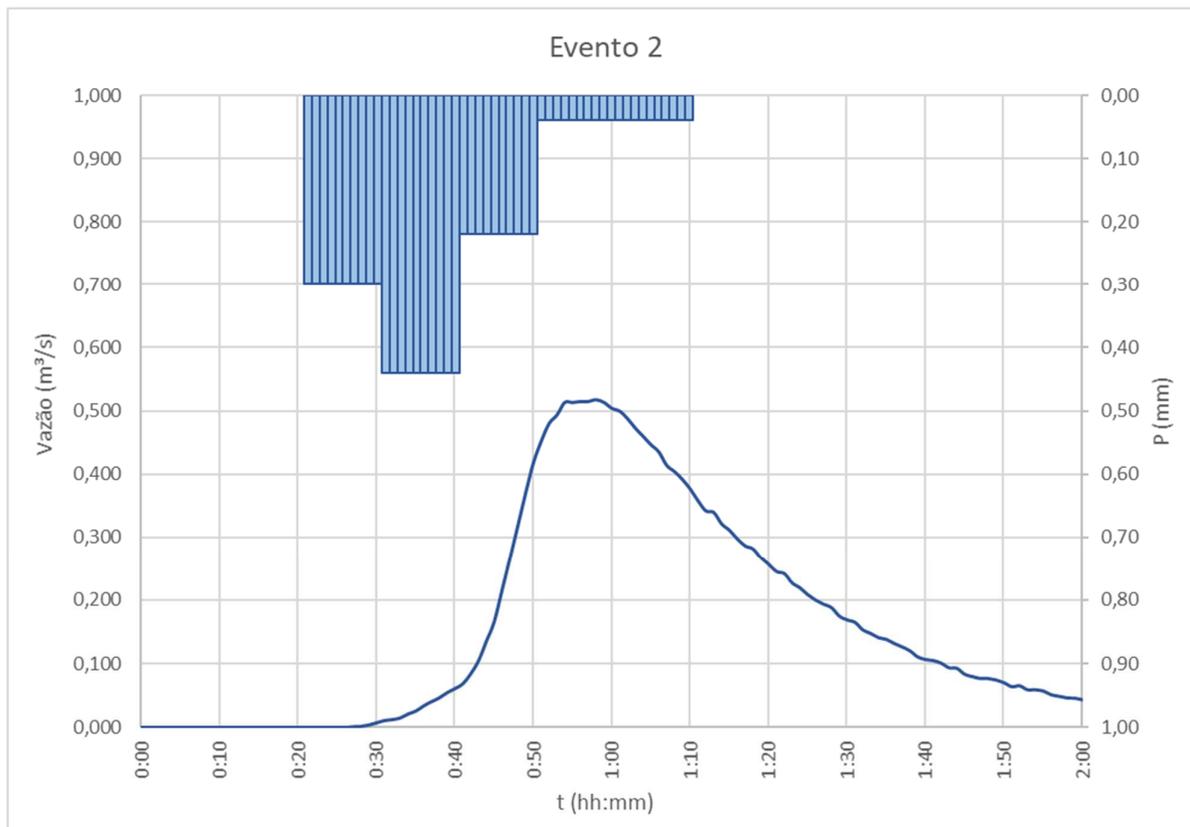
Fonte: autor

Tabela 4 - Dados do Evento 1: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 1	
Duração (h)	4:00:00
Pico (mm)	0,50
t pico (h)	2:21:00
P acum. (mm)	10,40
P média (mm)	0,1225
T centro (h)	2/25/2019 21:33
dur. centro (h)	2:03:04

HID 1	
NA máx (cm)	28,08
Q máx (m³/s)	0,312
T pico (h)	2/25/2019 22:24
t pico (h)	2:54:00
Volume máx (m³)	695,95

Figura 76 - Hietograma e Hidrograma do evento 2 – registrado em 26/02/2019



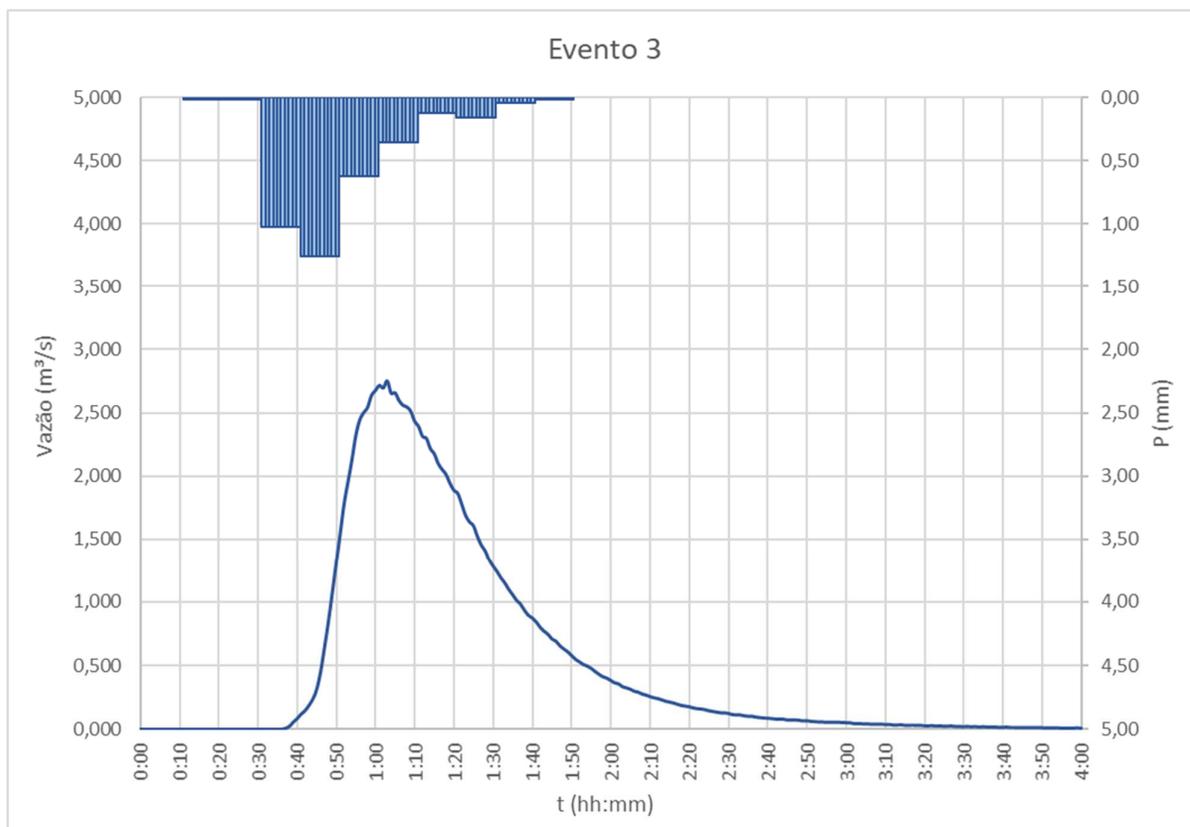
Fonte: autor

Tabela 5 - Dados do evento 2: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 2	
Duração (h)	2:00:00
Pico (mm)	0,44
t pico (h)	0:31:00
P acum. (mm)	10,40
P média (mm)	0,0867
T centro (h)	2/26/2019 0:00
dur. centro (h)	0:20:17

HID 2	
NA máx (cm)	38,31
Q máx (m³/s)	0,517
T pico (h)	2/26/2019 0:38
t pico (h)	0:58:00
Volume máx (m³)	1185,61

Figura 77 - Hietograma e Hidrograma do evento 3 – registrado em 26/02/2019



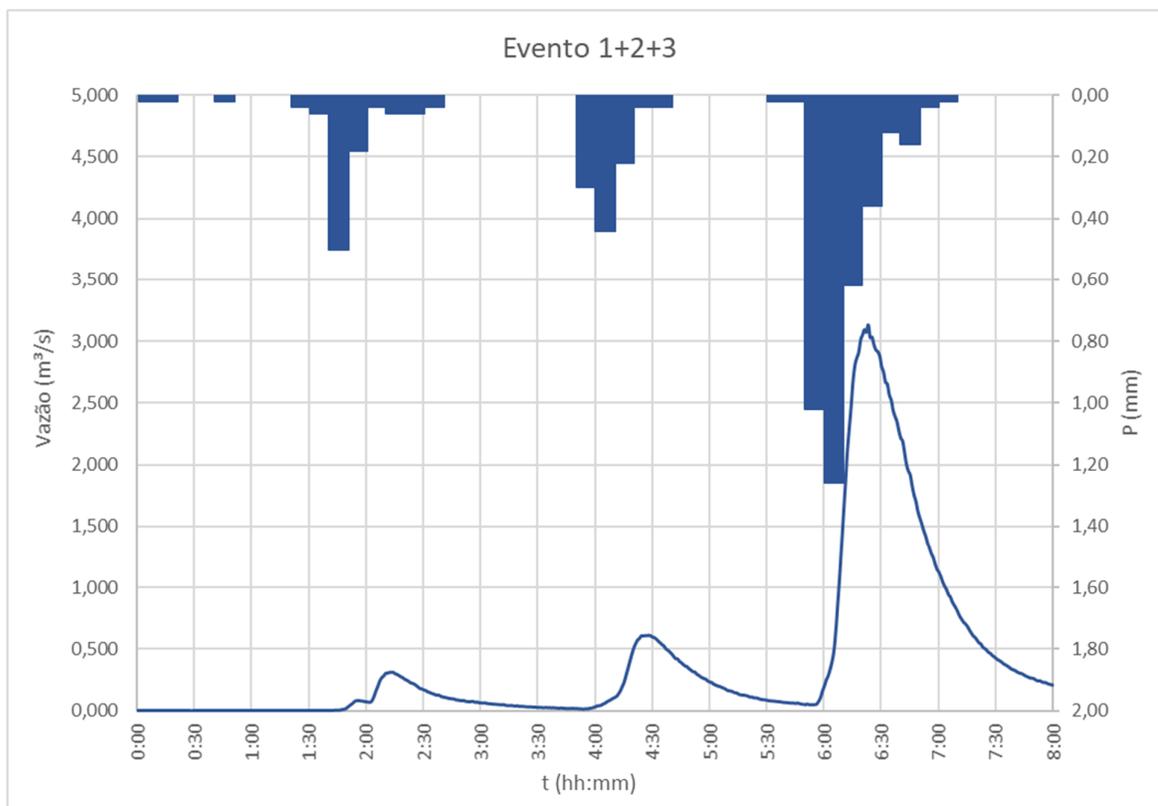
Fonte: autor

Tabela 6 - Dados do evento 3: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 3	
Duração (h)	2:00:00
Pico (mm)	1,26
t pico (h)	0:41:00
P acum. (mm)	36,40
P média (mm)	0,3033
T centro (h)	2/26/2019 1:55
dur. centro (h)	0:25:10

HID 3	
NA máx (cm)	106,79
Q máx (m³/s)	2,748
T pico (h)	2/26/2019 2:33
t pico (h)	1:03:00
Volume máx (m³)	6790,48

Figura 78 - Hietograma e Hidrograma da sequência dos eventos 1, 2 e 3



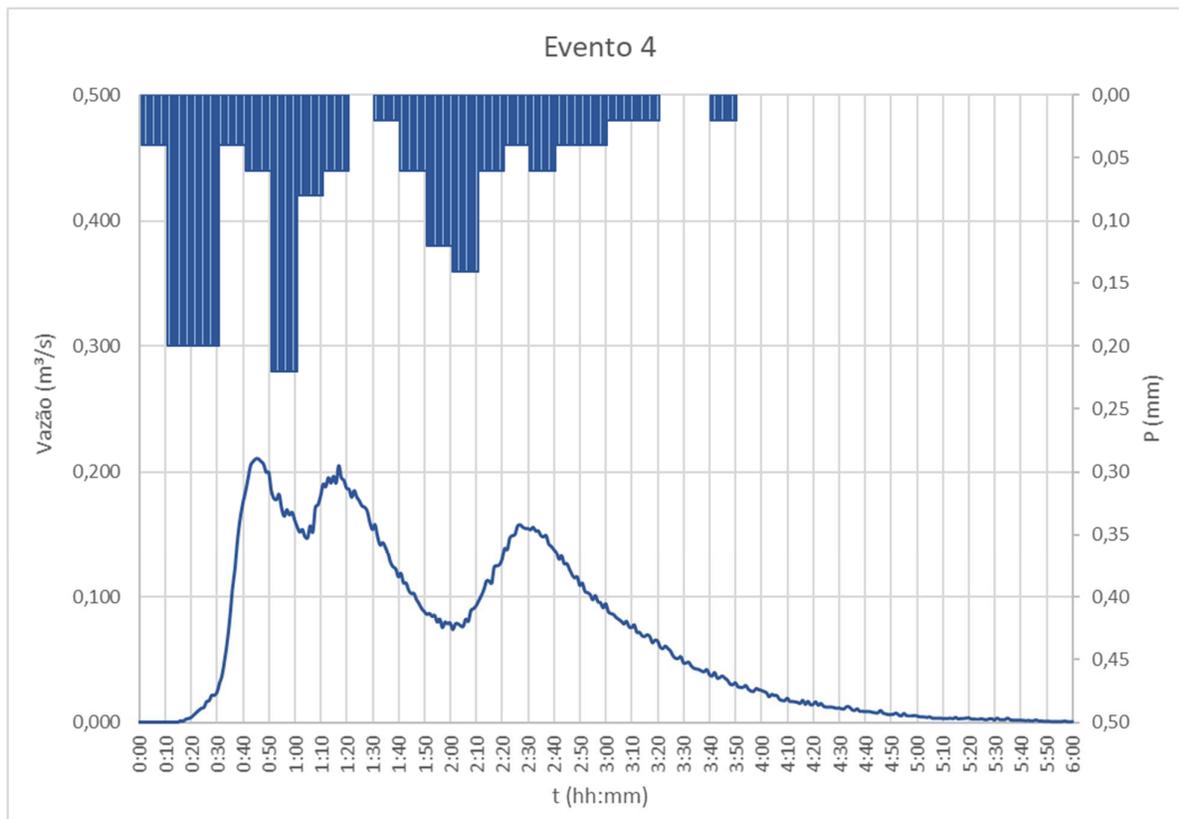
Fonte: autor

Tabela 7 - Dados da sequência dos eventos 1,2,3: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 1+2+3	
Duração (h)	8:00:00
Pico (mm)	1,26
t pico (h)	6:01:00
P acum. (mm)	57,20
P média (mm)	0,1192
T centro (h)	2/25/2019 20:15
dur. centro (h)	0:05:57

HID 1+2+3	
NA máx (cm)	115,64
Q máx (m³/s)	3,134
T pico (h)	2/26/2019 2:33
t pico (h)	6:23:00
Volume máx (m³)	11378,13

Figura 79 - Hietograma e Hidrograma do evento 4 – registrado em 26/02/2019



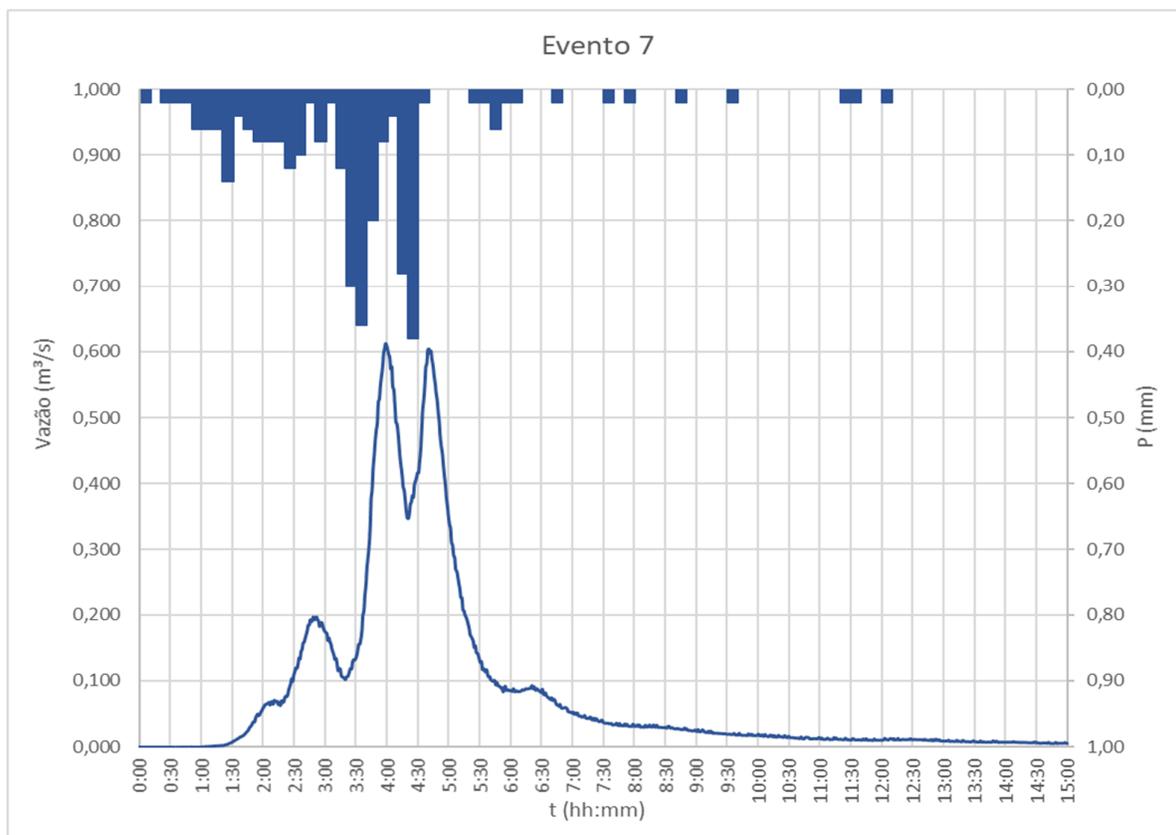
Fonte: autor

Tabela 8 - Dados do evento 4: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 4	
Duração (h)	6:00:00
Pico (mm)	0,22
t pico (h)	0:51:00
P acum. (mm)	15,40
P média (mm)	0,0428
T centro (h)	2/26/2019 5:41
dur. centro (h)	0:01:04

HID 4	
NA máx (cm)	22,05
Q máx (m³/s)	0,210
T pico (h)	2/26/2019 6:25
t pico (h)	0:45:00
Volume máx (m³)	1466,69

Figura 80 - Hietograma e hidrograma do evento 7 – registrado em 28/02/2019



Fonte: autor

Tabela 9 - Dados do evento 7: Pluviograma (Hietograma) e Hidrograma

PLU 7	
Duração (h)	5:00:00
Pico (mm)	0,38
T pico (h)	4:21:00
P acum. (mm)	31,60
P média (mm)	0,1053
T centro (h)	2/28/2019 7:55
dur. centro (h)	0:05:16

HID 7	
NA máx (cm)	42,47
Q máx (m³/s)	0,612
T pico (h)	2/28/2019 11:49
t pico (h)	3:59:00
Volume máx (m³)	4471,73

4.2.3 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

Para a análise foram estabelecidas três funções objetivos diferentes: a primeira considerando como parâmetro de otimização somente a vazão de pico; a segunda considerando somente a forma do hidrograma, expressa pelas ordenadas de vazão ponto a ponto e pelo tempo de pico; e a terceira considerando somente o volume total do hidrograma isoladamente. O critério utilizado para avaliar a qualidade da calibração dos modelos em relação à vazão máxima e ao volume total foi o erro percentual entre os valores calculados e observados, conforme expressas pelas equações 41 e 42, abaixo:

$$E_{Q_{m\acute{a}x}} = \left| \frac{Q_{m\acute{a}x\ calc} - Q_{m\acute{a}x\ obs}}{Q_{m\acute{a}x\ obs}} \right| \quad (41)$$

$$E_{V_{m\acute{a}x}} = \left| \frac{V_{m\acute{a}x\ calc} - V_{m\acute{a}x\ obs}}{V_{m\acute{a}x\ obs}} \right| \quad (42)$$

Já o critério utilizado para avaliar a qualidade da calibração dos modelos em relação à forma do hidrograma foi o *Mean Absolute Error* (MAE) que indica o erro médio absoluto das ordenadas de vazão, e o erro percentual entre os valores calculados e observados do tempo de pico, cujas relações são indicadas pelas equações 43 e 44, respectivamente, abaixo:

$$MAE_Q = \sum_{i=1}^n \left| \frac{Q_{calc_i} - Q_{obs_i}}{n} \right| \quad (43)$$

$$E_{t_p} = \left| \frac{t_{p\ calc} - t_{p\ obs}}{t_{p\ obs}} \right| \quad (44)$$

As funções objetivo para cada parâmetro foram então construídas de forma a minimizar os valores dos erros ajustando-se os parâmetros relativos às perdas por infiltração e efeitos de retenção superficial concentradas no parâmetro C, no caso do método racional, e CN, no caso do método do NRCS, usado também para Clark.

As equações a seguir indicam respectivamente as funções objetivo para calibração dos métodos com base na otimização da vazão máxima (equação 45), do volume total (equação 46) e da forma do hidrograma (equação 47).

$$F.O._1 = \text{mín}(E_{Q_{\text{máx}}}) \quad (45)$$

$$F.O._2 = \text{mín}(E_{V_{\text{máx}}}) \quad (46)$$

$$F.O._3 = \text{mín}(MAE_Q + E_{t_p}) \quad (47)$$

Muitos trabalhos costumam apresentar o RMSE (Root Mean Squared error) alternativamente ao MAE, porém o RMSE apresenta algumas limitações, sobretudo na forma como pode tornar pouco clara e objetiva a interpretação do erro medido (WILLMOTT; MATSUURA 2005), e, portanto, será descartado para esta análise.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 ETAPA 1

Com ajuda de planilhas MS Excel foram calculados hidrogramas por cada um dos 5 métodos de transformação chuva-vazão, para cada combinação duração-frequência analisada para a bacia piloto, tendo como base os parâmetros apresentados em 4.1, resultando ao todo 200 hidrogramas.

Os hidrogramas resultantes das simulações para entrada 1 são apresentados nas figuras 81 a 85, a seguir, juntamente com os hietogramas de projeto correspondentes.

Figura 81 – Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 1

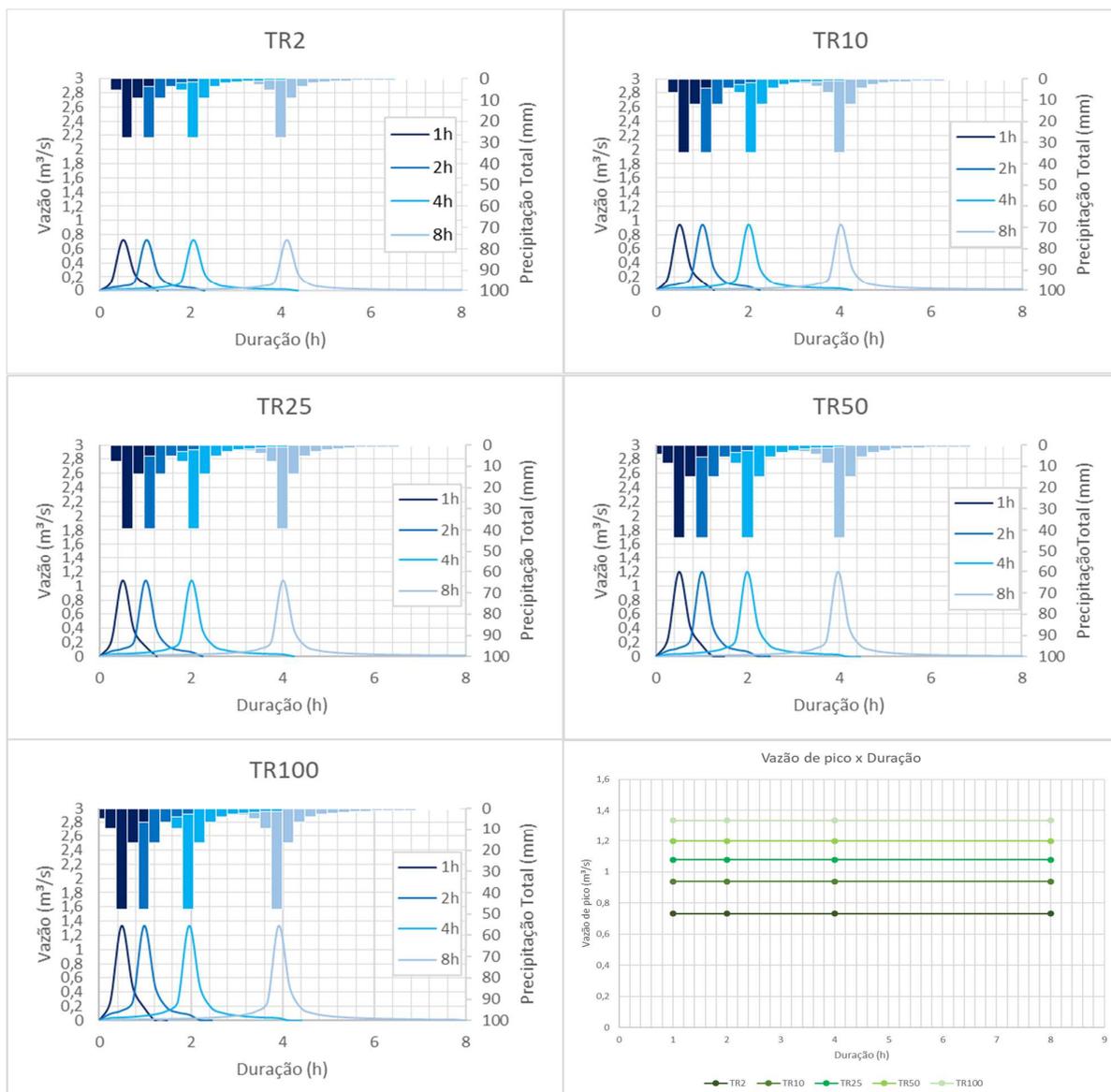


Figura 82 – Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 1

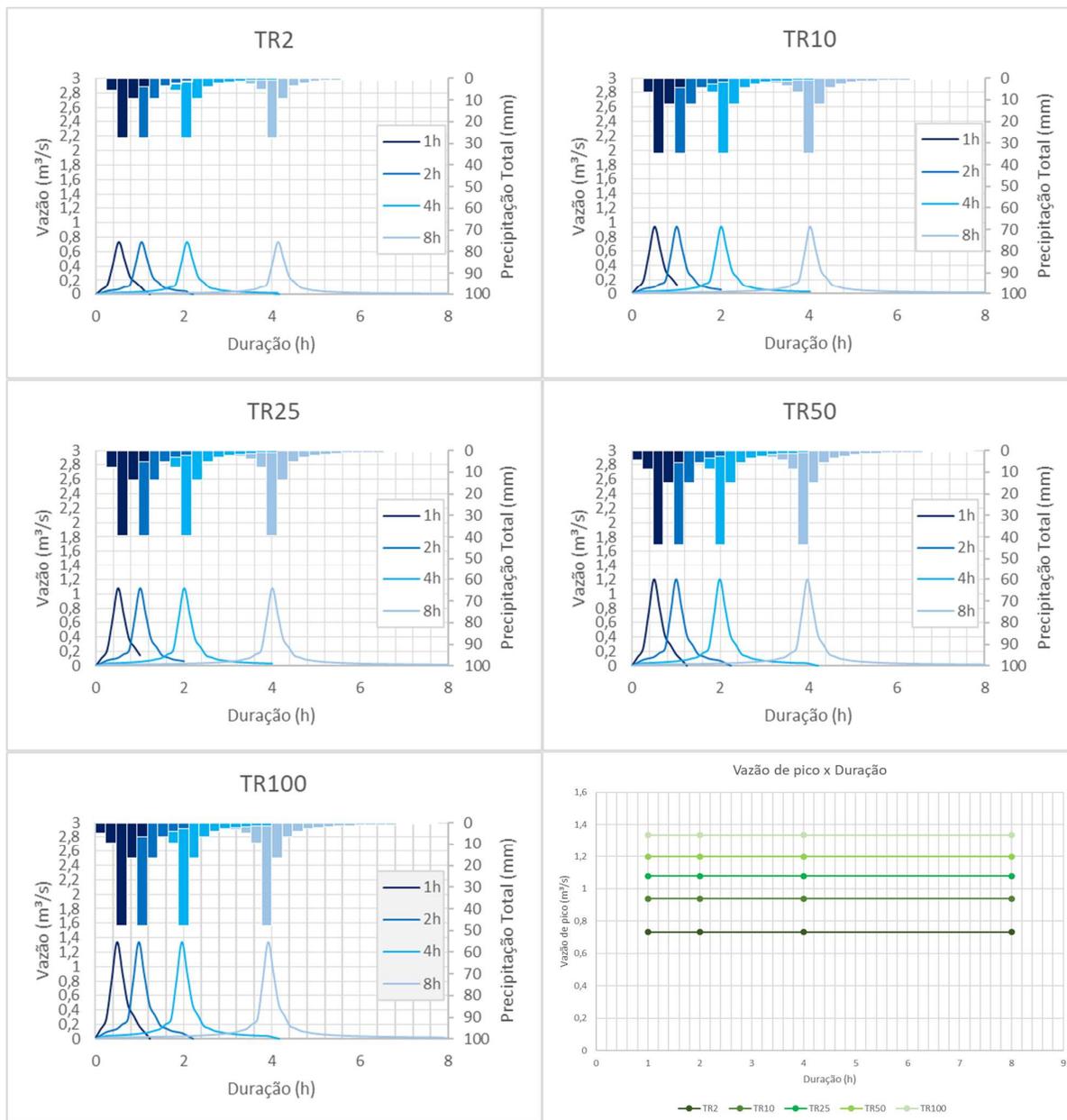


Figura 83 – Hidrogramas do Método de Snyder para a Entrada 1

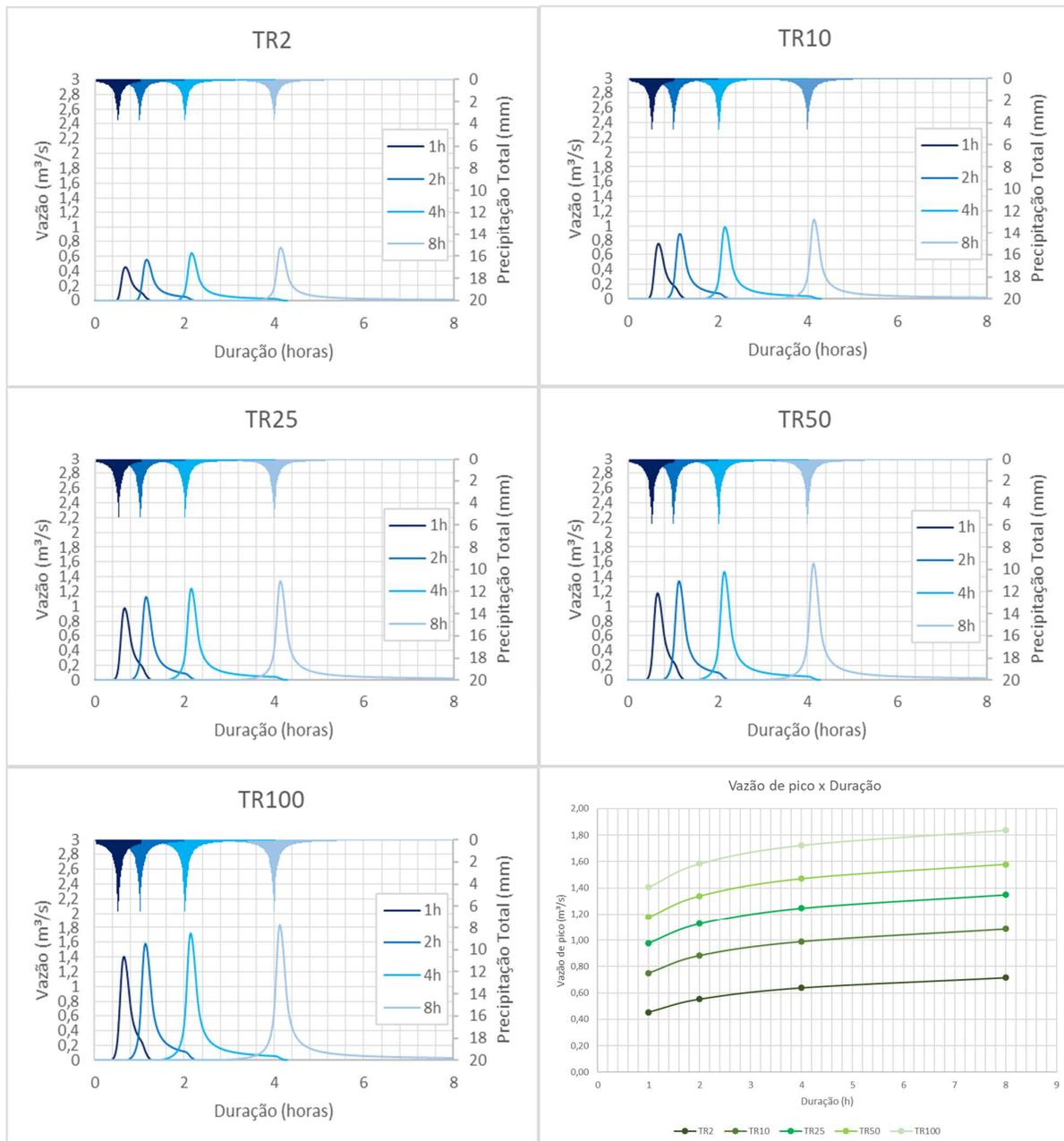


Figura 84 – Hidrogramas do Método do NRCS para a Entrada 1

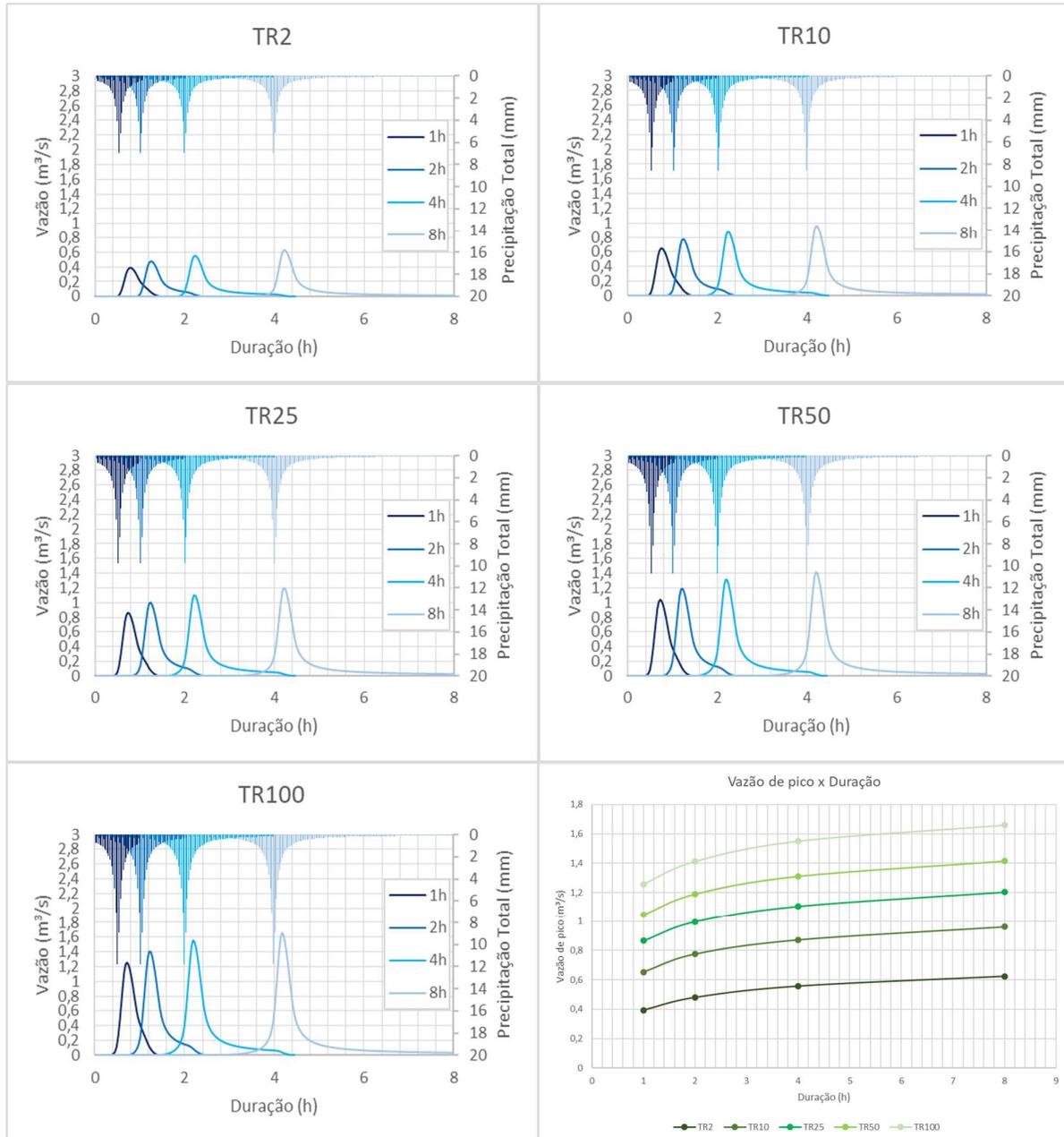
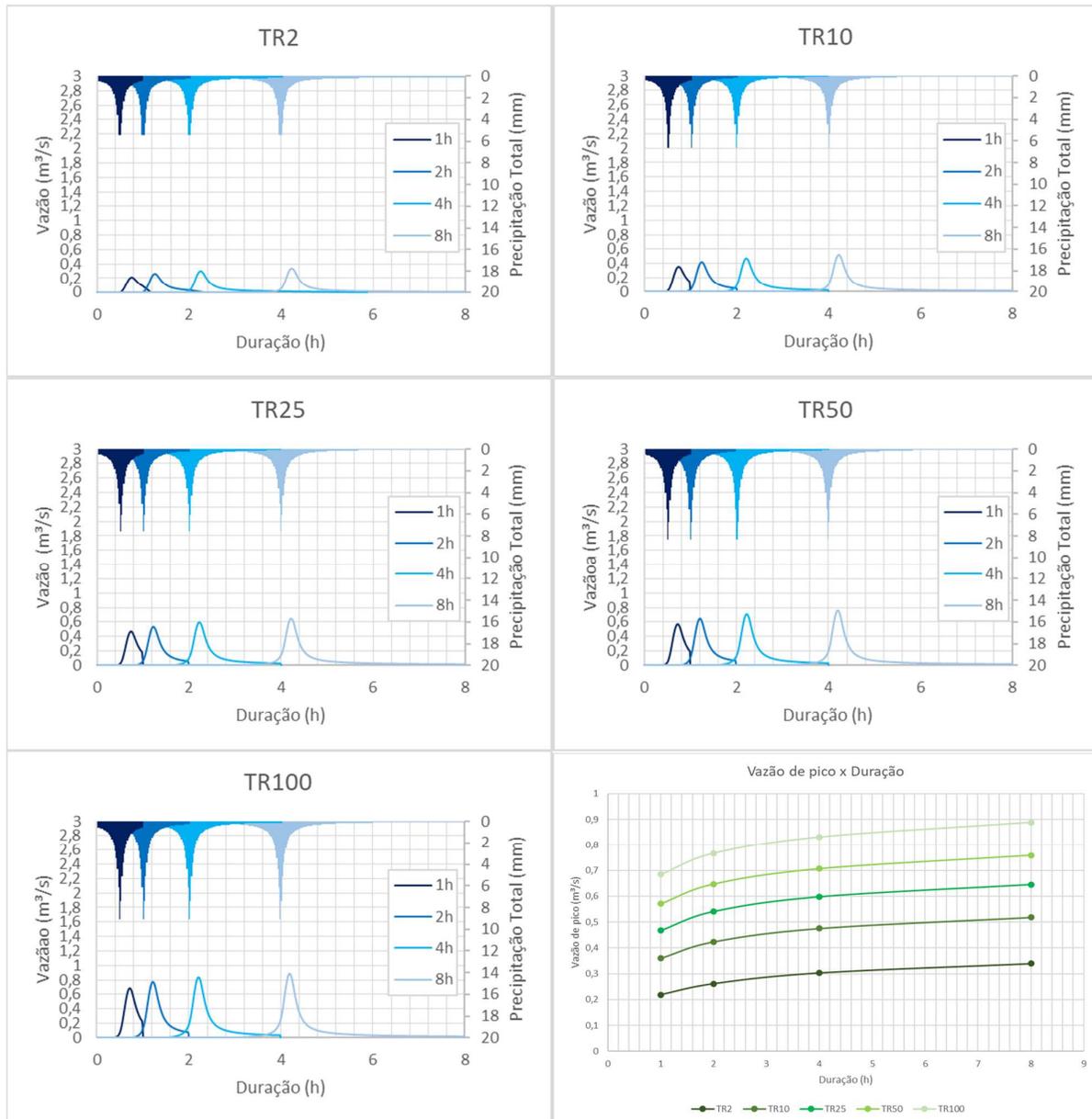
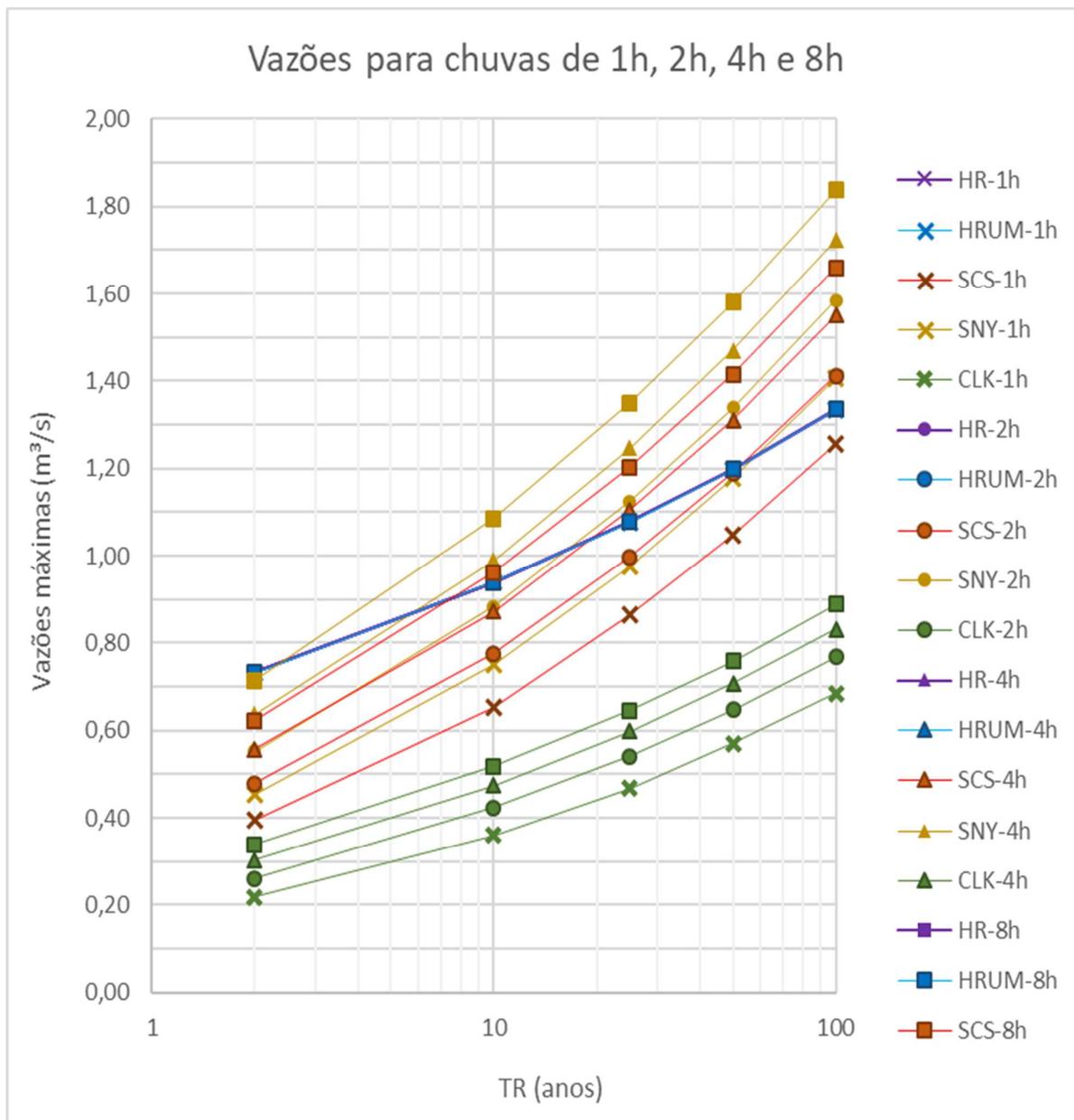


Figura 85 – Hidrogramas do Método de Clark para a Entrada 1



Ainda, para cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 1 foram extraídos os dados de vazão de pico (m^3/s), totalizando 100 pontos, plotados no gráfico apresentado na figura 86, a seguir.

Figura 86 – Vazões máximas para a Entrada 1



Fonte: elaborado pelo autor

As curvas do volume total de cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 1 são apresentadas nas imagens 87 a 91, a seguir. As curvas de cada duração são plotadas em um gráfico por cada tempo de retorno, sendo 5 gráficos para cada método.

Figura 87 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 1

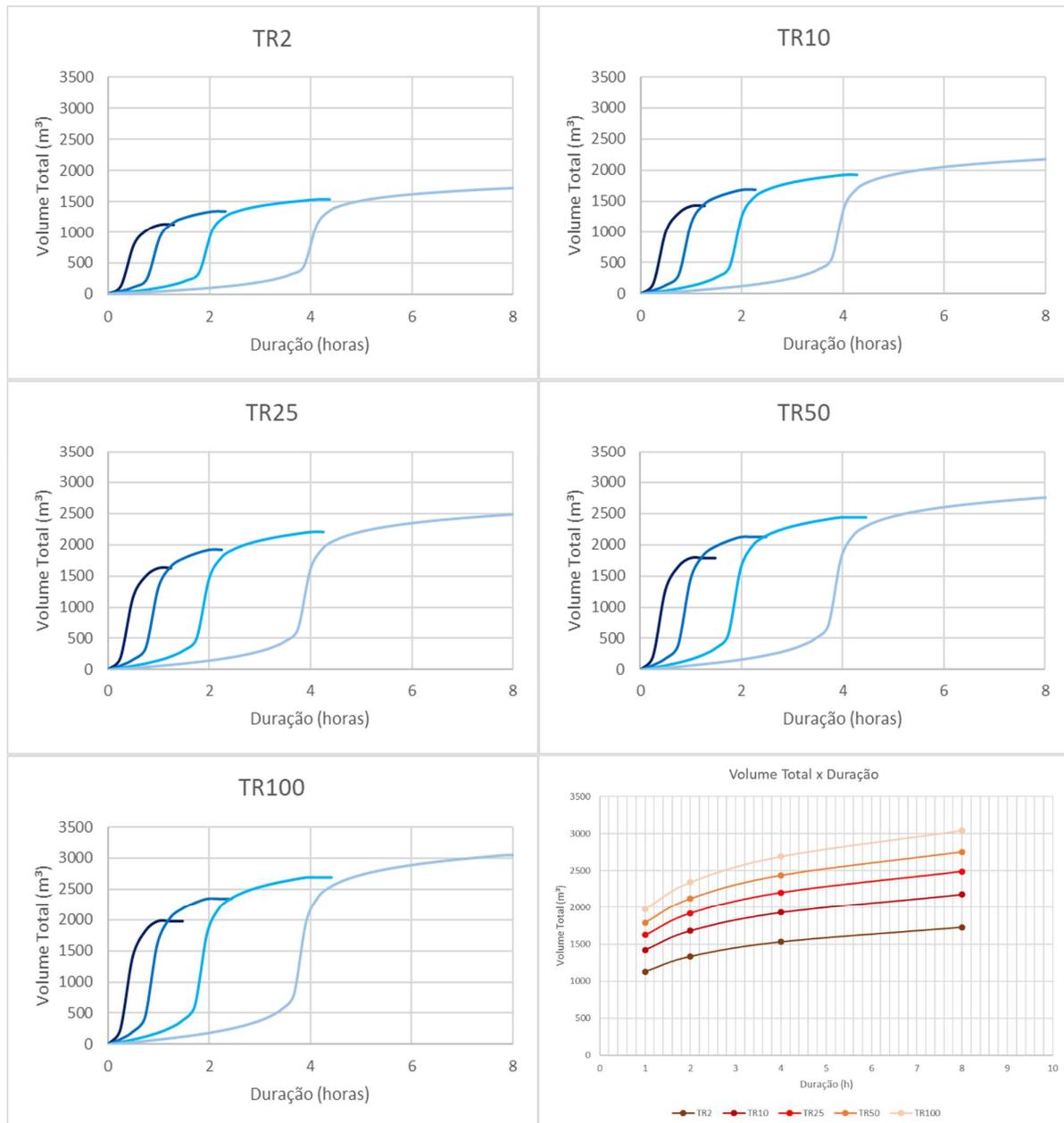


Figura 88 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 1

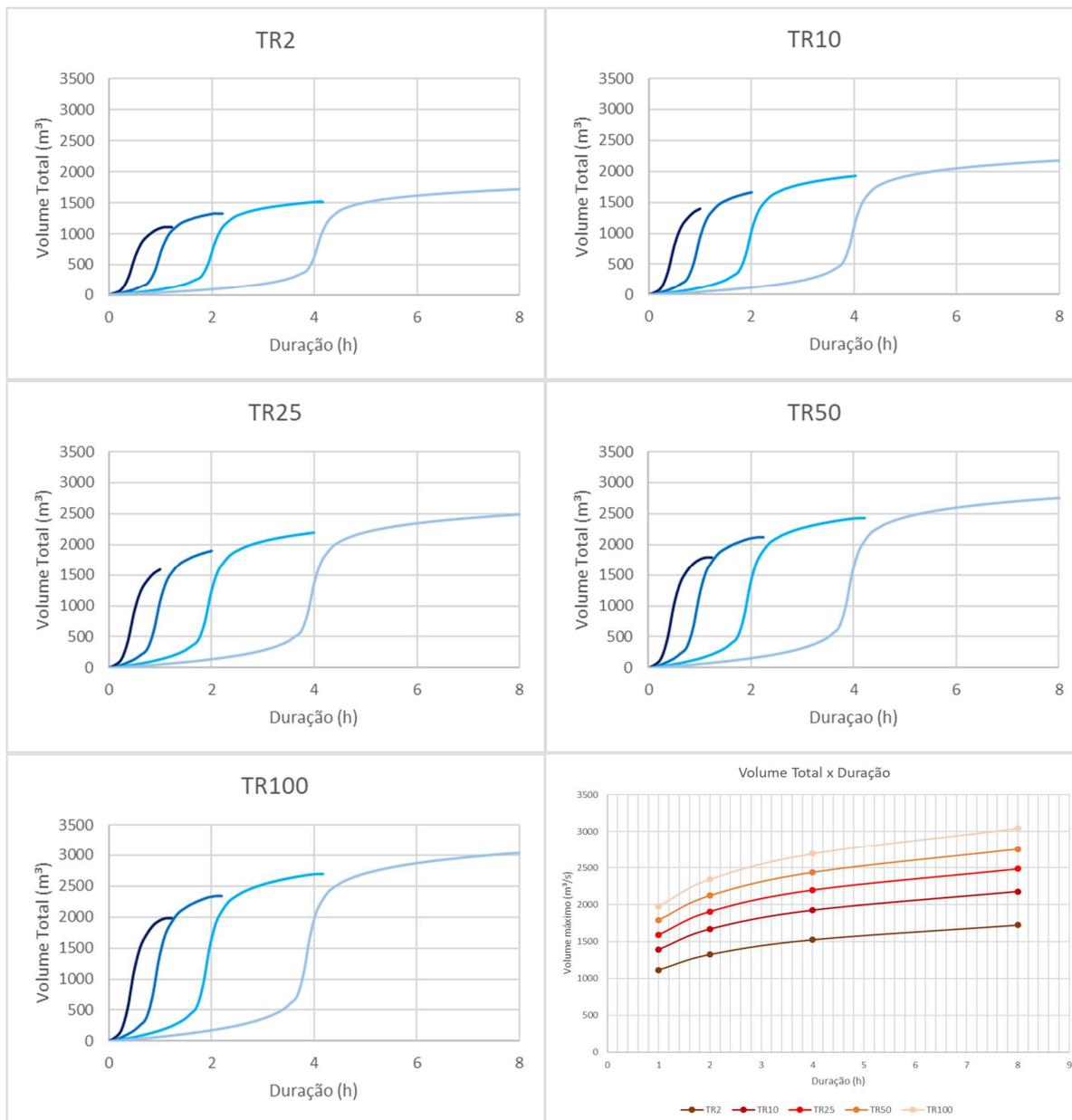


Figura 89 – Volumes totais do Método de Snyder para a Entrada 1

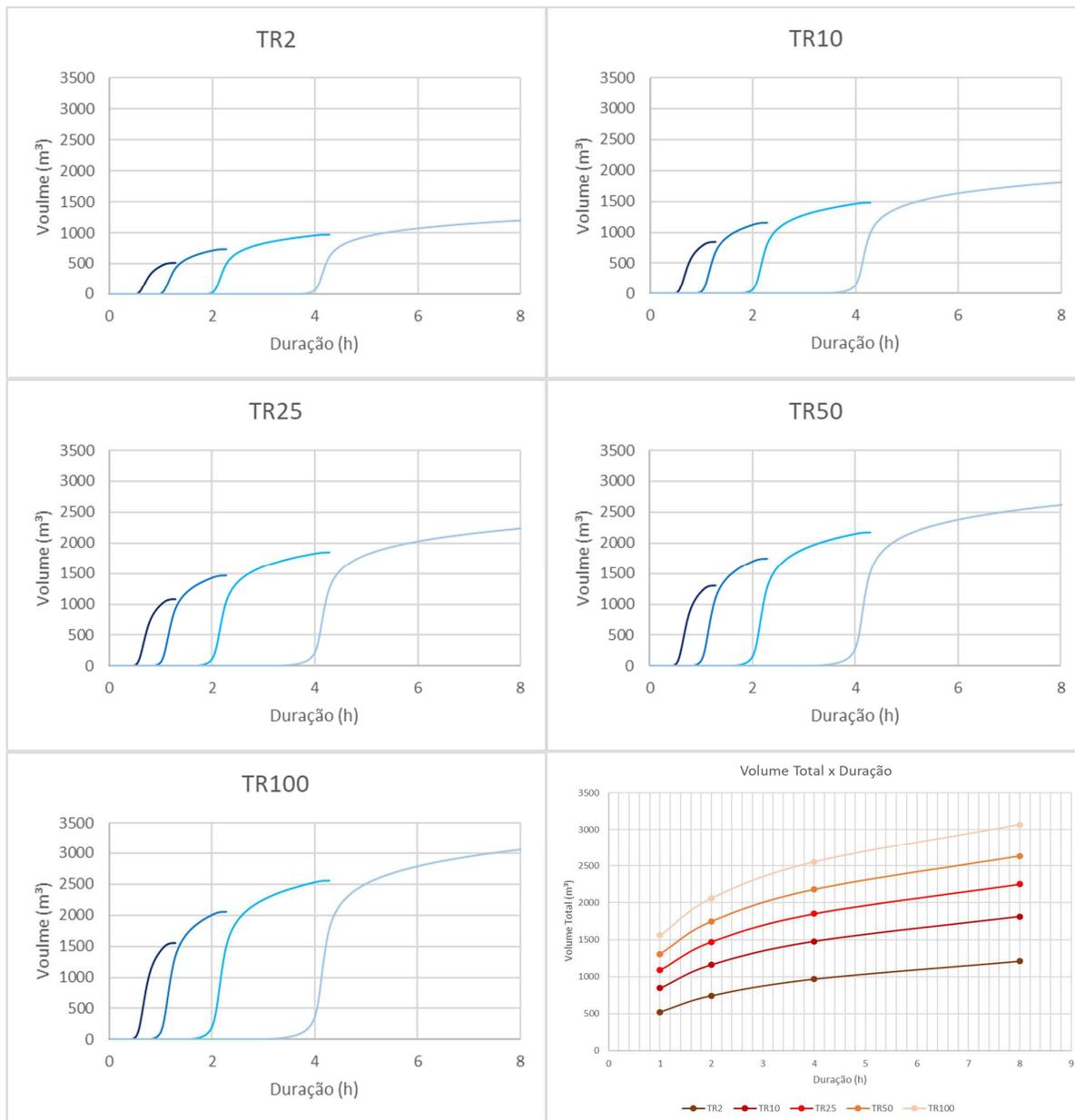


Figura 90 – Volumes totais do Método do NRCS para a Entrada 1

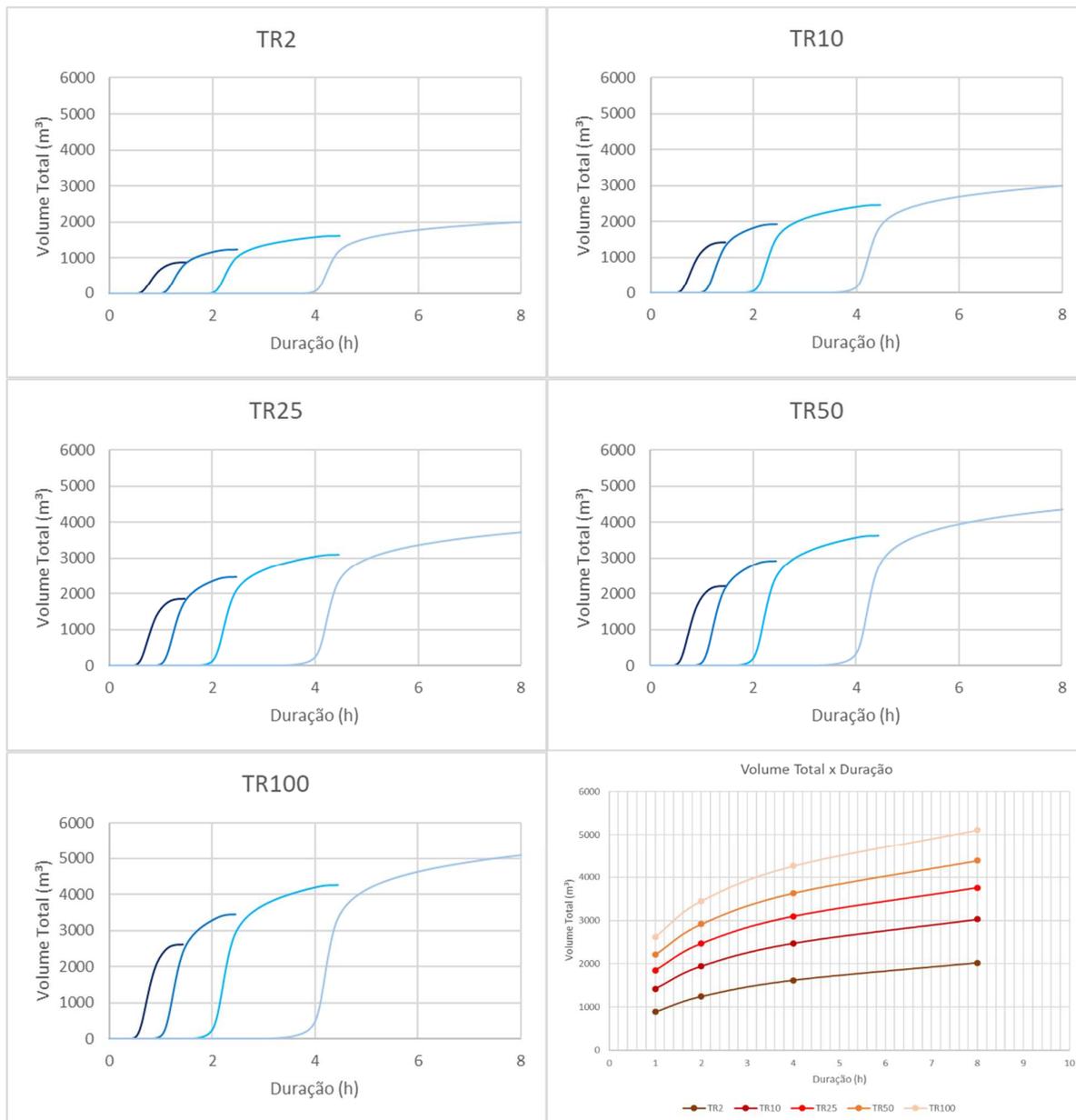
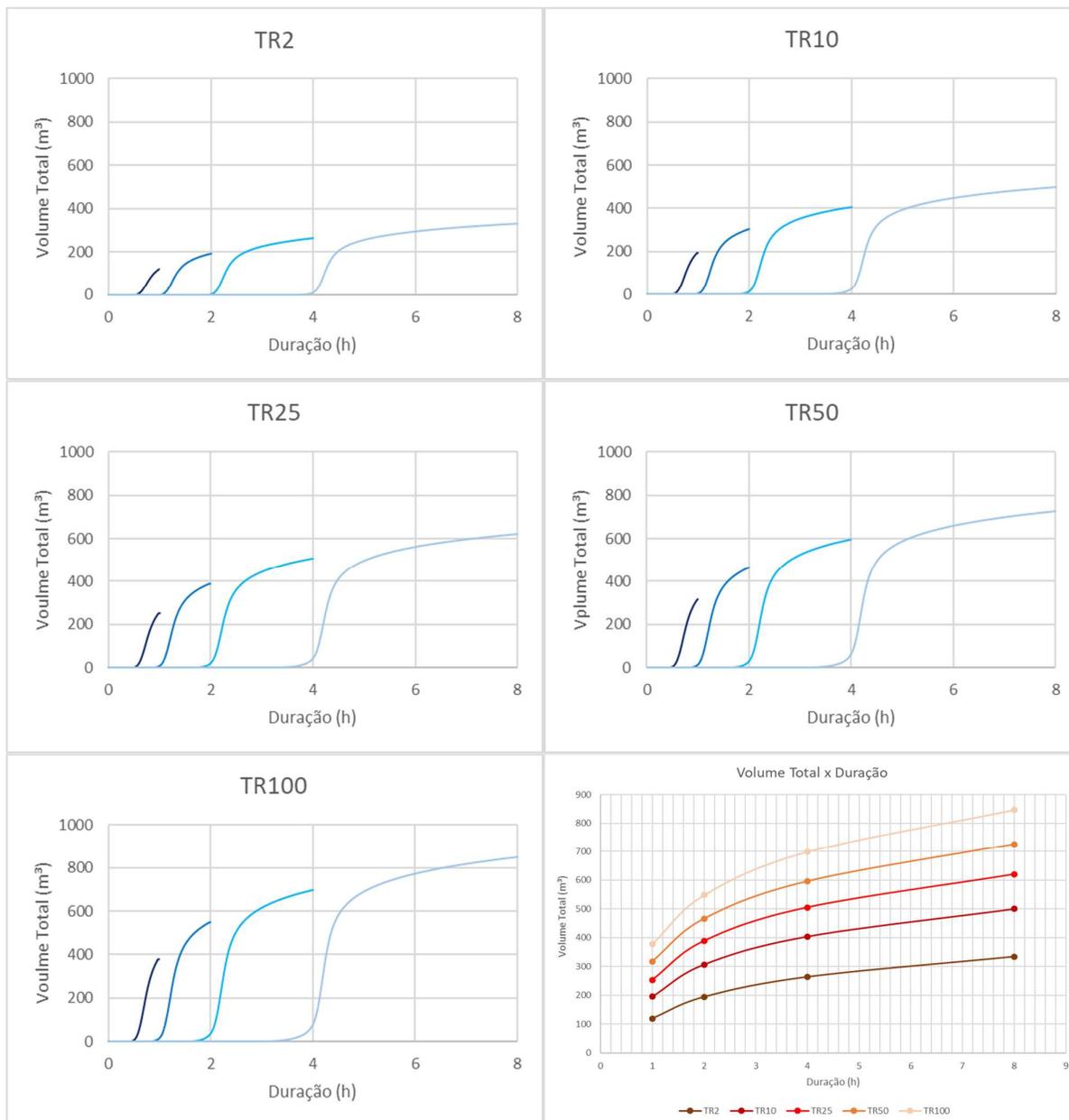
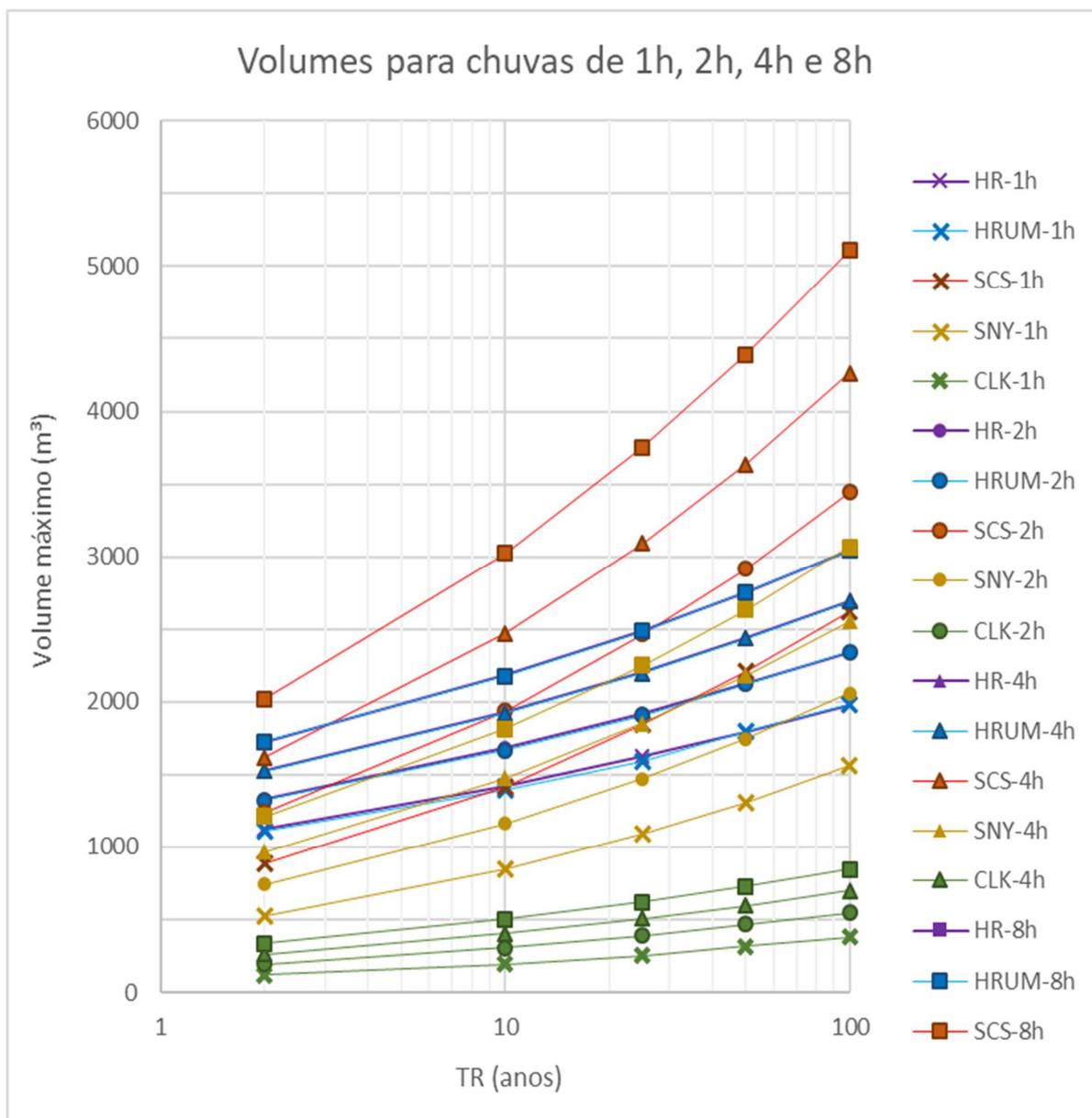


Figura 91 – Volumes totais do Método de Clark para a Entrada 1



Ainda, para cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 1 foram extraídos os dados de volume total (m³), totalizando 100 pontos, plotados no gráfico apresentado na figura 92, a seguir.

Figura 92 – Volumes totais para a Entrada 1



Fonte: elaborado pelo autor

Os hidrogramas resultantes das simulações para entrada 3 são apresentados nas figuras 93 a 97, a seguir, juntamente com os hietogramas de projeto correspondentes.

Figura 93 - Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 3

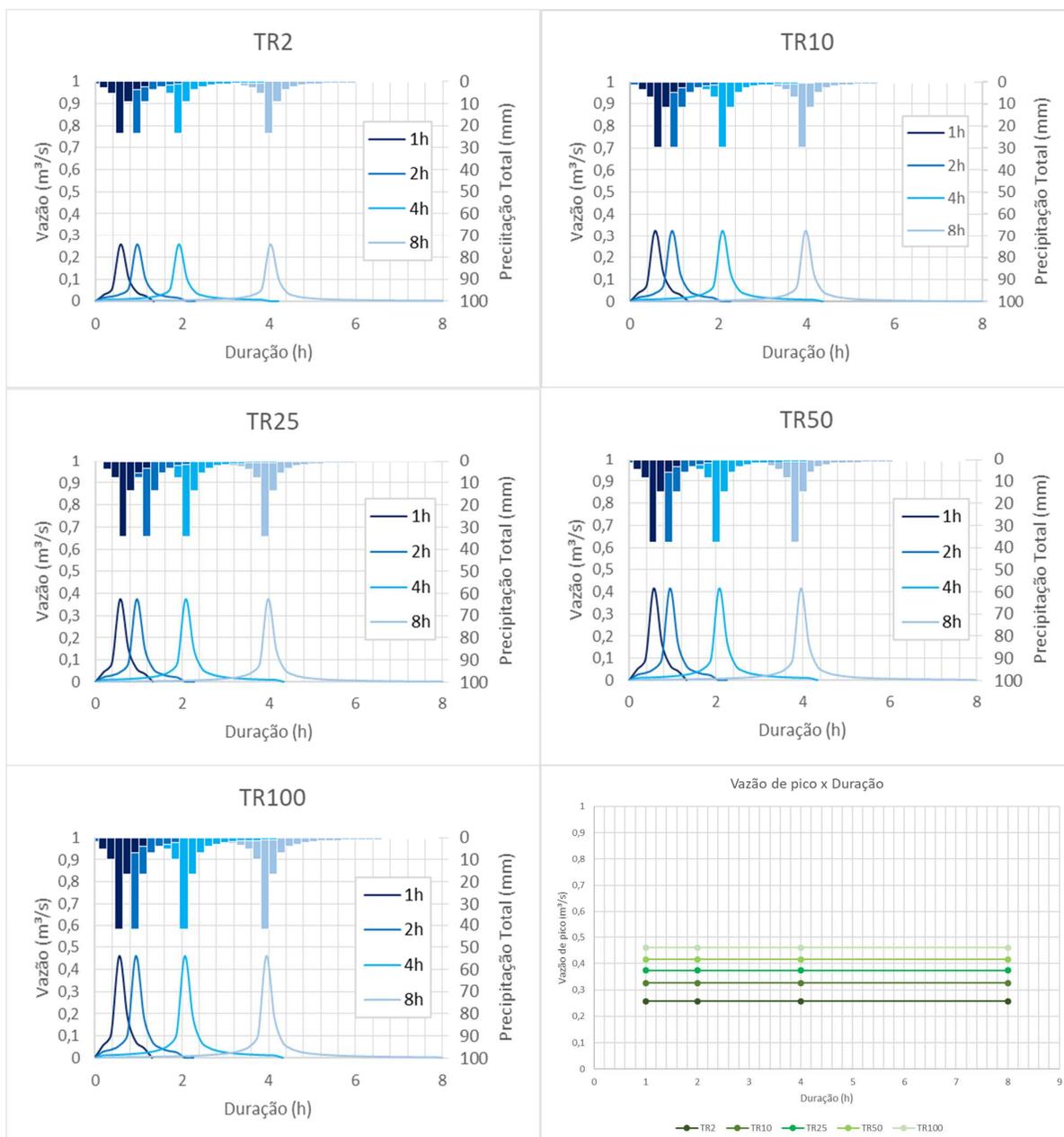


Figura 94 - Hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 3

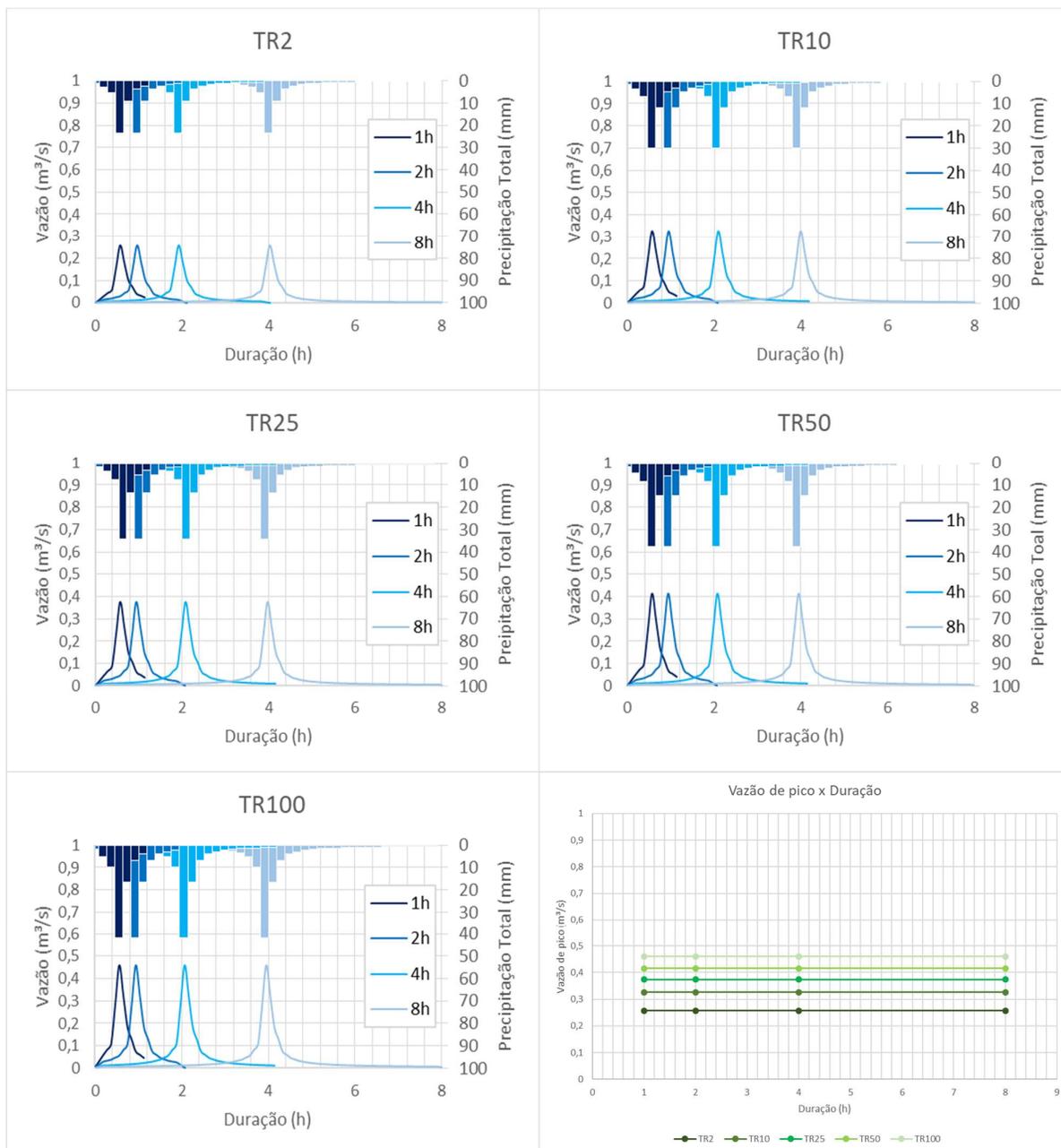


Figura 95 - Hidrogramas do Método de Snyder para a Entrada 3

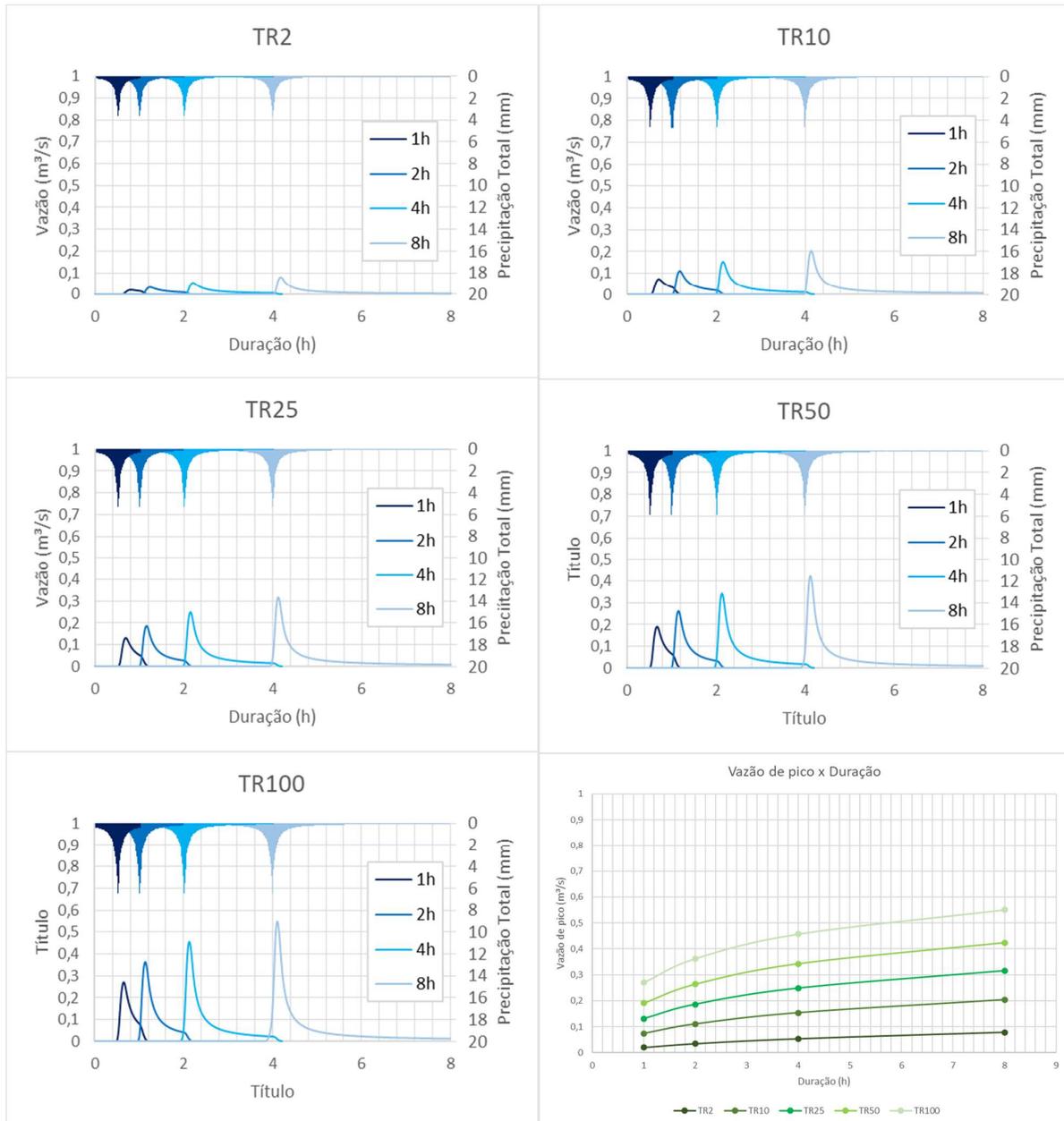


Figura 96 - Hidrogramas do Método do NRCS para a Entrada 3

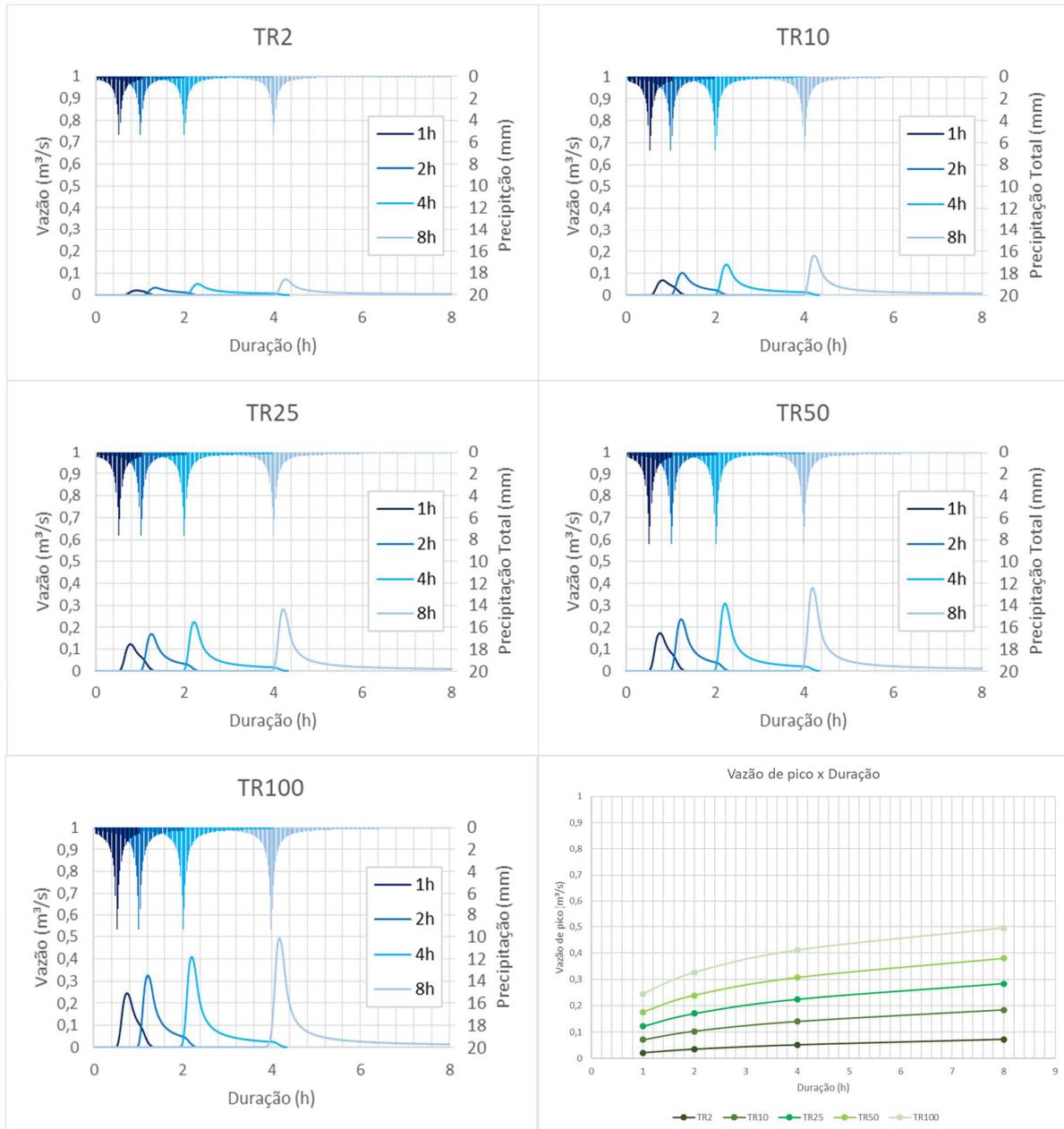
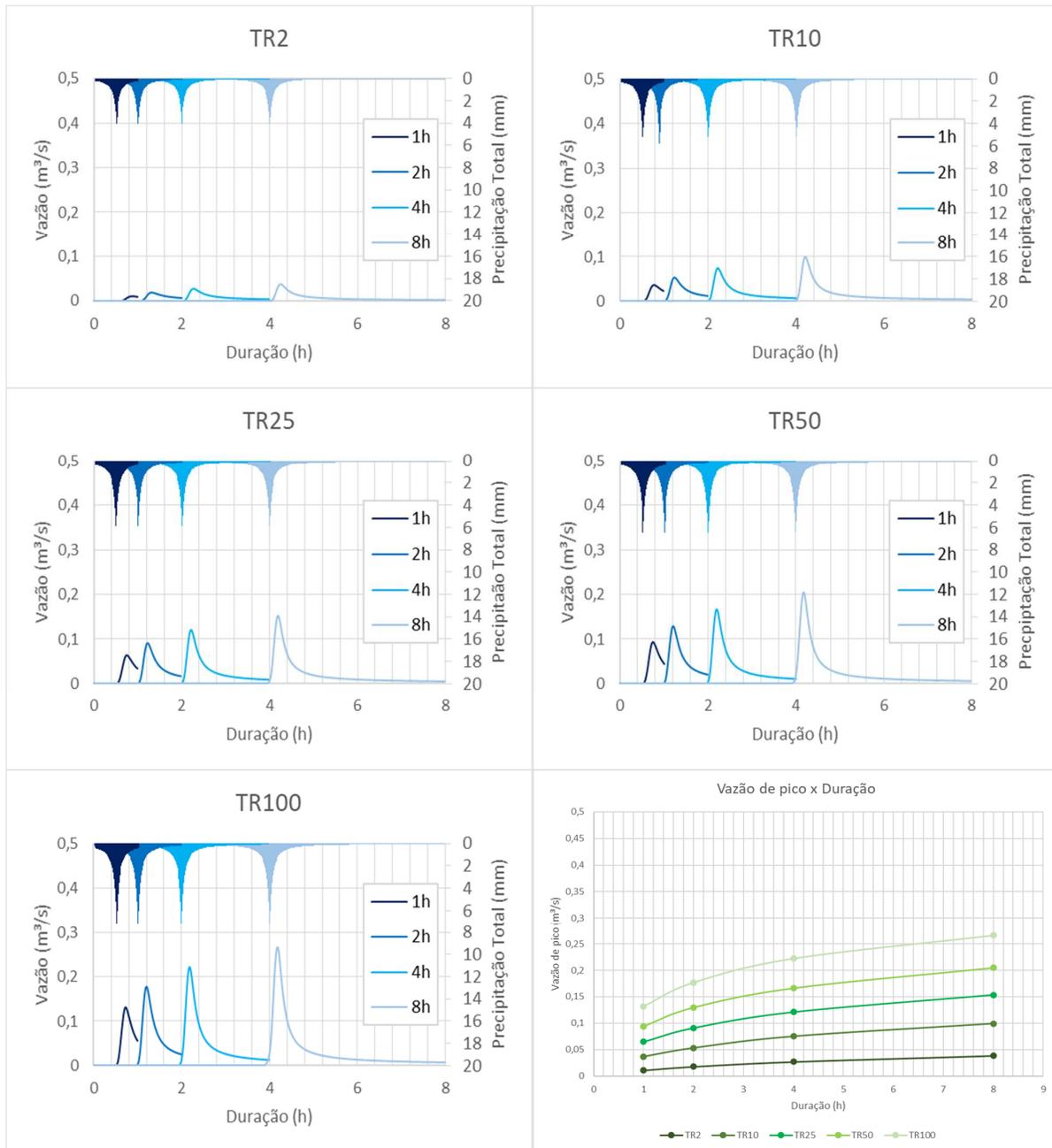
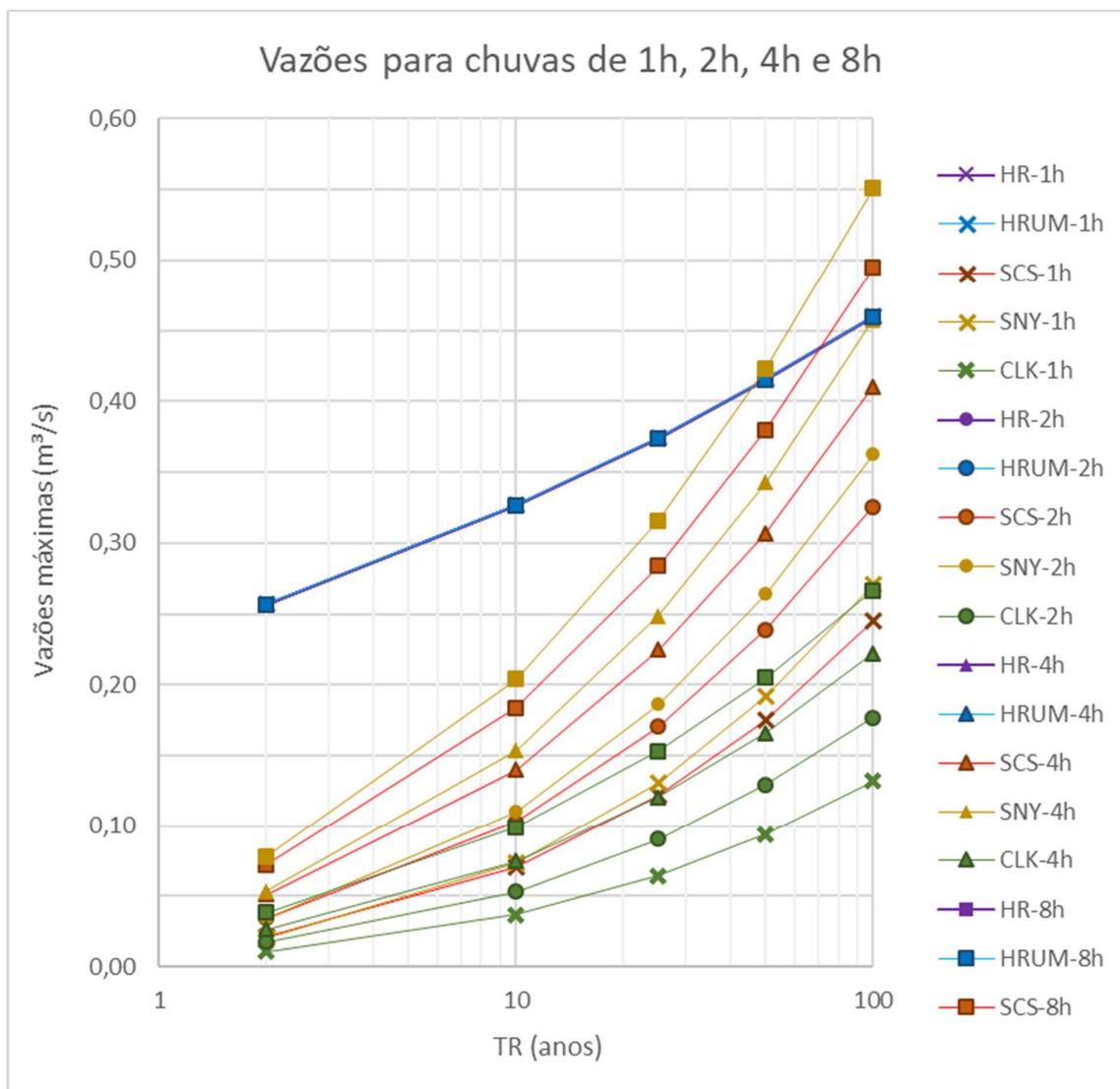


Figura 97 - Hidrogramas do Método de Clark para a Entrada 3



Ainda, para cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 3 foram extraídos os dados de vazão de pico (m^3/s), totalizando 100 pontos, plotados no gráfico apresentado na figura 98, a seguir.

Figura 98 - Vazões máximas para a Entrada 3



Fonte: elaborado pelo autor

As curvas do volume total de cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 3 são apresentadas nas imagens 99 a 103, a seguir. As curvas de cada duração são plotadas em um gráfico por cada tempo de retorno, sendo 5 gráficos para cada método.

Figura 99 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional para a Entrada 3

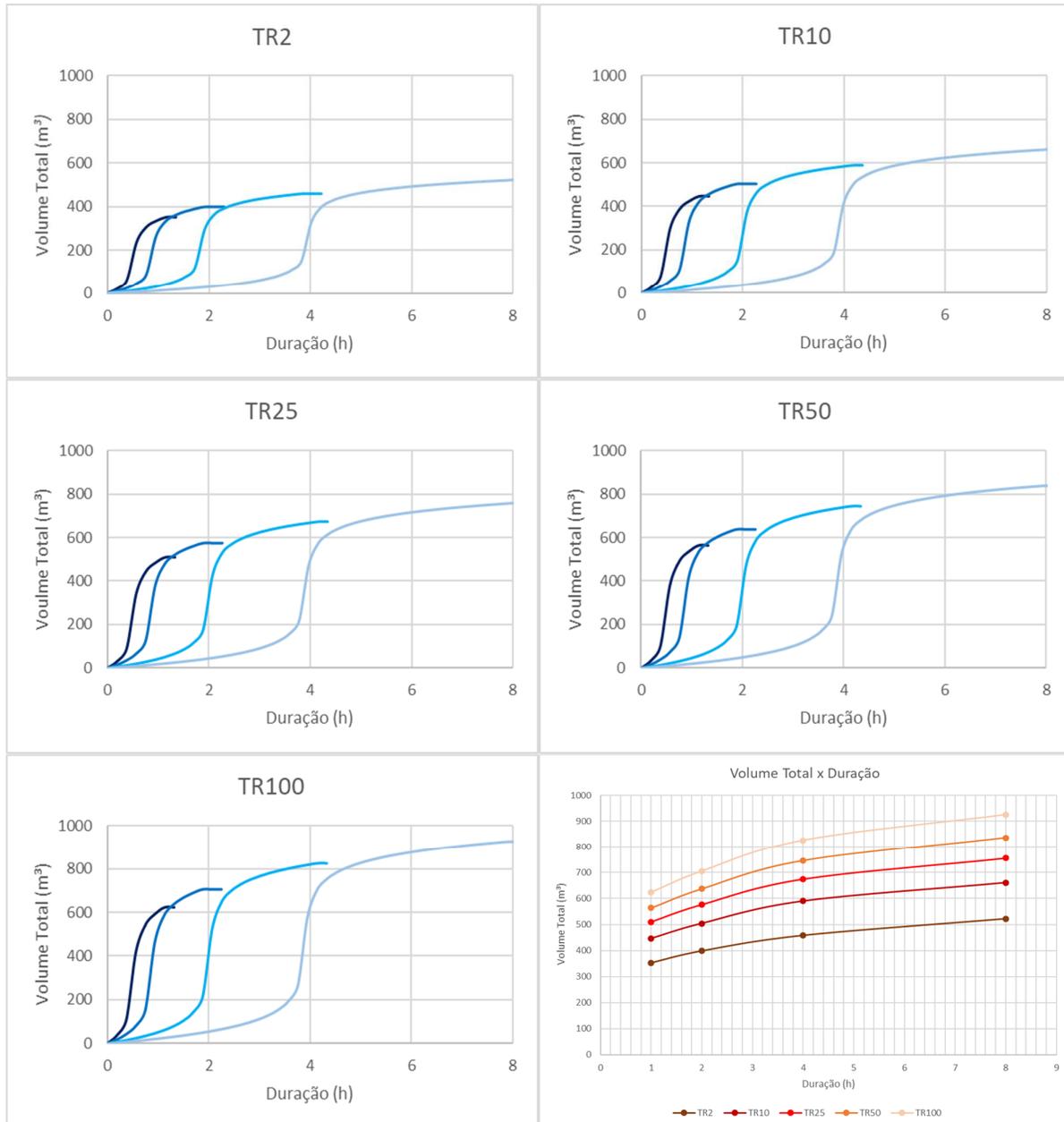


Figura 100 – Volumes totais do Método do Hidrograma Racional Unitário Modificado para a Entrada 3

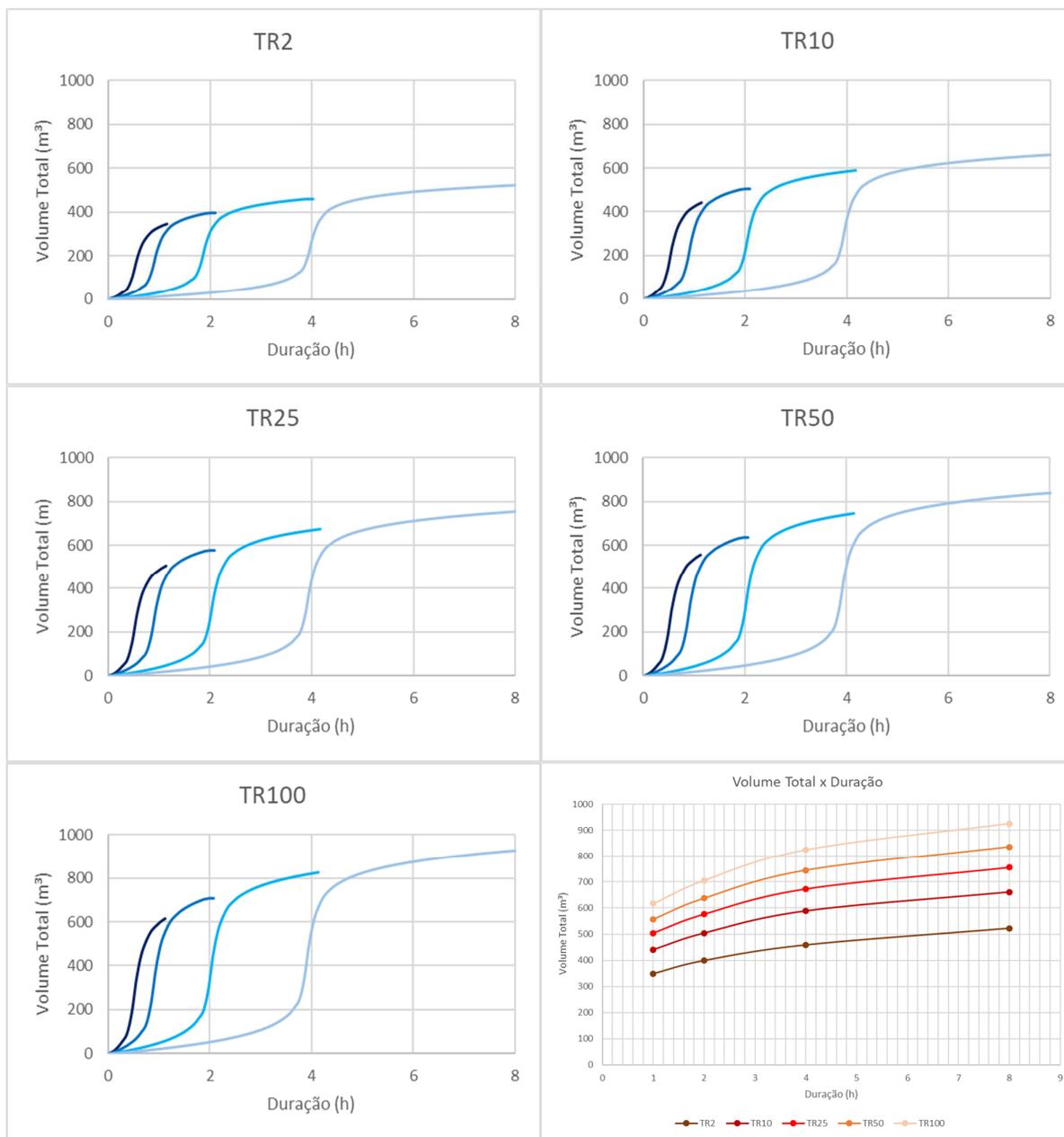


Figura 101 – Volumes totais do Método de Snyder para a Entrada 3

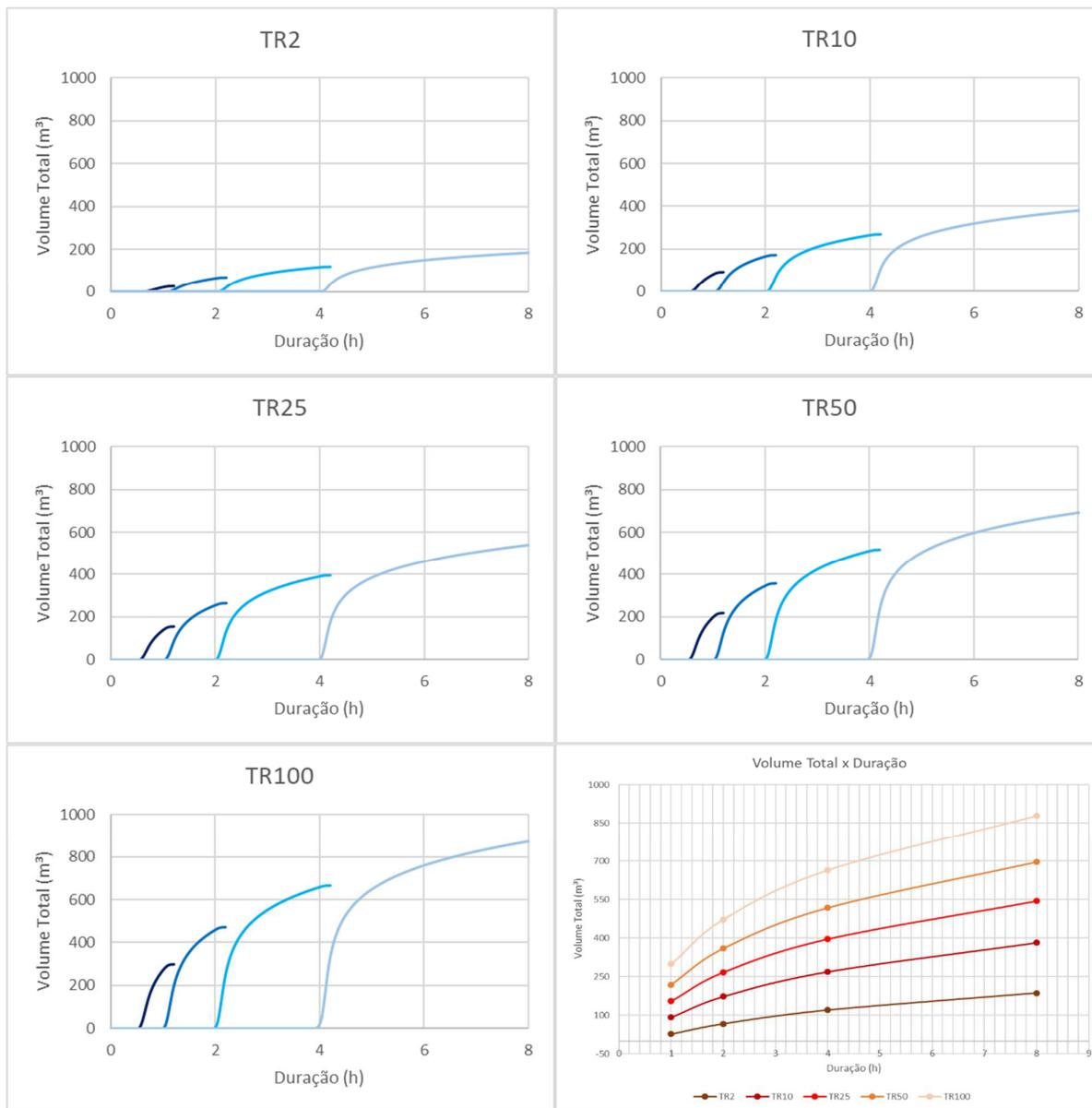


Figura 102 - Volumes totais do Método do NRCS para a Entrada 3

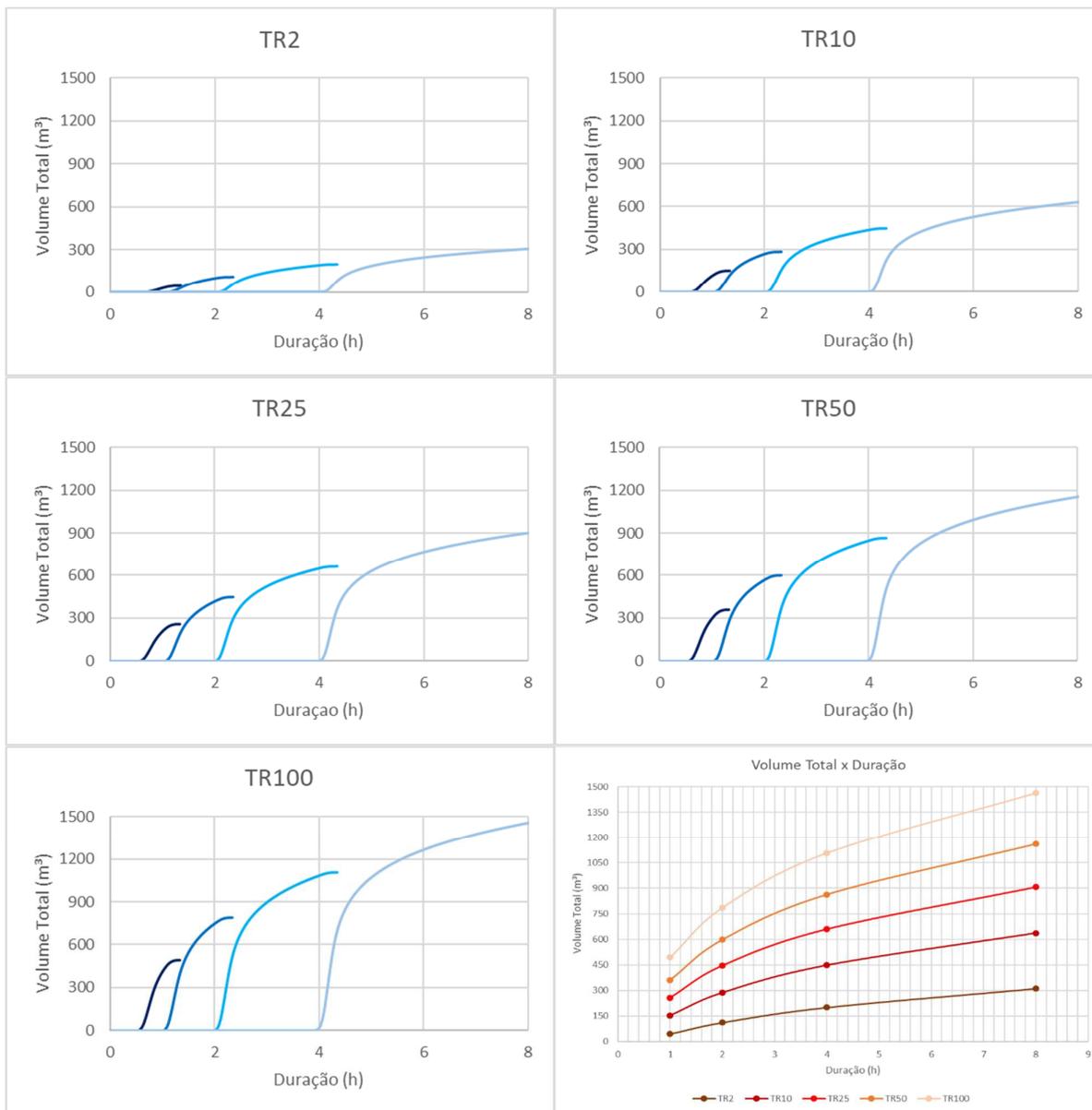
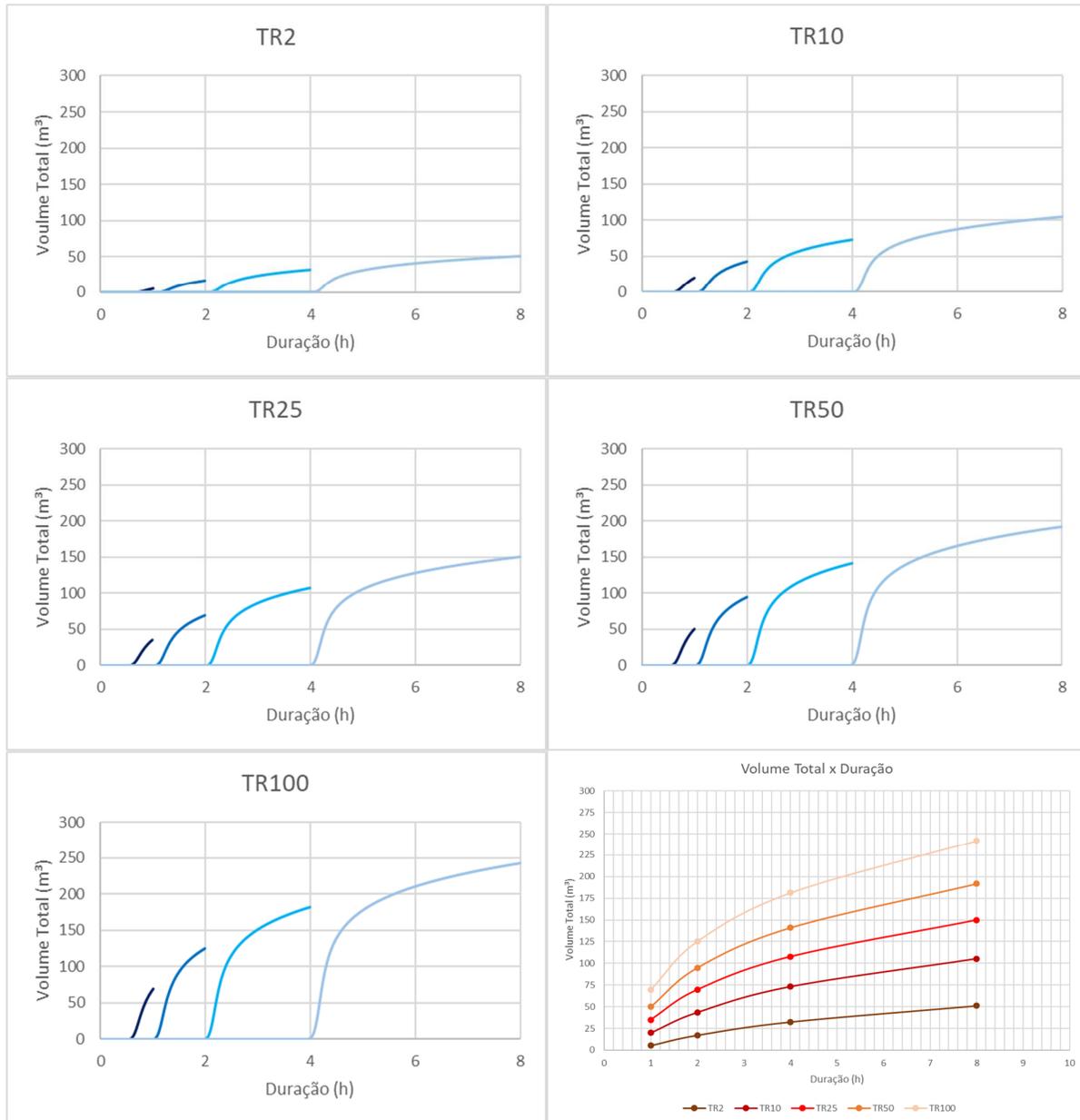
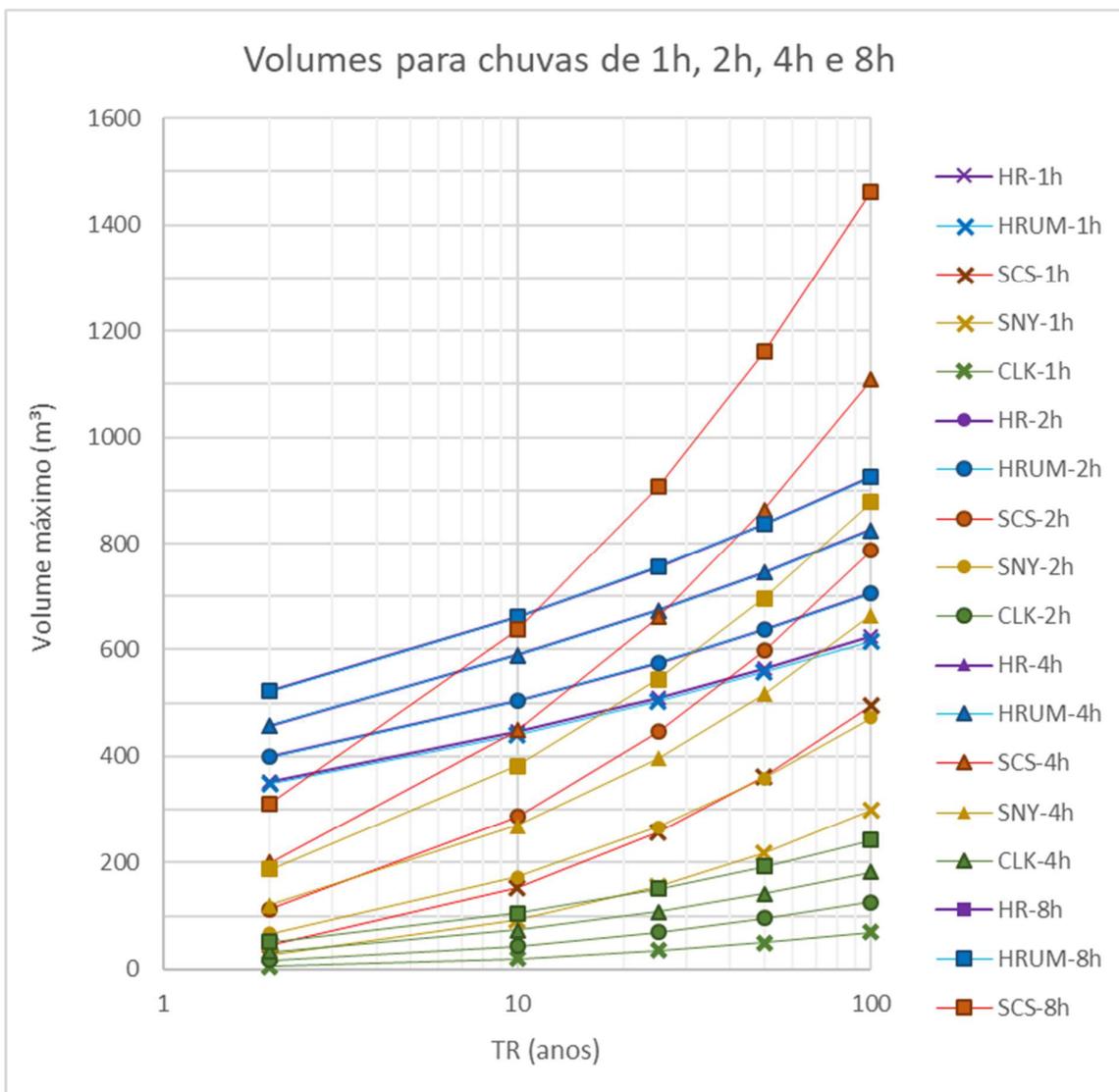


Figura 103 - Volumes totais do Método de Clark para a Entrada 3



Ainda, para cada um dos 100 hidrogramas calculados para a entrada 3 foram extraídos os dados de volume total (m^3), totalizando 100 pontos, plotados no gráfico apresentado na figura 104, a seguir.

Figura 104 - Volumes totais para a Entrada 3



De uma maneira geral, nota-se que para tempos de retorno maiores as diferenças absolutas dos valores máximos de vazão entre os 5 métodos se tornam mais pronunciadas e significativas, da mesma maneira como para as diferenças absolutas dos valores de volumes totais.

A princípio, nota-se que os hidrogramas resultantes do Método Racional levam a menores variações de vazão de pico e volumes totais com a duração do evento e o tempo de retorno, levando aos maiores valores para tempos de retorno mais baixos e a valores intermediários para tempos de retorno mais altos. Os menores valores das vazões de pico e dos volumes totais foram encontrados para o Método de Clark.

É interessante destacar que os números obtidos, para as vazões de pico são os mesmos para os métodos do Hidrograma Racional e Hidrograma Racional Unitário Modificado, que dependem da forma do hidrograma. No entanto, o Método do Hidrograma Racional é construído de forma mais simples e menos onerosa, apresentando aí uma vantagem em relação ao Método do Hidrograma Unitário Modificado.

Em geral, entende-se que o Método Racional tende a superestimar a fase ascendente dos hidrogramas por desconsiderar o efeito inicial de detenção dos primeiros instantes da chuva na superfície da bacia de drenagem. A determinação da chuva excedente dentro do conceito do Método Racional, baseia-se simplesmente na multiplicação dos pulsos de precipitação total pelo coeficiente de escoamento superficial, o que acaba por resumir nesse parâmetro uma série de efeitos de diferentes naturezas que influenciam a relação do comportamento da bacia com o escoamento superficial.

Diferentemente, o Método do NRCS procura determinar a chuva excedente por meio de relações que levam em conta um maior número de fatores, como as condições de umidade inicial, o potencial de infiltração do solo e ao grau de impermeabilização da superfície, condicionando inclusive a geração do escoamento superficial à superação de um valor mínimo, $0,2S$ relacionado às abstrações iniciais. Assim, os métodos do NRCS, de Snyder e de Clark invariavelmente acabam gerando picos menores, assim como também menores volumes totais para a maioria das precipitações de menor intensidade e menor volume representadas pelos eventos de baixo tempo de retorno e duração mais curtos, como mostram as figuras 86, 92, 98 e 104.

As defasagens mais longas do pico do escoamento em relação à metade da duração do evento foram observadas para os hidrogramas do Método de Clark para tempos de retorno mais altos, ao passo que para tempos de retorno mais baixos as maiores defasagens foram encontradas nos hidrogramas do Método do NRCS. Os hidrogramas do Método de Snyder produzem os picos com a menor defasagem temporal dentre os métodos que não são derivados do Método Racional. Já os hidrogramas do Método Racional resultam tempos de pico coincidentes com o pico do evento, para qualquer cenário hidrológico. O tempo de pico exerce influência relevante no *routing* das estruturas de detenção, de modo que quanto mais antecipado for o pico, mais crítico o hidrograma foi para o dimensionamento, possivelmente resultando estruturas de maior capacidade. Trata-se, então, de outro fator de elevada importância que registra variação significativa entre os

cinco métodos analisados, reforçando a importância do conhecimento dos métodos de transformação chuva-vazão escolhidos para o dimensionamento dos reservatórios.

Por fim, nota-se que o crescimento relativo das vazões de pico com o tempo de retorno é maior para os hidrogramas do Método de Snyder, para quaisquer durações dos eventos. Da mesma maneira, o aumento relativo das vazões de pico com a duração dos eventos também é mais pronunciado nos hidrogramas do Método de Snyder, para qualquer tempo de retorno. Já os menores incrementos relativos de vazão de pico com o tempo de retorno ocorrem para os dois métodos derivados do Método Racional. Da mesma forma, os menores incrementos relativos de vazão de pico com a duração dos eventos são observados para os dois métodos derivados do Método Racional, sendo que para qualquer tempo de retorno são iguais a zero. Ou seja, não há variação das vazões de pico com a duração do evento nos métodos derivados do Método Racional.

O crescimento relativo dos volumes totais com o tempo de retorno é maior para os hidrogramas do Método de Clark, para quaisquer durações dos eventos. Da mesma maneira, o aumento relativo dos volumes totais com a duração dos eventos também é mais pronunciado para os hidrogramas do Método de Clark, para qualquer tempo de retorno. Os menores incrementos relativos dos volumes totais com o tempo de retorno são observados para os dois métodos derivados do Método Racional, para qualquer duração do evento. Da mesma maneira, os menores incrementos relativos do volume total com a duração do evento ocorrem para os dois métodos derivados do Método Racional, para qualquer duração do evento.

É importante ressaltar que os comportamentos relativos descritos acima foram os mesmos observados nas duas bacias analisadas, sugerindo que as diferenças entre os métodos se devem a um caráter inerente aos mesmos, não sendo influenciada pelas características geomorfológicas da bacia em que são aplicados.

5.2 ETAPA 2

Cada um dos 5 eventos selecionados, e, também, o hidrograma dos eventos 1, 2 e 3 em sequência, foi simulado com os três métodos de transformação chuva-vazão e para as três funções objetivo estabelecidas no item 2.3, totalizando 54 cenários de simulação. Cada cenário é calibrado para uma das 3 funções objetivo, mas também é avaliado em

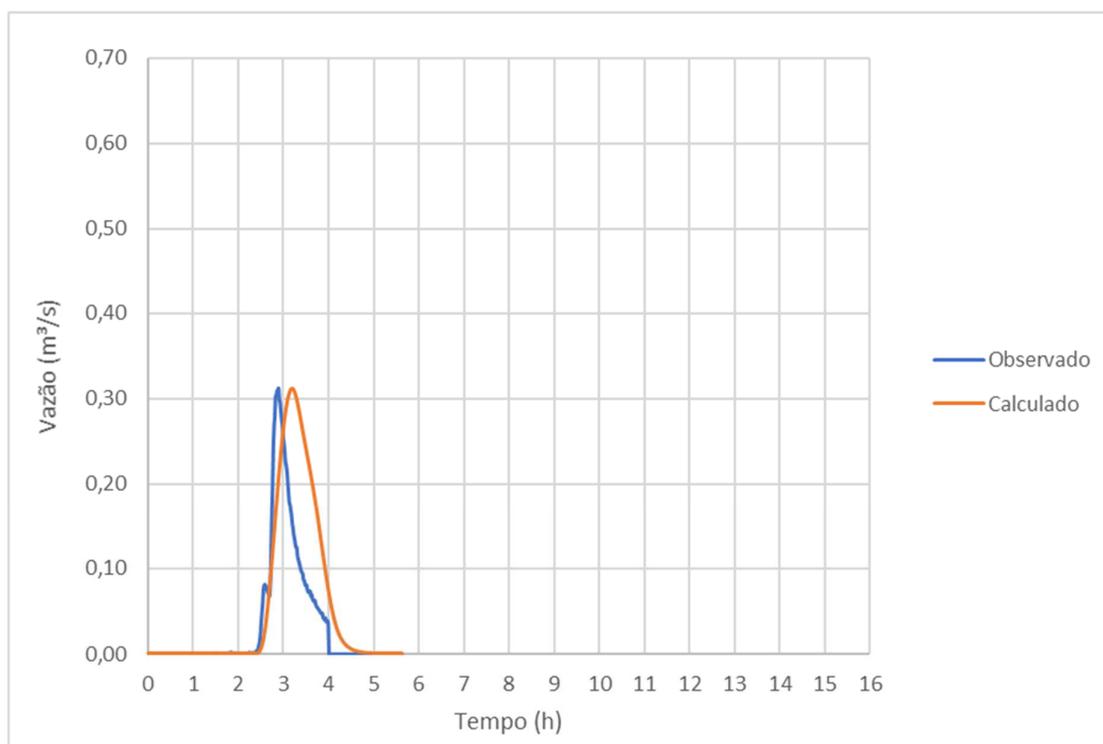
relação aos outros critérios de erro, sendo que o erro total é obtido pela soma da F.O. otimizada e os valores obtidos para os demais critérios (equações 43 a 45).

Tabela 10 – Melhor evento simulado para cada método

	Σ Erros	Evento	FO	Q
HRUM	0,462	7	FO2	0,612
NRCS	0,413	7	FO1	0,612
CLARK	0,377	1	FO1	0,312

A tabela 10 acima mostra o evento simulado com o menor erro total para cada um dos três métodos. O método que apresentou a melhor performance (o menor erro total, somando-se a F.O. otimizada e os outros critérios de erro) foi o Método de Clark, calculado para o evento 1 e otimizado pela F.O.1, relativa à vazão máxima, cujo erro total foi calculado em 0,377, apresentado na figura 105, abaixo.

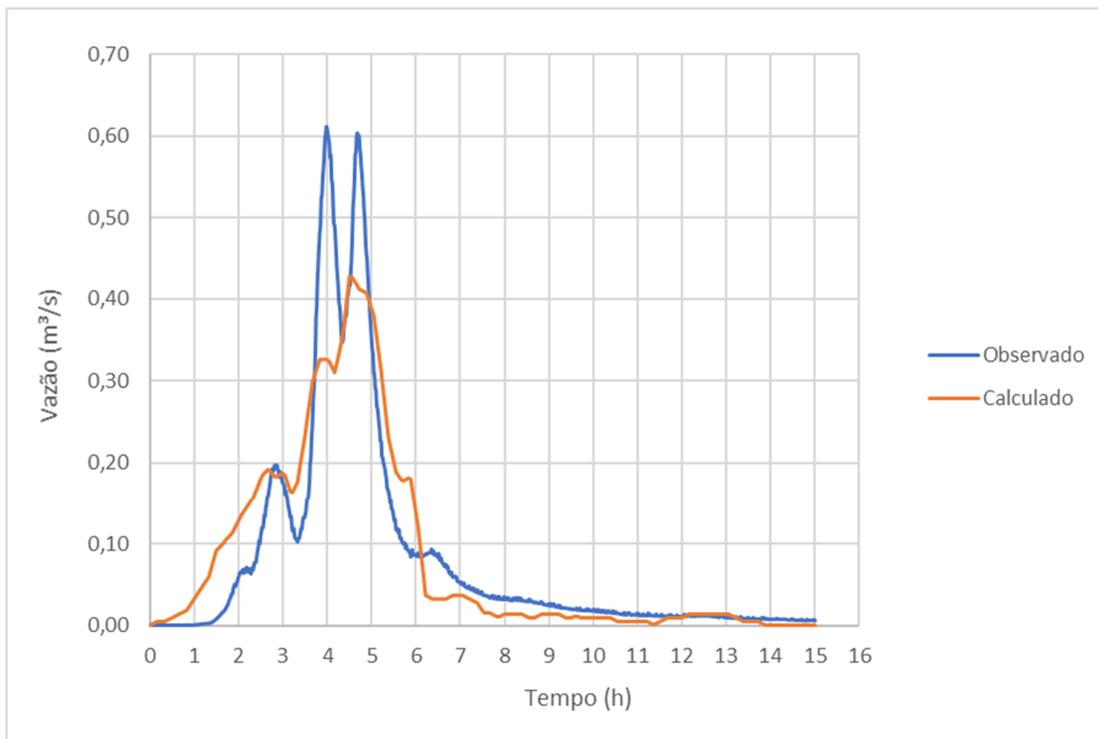
Figura 105 - Cenário da melhor simulação: Método de Clark, Evento 1, F.O.1



Fonte: elaborado pelo autor

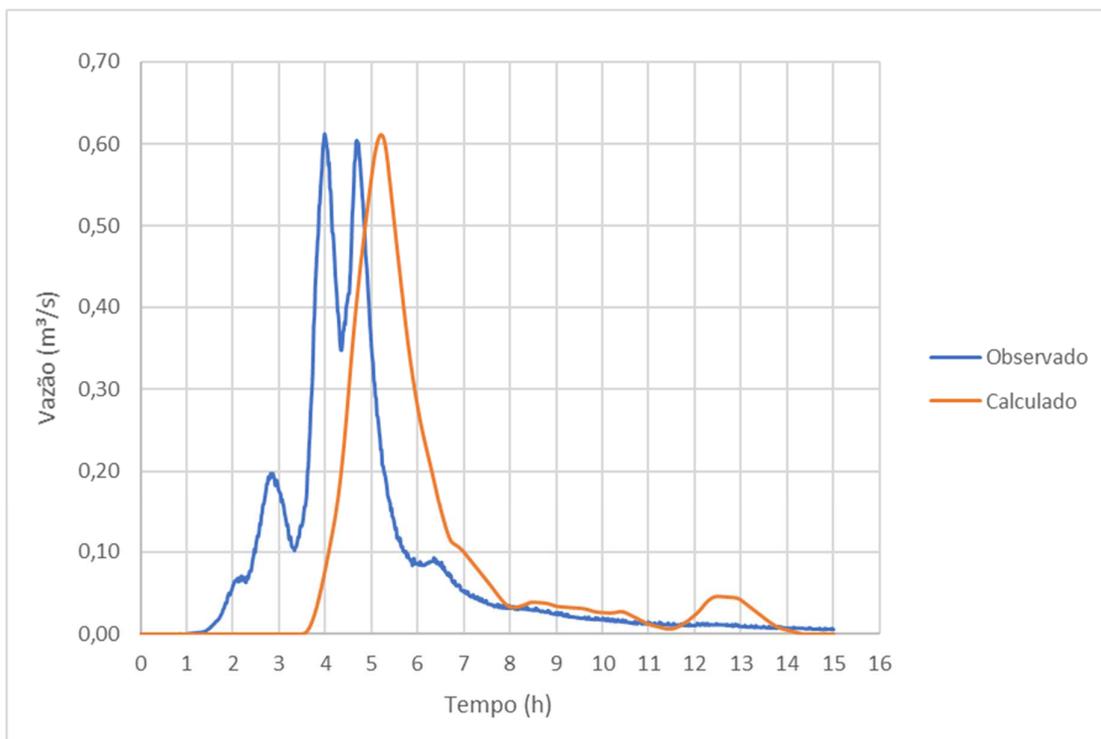
Os hidrogramas dos cenários simulados com o método do HRUM e com o método do NRCS que apresentaram o menor erro total, descritos na tabela 10, são ilustrados a seguir, respectivamente, nas figuras Figura 106 e 107.

Figura 106 - Cenário da melhor simulação para o Método do HRUM: Evento 7/ F.O.3



Fonte: autor

Figura 107 - Cenário da melhor simulação para o Método do NRCS: Evento 7/ F.O.1



Fonte: autor

No entanto, considerando o desempenho geral dos 54 cenários simulados, nota-se dois pontos importantes: em primeiro lugar, a F.O.2 foi a função objetivo que apresentou os melhores resultados de calibração considerando-se a soma dos erros de todas as simulações que foram calibradas pelo volume total, incluindo-se os erros dos outros critérios de performance relacionados; em segundo lugar, o Método de Clark foi o que apresentou os melhores resultados de calibração considerando a soma dos erros de todas os cenários simulados e considerando a calibração para as 3 F.O. No entanto, como não se realizou a calibração otimizando-se simultaneamente as 3 F.O.'s, vale ressaltar que cada F.O. apresentou um método específico mais aderente, conforme é possível inferir da tabela 11, a seguir.

Tabela 11 - Soma dos erros de todas as simulações

	HRUM	NRCS	CLARK	Σ Erros
FO 1	11,334	8,337	7,317	26,988
FO 2	6,564	7,805	9,521	23,890
FO 3	8,581	11,471	9,284	29,337
Σ Erros	26,479	27,613	26,123	

Tabela 12 - Coeficientes de *runoff* otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método do Hidrograma Racional Unitário

FO1					FO1: Vazão										
Evento	Duração [horas]	Área [km²]	C [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V total obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	0,0175	1,700	0,312	0,312	0,000	695,948	2026,532	1,912	2,9	3,333	0,149	0,066	0,216
2	2	1,089	0,0274	1,683	0,517	0,517	0,000	1185,613	3135,671	1,645	0,967	1,166	0,206	0,149	0,355
3	2	1,089	0,0416	1,667	2,748	2,748	0,000	7421,571	16488,51	1,222	1,050	1,833	0,746	0,481	1,226
1+2+3	8	1,089	0,0475	1,650	3,134	3,134	0,000	11378,13	29265,93	1,572	6,383	7,150	0,120	0,537	0,657
4	6	1,089	0,0119	1,717	0,210	0,210	0,000	1466,687	2050,259	0,398	0,750	1,883	1,511	0,028	1,538
7	15	1,089	0,018	1,700	0,612	0,612	0,000	4471,015	6347,584	0,420	3,983	4,500	0,130	0,043	0,173

FO2					FO2: Volume										
Evento	Duração [horas]	Área [km²]	C [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	0,0060	1,717	0,312	0,106	0,660	695,948	695,948	0,000	2,900	3,333	0,149	0,025	0,174
2	2	1,089	0,0102	1,717	0,517	0,192	0,629	1185,613	1185,613	0,000	0,967	1,166	0,206	0,070	0,276
3	2	1,089	0,0184	1,700	2,748	1,213	0,559	7421,571	7421,570	0,000	1,050	1,833	0,746	0,265	1,011
1+2+3	8	1,089	0,0179	1,700	3,134	1,183	0,622	11378,13	11378,13	0,000	6,383	7,166	0,123	0,232	0,355
4	6	1,089	0,008	1,717	0,210	0,150	0,285	1466,687	1466,687	0,000	0,750	1,883	1,511	0,019	1,530
7	15	1,089	0,013	1,717	0,612	0,427	0,302	4471,015	4471,014	0,000	3,983	4,500	0,130	0,030	0,160

FO3					FO3: Forma										
Evento	Duração [horas]	Área [km²]	C [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	0,0043	1,717	0,312	0,076	0,757	695,948	497,086	0,286	2,900	3,333	0,149	0,024	0,173
2	2	1,089	0,0070	1,717	0,517	0,132	0,745	1185,613	816,190	0,312	0,967	1,166	0,206	0,067	0,273
3	2	1,089	0,0113	1,717	2,748	0,749	0,728	7421,571	4627,910	0,376	1,050	1,833	0,746	0,249	0,995
1+2+3	8	1,089	0,0112	1,717	3,134	0,741	0,764	11378,13	7192,226	0,368	6,383	7,166	0,123	0,215	0,337
4	6	1,089	0,008	1,717	0,210	0,143	0,319	1466,687	1395,348	0,049	0,750	1,883	1,511	0,019	1,530
7	15	1,089	0,012	1,717	0,612	0,400	0,347	4471,015	4183,996	0,064	3,983	4,500	0,130	0,030	0,160

Tabela 13 - Coeficientes de *runoff* otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método do NRCS

FO1		FO1: Vazão													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	91,575	0,817	0,312	0,312	0,000	695,948	1225,677	0,761	2,9	3,466	0,195	0,046	0,241
2	2	1,089	92,44	0,783	0,517	0,517	0,000	1185,613	1571,416	0,325	0,967	1,316	0,361	0,054	0,415
3	2	1,089	85,340	1,033	2,748	2,748	0,000	7421,571	11681,81	0,574	1,050	1,700	0,619	0,486	1,105
1+2+3	8	1,089	77,461	1,333	3,134	3,134	0,000	11378,13	16825,16	0,479	6,383	7,150	0,120	0,425	0,545
4	6	1,089	86,33	1,000	0,210	0,210	0,000	1466,687	1237,489	0,156	0,750	3,200	3,267	0,055	3,322
7	15	1,089	79,24	1,267	0,612	0,612	0,000	4471,729	4291,355	0,040	3,983	5,216	0,310	0,063	0,373

FO2		FO2: Volume													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	89,798	0,883	0,312	0,176	0,435	695,948	695,946	0,000	2,900	3,583	0,236	0,035	0,270
2	2	1,089	91,46	0,817	0,517	0,378	0,269	1185,613	1185,611	0,000	0,967	1,350	0,396	0,047	0,443
3	2	1,089	80,562	1,217	2,748	1,545	0,438	7421,571	7421,571	0,000	1,050	1,883	0,793	0,389	1,182
1+2+3	8	1,089	72,201	1,550	3,134	1,934	0,383	11378,13	11378,13	0,000	6,383	7,316	0,146	0,373	0,519
4	6	1,089	87,05	0,983	0,210	0,245	0,164	1466,687	1466,680	0,000	0,750	3,166	3,221	0,058	3,280
7	15	1,089	79,571	1,250	0,612	0,644	0,052	4471,729	4471,729	0,000	3,983	5,200	0,306	0,064	0,369

FO3		FO3: Forma													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	89,759	0,883	0,312	0,174	0,442	695,948	686,470	0,014	2,900	3,583	0,236	0,035	0,270
2	2	1,089	91,37	0,817	0,517	0,368	0,289	1185,613	1152,359	0,028	0,967	1,350	0,396	0,047	0,443
3	2	1,089	88,078	0,933	2,748	3,759	0,368	7421,571	14835,52	0,999	1,050	1,600	0,524	0,570	1,094
1+2+3	8	1,089	63,543	1,950	3,134	0,694	0,779	11378,13	4809,556	0,577	6,383	7,666	0,201	0,297	0,498
4	6	1,089	86,77	0,983	0,210	0,232	0,101	1466,687	1375,146	0,062	0,750	3,166	3,221	0,057	3,278
7	15	1,089	84,854	1,050	0,612	1,259	1,058	4471,729	8137,271	0,820	3,983	5,000	0,255	0,095	0,350

Tabela 14 - Coeficientes de *runoff* otimizados e MAE's para cada evento e cada função-objetivo resultantes da otimização dos hidrogramas do Método de Clark

FO1		FO1: Vazão													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	93,602	0,750	0,312	0,312	0,000	695,948	537,906	0,227	2,9	3,199	0,103	0,046	0,150
2	2	1,089	94,37	0,717	0,517	0,517	0,000	1185,613	656,055	0,447	0,967	1,250	0,293	0,058	0,350
3	2	1,089	90,422	0,850	2,748	2,750	0,001	7421,571	4522,259	0,391	1,050	1,516	0,444	0,377	0,821
1+2+3	8	1,089	84,854	1,067	3,134	3,118	0,005	11378,13	6748,007	0,407	6,383	6,949	0,089	0,331	0,420
4	6	1,089	89,47	0,900	0,210	0,210	0,000	1466,687	614,973	0,581	0,750	2,816	2,755	0,039	2,794
7	15	1,089	84,618	1,067	0,612	0,612	0,000	1404,707	1986,970	0,415	3,983	4,983	0,251	0,060	0,311

FO2		FO2: Volume													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	94,599	0,717	0,312	0,423	0,355	695,948	695,948	0,000	2,900	3,133	0,080	0,061	0,141
2	2	1,089	96,72	0,633	0,517	1,019	0,968	1185,613	1185,603	0,000	0,967	1,150	0,189	0,109	0,298
3	2	1,089	96,489	0,650	2,748	5,411	0,969	7421,571	7421,571	0,000	1,050	1,283	0,222	0,674	0,896
1+2+3	8	1,089	94,134	0,733	3,134	5,878	0,876	11378,13	11378,11	0,000	6,383	6,633	0,039	0,609	0,648
4	6	1,089	94,19	0,733	0,210	0,460	1,187	1466,687	1466,687	0,000	0,750	2,600	2,467	0,098	2,564
7	15	1,089	81,464	1,183	0,612	0,429	0,299	1404,707	1404,702	0,000	3,983	5,083	0,276	0,042	0,318

FO3		FO3: Forma													
Evento	Duração [horas]	Área [km ²]	CN [-]	tc [h]	Vazão			Volume			Forma				
					Q máx obs [m ³ /s]	Q máx calc [m ³ /s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m ³]	V máx calc [m ³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m ³ /s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	1,089	94,252	0,717	0,312	0,384	0,229	695,948	636,919	0,085	2,900	3,133	0,080	0,056	0,136
2	2	1,089	96,59	0,633	0,517	0,987	0,908	1185,613	1148,870	0,031	0,967	1,150	0,189	0,105	0,295
3	2	1,089	90,422	0,850	2,748	2,750	0,001	7421,571	4522,259	0,391	1,050	1,516	0,444	0,377	0,821
1+2+3	8	1,089	65,553	1,850	3,134	0,511	0,837	11378,13	1541,944	0,864	6,383	7,699	0,206	0,064	0,270
4	6	1,089	93,74	0,733	0,210	0,433	1,059	1466,687	1355,291	0,076	0,750	2,600	2,467	0,090	2,557
7	15	1,089	84,600	1,067	0,612	0,611	0,002	1404,707	1983,132	0,412	3,983	4,983	0,251	0,060	0,311

As tabelas 12, 13 e 14 trazem todos os parâmetros resultantes das calibrações de cada um dos 54 cenários otimizados pelo ajuste das variáveis C e CN, cuja coluna de valores resultantes apresenta-se destacada em azul claro. Em verde claro estão as colunas de valores resultantes para as variáveis calibradas em cada função objetivo. Os parâmetros resultantes das melhores calibrações individuais de cada um dos 3 métodos de transformação chuva-vazão analisados, bem como os respectivos erros calculados, estão apresentados na tabela 15, a seguir:

Tabela 15 - Parâmetros resultantes da melhor calibração de cada método

HRUM

Evento	Duração [horas]	C [-]	tc [horas]	Vazão			Volume			Forma				
				Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
7	15	0,013	1,717	0,612	0,427	0,302	4471,015	4471,014	0,000	3,983	4,500	0,130	0,030	0,160

NRCS

Evento	Duração (h) [horas]	CN [-]	tc [horas]	Vazão			Volume			Forma				
				Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
7	15	79,244	1,267	0,612	0,612	0,000	4471,729	4291,355	0,040	3,983	5,216	0,310	0,063	0,373

CLARK

Evento	Duração (h) [horas]	CN [-]	tc [horas]	Vazão			Volume			Forma				
				Q máx obs [m³/s]	Q máx calc [m³/s]	E Qmáx [-]	V máx obs [m³]	V máx calc [m³]	E Vmáx [-]	t p obs [h]	t p calc [h]	E tp [-]	MAE Qi [m³/s]	Etp + MAEQ [-]
1	4	93,602	0,75	0,312	0,312	0,000	695,948	537,906	0,227	2,900	3,199	0,103	0,046	0,150

6. CONCLUSÕES

A análise dos cinco métodos de transformação chuva-vazão para diferentes cenários hidrológicos aplicados a duas sub bacias de características geomorfológicas diferentes, permitiu concluir que de fato há diferenças significativas nas vazões de pico, volumes totais e, também, na forma dos hidrogramas gerados. Permitiu ainda concluir que essas diferenças se tornam mais marcantes quanto maior o tempo de retorno e a duração do evento, sendo de vital importância compreender quais os vieses mais relevantes de cada método, de modo a orientar a interpretação dos resultados do método escolhido para a simulação hidrológica da bacia.

É necessário destacar, no entanto, a significativa influência da subjetividade da escolha dos parâmetros relativos às características geomorfológicas da bacia pelo operador dos modelos. Esses parâmetros são de difícil estimativa, sendo melhor representados após calibração por meio de dados de reais obtidos em campo. Entretanto, raramente o engenheiro dispõe dessas informações, visto que em boa parte dos casos há pouco tempo para a calibração ou mesmo para a obtenção dos dados de campo em quantidade e qualidade necessários.

As verificações indicam, a princípio, que o Método do Hidrograma Unitário Racional Modificado é o método que produz a pior aderência aos valores observados quando a calibração é realizada pela vazão máxima, F.O.1. No entanto, foi o método que apresentou a melhor performance geral quando a calibração é realizada pela otimização do volume total, F.O.2.

Ainda, em uma análise global, a calibração dos modelos pela vazão máxima, F.O.2, foi a que produziu os menores erros totais, sendo por tanto, a que menos influencia negativamente os demais parâmetros do hidrograma em benefício da otimização própria. No contexto do dimensionamento de estruturas de retenção em ambiente urbano, entende-se que a vazão máxima isoladamente não é suficiente para a adequada estimativa da evolução dos volumes de escoamento superficial no tempo, sendo, portanto, necessária a estimativa adequada dos volumes e da forma do hidrograma de cheia. Dessa maneira, os resultados sugerem que a simulação de eventos de projeto pelo Hidrograma Unitário Racional Modificado calibrado pela otimização dos volumes produziria os melhores resultados para o projeto de estruturas de retenção associadas à drenagem de pequenas

bacias em ambiente urbano. Ainda assim, mais estudos de caso semelhantes ainda seriam necessários para a confirmação dos indícios apontados neste estudo.

Ainda, a prática da engenharia de projetos frequentemente recai em casos em que as características geomorfológicas da bacia serão significativamente alteradas após a intervenção de engenharia no local. Diante desse cenário, a estimativa desses parâmetros pela experiência do operador do modelo é quase inevitável, o que, invariavelmente acaba introduzindo um relevante componente de incerteza nos resultados produzidos, ficando então condicionados ao grau de subjetividade das escolhas do operador.

Embora a modelagem hidrológica de pequenas bacias urbanas já tenha registrado grandes avanços, sobretudo com relação à sofisticação dos softwares disponíveis e sua capacidade de processamento computacional, muitas incertezas ainda permanecem inerentes aos conceitos dos modelos hidrológicos por eles utilizados. Nesse sentido, a compreensão adequada das limitações e dos vieses dos métodos de transformação chuva-vazão é fundamental para uma interpretação mais criteriosa dos resultados produzidos, contribuindo para dimensionamentos mais assertivos e menos sujeitos a distorções.

Em contraste, sem dispor de grande variedade de recursos técnicos ou elevada sofisticação científica, historicamente, engenheiros e planejadores urbanos se valeram da observação da dinâmica natural da água no ambiente para encontrar soluções que viabilizassem a inserção das atividades humanas no ambiente natural. Uma breve revisão da história da engenharia urbana joga luz sobre essa questão e traz evidências de que foram muitos os casos em que soluções eficientes foram encontradas, usualmente respeitando-se e valendo-se das dinâmicas naturais locais para a produção de resultados ajustados ao contexto ambiental em cada caso.

A mentalidade europeia entre os séculos XVI e XIX dava muito valor à condução e ao escoamento rápido da drenagem pluvial, além da concentração das intervenções em obras grandiosas e centralizadas. Pouco explorava os demais fenômenos naturais da água como a retenção superficial e subsuperficial temporária e a infiltração, que ocorrem de maneira distribuída na bacia. Da mesma maneira, o subsequente desenvolvimento tecnológico e científico, ocorrido do século XIX ao XX, aconteceu em desequilíbrio. Teorias, métodos de cálculo e soluções técnicas foram muito concentradas em aspectos limitados da dinâmica da água no ambiente, como a condução e escoamento rápido.

A mentalidade ocidental dos séculos XIX e XX nasceu a partir da mentalidade na Europa depois da idade média, sendo difundida pelo mundo pela colonização europeia. A globalização unificou a mentalidade praticada mundialmente em uma mentalidade limitada, pouco integrada, pouco sensível às características locais e, portanto, pouco sustentável. Como consequência, as obras de engenharia urbana em muitos países resultaram desequilibradas em relação às diferentes dinâmicas da água no meio ambiente, privilegiando em comum intervenções monumentais e centralizadas, as quais geraram desequilíbrios e problemas igualmente monumentais.

Recentemente, a explosão demográfica e a intensificação dos problemas nos núcleos urbanos levaram ao desenvolvimento da consciência da importância da sustentabilidade. A filosofia, de uma maneira geral, diz respeito à interação do ser humano com o meio ambiente e engloba todos os aspectos das atividades antrópicas e sua integração de maneira mais harmônica entre si e com a natureza. Da mesma maneira, a engenharia, e mais especificamente a engenharia dos recursos hídricos, se insere nesse contexto.

Entretanto, ao longo da história, foram muitos os exemplos de antigas civilizações que aproveitaram as condições locais em favor das soluções técnicas de engenharia, resultando em uma inserção mais sustentável das atividades humanas na dinâmica natural da água no meio ambiente, representando inspirações e insights para os problemas urbanos modernos.

Na Atenas da Grécia Antiga, a política de gestão equilibrada entre as ações do poder público e as ações do cidadão com relação ao manejo racional dos recursos hídricos, equilibrando também intervenções de larga escala com intervenções localizadas, resultou em um notável mecanismo social de interação sustentável das atividades humanas com a dinâmica da água no ambiente local. Representou também um interessante exemplo de balanço entre medidas não-estruturais e estruturais, filosofia e técnica. Na China Antiga, onde a filosofia de harmonia e conexão entre o ser humano e a natureza influenciou inclusive a organização política e social, o planejamento de algumas de suas antigas cidades demonstrou, da mesma maneira, notável equilíbrio entre as dinâmicas antrópicas em seu ambiente artificial e a dinâmica da água no ambiente local. Cidades que exploraram não só o escoamento, mas a infiltração e o armazenamento superficial e subterrâneo de modo a recriar uma dinâmica similar à dinâmica natural da água no local produziram

sistemas de drenagem capazes de lidar com as cheias de maneira pouco traumática e mais harmônica, estatisticamente com performances melhores que a maioria dos bairros e cidades chineses modernos. Ainda, é digno de destaque o brilhante sistema de engenharia de drenagem dos engenheiros Incas na cidade de Machu Picchu, que otimiza a drenagem dos pátios e terraços explorando a infiltração natural e retenção subsuperficial por meio de um sistema de pavimentos permeáveis e drenos subterrâneos, os quais permitiram a cidadela resistir intacta por séculos sem manutenção. Por fim, é importante citar a extensiva utilização de cisternas para aproveitamento de água de chuva para consumo e a utilização de reservatórios centrais para amortecimento de cheias nas planícies das terras baixas dos Maias na América Central, as quais resultaram um sistema pouco dependente das escassas fontes de água potável superficial e subterrânea, que se sustentou durante séculos.

Em comum, todos esses exemplos obtiveram notável sucesso no manejo inteligente das águas pluviais em seus ambientes urbanos, mesmo que de forma empírica e com um nível de sofisticação tecnológica e científica bastante insipiente, pouco comparável com o disponível atualmente. Exploraram as diversas funções naturais da água no meio como a infiltração e a retenção superficial e subterrânea, onde a percepção e o balanço do volume de água no tempo têm um papel chave. Nesses contextos a velocidade do escoamento e a intensidade dos picos de vazão não foram os únicos elementos considerados e tampouco eram privilegiados em detrimento dos demais. Percebe-se, assim, a importância da consideração dos volumes de escoamento ou armazenamento na concepção de soluções de drenagem eficientes e harmônicas com a dinâmica natural da água no meio ambiente.

Essa conclusão reforça a importância do desenvolvimento de metodologias de dimensionamento mais equilibradas, que considerem os volumes com a importância que de fato têm na dinâmica natural da água. A conclusão é reforçada pela análise comparativa, que sugere que a calibração dos modelos matemáticos pela otimização dos volumes produz, em uma perspectiva geral, resultados mais aderentes que a calibração orientada somente pela vazão de pico ou pela forma do hidrograma.

De maneira justa, porém, é necessário destacar que muito se pôde aprender dos erros cometidos por essas civilizações no passado. É possível citar o esgotamento de aquíferos na Grécia Antiga, que levou a necessidade da regulação do uso dos poços e ao incentivo à construção de cisternas para armazenamento de água de chuva. Também o

desequilíbrio sedimentológico causado pela expansão da agricultura e dos assentamentos urbanos nas terras baixas dos Maias, na América Central, o que acelerou a degradação da cobertura vegetal das áreas originalmente florestadas, alterando regimes de erosão e assoreamento de rios locais, que por sua vez intensificaram problemas com cheias e levaram ao desequilíbrio hidrológico da região. Ainda, a extração intensiva e excessiva de água para a irrigação de plantios agrícolas, levando à salinização de lagos e mesmo ao desaparecimento completo de alguns corpos hídricos nas civilizações mesopotâmias. Por fim, o exemplo da importância do saneamento básico para a saúde da população em núcleos urbanos, evidenciada pela correlação com a diminuição de doenças e pelo aumento da expectativa de vida.

A filosofia sustentável proposta atualmente busca justamente resgatar a perspicácia e sabedoria dos antigos engenheiros e aprender com seus erros, de modo a reorientar o planejamento das cidades e as diretrizes das obras de engenharia – dentro das quais se insere a drenagem das águas pluviais urbanas – produzindo resultados mais harmônicos, equilibrados e sustentáveis.

A sustentabilidade busca então encontrar um balanço entre filosofia e técnica, políticas de gestão e obras de engenharia, ações centralizadas e ações descentralizadas, ações de larga escala e ações de pequena escala, e iniciativas públicas e iniciativas privadas. Conforme visto, esse balanço pode permitir a inserção das atividades humanas nas dinâmicas naturais do meio ambiente e promover a reunificação do que até pouco tempo atrás era tratado como duas partes distintas, o homem e a natureza. Essa reunificação pode significar um novo passo no desenvolvimento humano, que hoje ainda sofre com os próprios erros.

REFERÊNCIAS

- AKAN, A. O.; HOUGHTALEN, R. J. **Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality**. Hoboken, New Jersey: John Wiley and Sons, Inc. All rights reserved, 2003;
- AL-FARAJAT, M.; SALAMEH, E. Vulnerability of the Drinking Water Resources of the Nabateans of Petra - Jordan. **Jordan Journal of Civil Engineering**, v.4, n.4, p.321-335, 2010.
- ALMEIDA, L; SERRA, J. C. V. Modelos hidrológicos, tipos e aplicações mais utilizadas. **Revista FAE**, Curitiba, v.20, n.1, p. 129, jan./jun. 2017.
- ALVES, G. A. T. **Reliability Analysis of the Nezahualcoyotl Dike in the Aztec City of Tenochtitlan**. 2018. Thesis (Master of Science). TU Delft, Delft, Holanda;
- ANGELAKIS, A. et al. Minoan and Etruscan Hydro-Technologies. **Water**, v.5, p.972-987, 2013;
- ANGELAKIS, A. et al. Urban Water Supply, Wastewater, and Stormwater Considerations in Ancient Hellas: Lessons Learned. **Environment and Natural Resources Research**, v.4, n.3, 2014. ISSN 1927-0488;
- ANGELAKIS, A. N.; ISSAR, A. S. **Diachronic Climatic Impacts on Water Resources with Emphasis on the Mediterranean Region**. 1996. 408 ISBN 13.978-3-540-60561-4;
- ANGELAKIS, A. N.; KOUTSOYIANNIS, D.; TCHOBANOGLOUS, G. Urban wastewater and stormwater technologies in ancient Greece. **Water Research**, v. 39, n. 1, p. 210-220, 2005. Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0043135404004397> >;
- BACK, W. Water management by early people in the Yucatan, Mexico. **Environmental Geology**, v. 25, n. 4, p. 239-242, June 01 1995. ISSN 1432-0495. Disponível em: < <https://doi.org/10.1007/BF00766752> >;
- BALL, J. et al. **Australian Rainfall and Runoff: A Guide to Flood Estimation, Commonwealth of Australia** 2019. Commonwealth of Australia (Geoscience Australia). ISBN 978-1-925848-36-6
- BARLOW, D.; BURRILL, G.; NOLFI, J. R. **A research report on developing a community level natural resource inventory system**. Center for Studies in Food Self-Sufficiency, Vermont Institute of Community Involvement, p.1-49. 1977;
- BECKERS, B.; BERKING, J.; SCHUTT, B. Ancient Water Harvesting Methods in the Drylands of the Mediterranean and Western Area. **Journal for Ancient Studies**. Berlin, Alemanha. 2: 145-164 p. 2013;
- BENNIS, S.; CROBEDDU, E. New Runoff Simulation Model for Small Urban Catchments. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 12, n. 5, p. 540-544, 2007;

BREWER, J. Householders as water managers: A comparison of domestic-scale water management practices from two central Maya lowland sites. **Ancient Mesoamerica**, v. 29, p. 197-217, 01/01 2018;

BRISBANE. **Queensland Urban Drainage Manual**. Fourth edition, 2017. Brisbane, Australia: Department of Energy and Water Supply, 2017;

BROCK, A. L. **Rome at Its Core: Reconstructing the Environment and Topography of Forum Boarium**. 2017. 212 Thesis (Doctor of Philosophy in Classic Art and Archaeology). Interdepartamental, University of Michigan, Michigan, US;

BROWN, J. L. Ancient Water Engineers: The Nabataeans of Petra. **Civil Engineering Magazine Archive**, v.84, n.9, p.44-47, 2014.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/ciegag.0000587> >;

BURIAN, S.; EDWARDS, F. Historical Perspectives of Urban Drainage. **9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD)**. Portland, Oregon, United States: Global Solutions for Urban Drainage 2002;

BURIAN, S. J. et al. Historical Development of Wet-Weather Flow Management. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 125, n. 1, p. 3-13, 1999.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9496%281999%29125%3A1%283%29> >;

ÇAKIR, A. et al. Determination of the Suitability of Some American Grapevine Rootstocks as a New Edible Landscape Component of Vertical Gardens. **Sustainability**, v. 9, p. 1275, 07/19 2017.

CHASE, A. S. Z.; CESARETTI, R. Diversity in ancient Maya water management strategies and landscapes at Caracol, Belize, and Tikal, Guatemala. **Wiley Interdisciplinary Reviews: Water**, v. 6, n. 2, p. e1332, 2019. ISSN 2049-1948.

Disponível em: < <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/wat2.1332> >.

CLARK, C. O. Storage and the unit hydrograph: Transactions. **American Society of Civil Engineers**, v. vol. 110,, p. p. 1419-1488., 1945;

CONTRERAS, D.; KEEFER, D. K. Implications of the Fluvial History of the Wacheqsa River for Hydrologic Engineering and Water Use at Chavin de Huantar, Peru. **Geoarchaeology**, v. 24, p. 589-618, 09/01 2009;

COSTA, F. F. D.; PAZ, A. R. D.; PICCILLI, D. G. A. Modified NRCS-CN-TUH methods for distributed rainfall-runoff modeling. **RBRH**, 24, 2019.

CUN, C. et al. Review of urban drainage and stormwater management in ancient China. **Landscape and Urban Planning**, v. 190, p. 103600, 2019/10/01/ 2019. ISSN 0169-2046.

Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169204618314415> >;

DALLEY, S. Ancient Mesopotamian Gardens and the Identification of the Hanging Gardens of Babylon Resolved. **Garden History**, v. 21, n. 1, p. 1-13, 1993. ISSN 03071243.

Disponível em: < <http://www.jstor.org/stable/1587050> >;

DAOU, D. **Synthetic Ecology: Revisiting Mexico City's Lakes Project**. 2011. 79 (Master in City Planning and Master of Science in Architecture Studies). Department of Architecture and Department of Urban Studies and Planning, Massachusetts Institute of Technology;

DE FEO, G. et al. Water supply management technologies in the civilizations. *In: ANGELAKIS, A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Throughout the Millennia***. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap.14. p.351-382. ISBN 9781780401041;
DEGHANI-SANIJ, A.; SAYIGH, A. An Introduction to Indigenous Knowledge and Water Storage Systems. *In: SAYIGH, A. (ed.). **Cisterns: Sustainable Development, Architecture and Energy***. 1st: River Publishers, v.Vol.1, 2016. cap. 2, p.3-22. (Earth and Environmental Sciences). ISBN 9788793379527;

DENVER. **Urban Storm Drainage Criteria Manual: Volume 1. Management, Hydrology and Hydraulics**. Denver, Colorado 80211: 1969;

DEP. **Guidelines for the Design and Construction of Stormwater Management Systems**. New York, USA: New York City Department of Environmental Protection 2012;

DHAKAL, N. et al. Revisiting Modified Rational Method. *In: WORLD ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES CONGRESS*, 2011. p.751-762, 2011. ISSN 978-0-7844-1173-5;

DIAMOND, R. S.; KASSEL, B. G. A History of the Urban Underground Tunnel (4000 B.C.E. - 1900 C.E.). **Journal of Transportation Technologies**, v. Vol.08No.01, p. 33, 2018. Disponível em: < www.scirp.org/journal/paperinformation.aspx?paperid=80856 >;

DIAZ, J. C.; MIRÁS, J. Historic Urbanization Process in Spain (1746-2013): From the Fall of the American Empire to the Real Estate Bubble. **Journal of Urban History**, v.43, p.33-52, 2015;

EL-GOHARY, F. A. A historical perspective on the development of water supply in Egypt. *In: ANGELAKIS, A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Throughout the Millennia***. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap. 6, p.127-146. ISBN 9781780401041;

EVANS, S. T. Location and Orientation of Teotihuacan, Mexico: Water Worship and Processional Space. **Processions in the Ancient Americas**. EVANS, S. T. Pennsylvania, USA: Department of Anthropology of Penn State University. no.33: 52-121 p. 2016;

EVANS, S. T.; NICHOLS, D. L. Water Temples and Civil Engineering at Teotihuacán, Mexico. *In: NANCY GOLIN, K. D. F. (Ed.). **Human Adaptation in Mesoamerica: Empirical Approaches to Mesoamerican Archaeology***. Colorado, US: University Press of Colorado Boulder, v.1, 2015. cap. 2, p.25-51. ISBN 978-1-60732-392-1;

FANG, X. et al. **Literature Review on Timing Parameters for Hydrographs**. Department of Civil Engineering at Lamar University. Beaumont, Texas - USA, p.1-82. 2005;

FILHO, G. M. M. et al. Modelos Hidrológicos: Conceitos e Aplicabilidades. **Revista de Ciências Ambientais**, Canoas. v.6, n.2, p.35 a 47, 2012 / ISSN 1981-8858.

FLETCHER, T. et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, p. 525-542, 2014;

FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de retenção de águas pluviais com base no Método Racional**. 2004. Tese (Mestrado). Dissertação, UFPR, dez. 2004, Curitiba;

FRENCH, K.; DUFFY, C.; BHATT, G. The urban hydrology and hydraulic engineering at the classic Maya site of Palenque. **Water History**, v. 5, p. 43-69, 04/01 2013;

GIRNIUS, L. S. **Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016. doi:10.11606/D.3.2016.tde-25082016-100737. Acesso em: 2019-09-10.

GUO, J. Off-Stream Detention Design for Storm-Water Management. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 138, 2012;

GUO, J. C. Y. Detention Storage Volume for Small Urban Catchments. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 125, n. 6, p. 380-382, 1999.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9496%281999%29125%3A6%28380%29> >;

GUO, J. C. Y. Storm Hydrographs for Small Catchments. **IWRA International Journal of Water**, v.25, 2000;

GUO, J. C. Y. Rational Hydrograph Method for Small Urban Watersheds. **Journal of Hydrologic Engineering**, v.6, n.4, p.352-356, 2001.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%291084-0699%282001%296%3A4%28352%29> >;

HANNON, J. B. **Underground disposal of storm water runoff: design guidelines manual**. Washington, D.C.: FHWA - Federal Highway Administration. The Division : for sale by the Supt. of Docs., U.S.. Govt. Print. Off., 1980. ca. 300 p. in various pagings.

Disponível em: < <http://hdl.handle.net/2027/mdp.39015040750831> >;

HONG, Y.-H.; YEH, N.; CHEN, J.-Y. The simplified methods of evaluating detention storage volume for small catchment. **Ecological Engineering**, v. 26, n. 4, p. 355 - 364, 2006a.

Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0925857406000140> >;

HOPKINS, J. N. N. The Cloaca Máxima and the monumental manipulation of water in Archaic Rome. **The Waters of Rome**, v. 4, p. 1-15, 2007;

INNOCENTE, C.; CHAFFE, P. L. B. Uma revisão preliminar sobre a aplicação do hidrograma unitário na pesquisa, no ensino e na engenharia. *In*: XXII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Florianópolis, 2017. **Anais [...]**. Florianópolis: UFSC, 2017;

KHAN, S. Water Dams and Water Harvesting System Through history by Dr. saifDevelopments in water dams and water harvesting systems throughout history in different civilizations. **Journal of Hydrology**, v. 2, n. 2, p. 150-166, 06/03 2018;

KLINGBORG, P.; FINNÉ, M. Modelling the freshwater supply of cisterns in ancient Greece. **Journal of Water History**, v. 10, n. 2, p. 113-131, September 01 2018. ISSN 1877-7244. Disponível em: < <https://doi.org/10.1007/s12685-017-0209-y> >;

KOPP, L. M.; PAIVA, J. B. D. Avaliação e adequação de métodos de determinação do Hidrograma Unitário Sintético a pequenas bacias hidrográficas rurais. **RBE - Caderno de Recursos Hídricos**, v. Vol. II, nº 2, 2/dez/ 1993, p. p. 63 - 80, 1993;

KOUTSOYIANNIS, D. et al. Urban Water Management in Ancient Greece: Legacies and Lessons. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v.134, n.1, p.45-54, 2008. Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9496%282008%29134%3A1%2845%29> >;

KUICHLING, E. The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous areas. **Transactions, American Society of Civil Engineers** 20, p. p. 1–56, 1889a;

LENTZ, D. L.; DUNNING, N. P.; SCARBOROUGH, V. L. **Tikal: Paleoecology of an Ancient Maya City**. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2015. ISBN 9781107027930. Disponível em: < <https://books.google.com.br/books?id=JLt-oAEACAAJ> >;
LI, T. Issues and Strategies for the Conservation of the Artificial Water System in Hongcun, China. *In*: SHS WEB OF CONFERENCES MODSCAPES, 2018. **Annals** [...]. 2019. Disponível em: < <https://doi.org/10.1051/shsconf/20196304001> >;

LINSLEY, R. K. **Applied Hydrology**. McGraw-Hill, 1949;

LLOYD, S. D.; WONG, T.; CHESTERFIELD, C. Water Sensitive Urban Design – A Stormwater Management Perspective. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WATER SENSITIVE URBAN DESIGN. **Annals** [...]. Melbourne, Australia: Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology: 1-38 p. 2002;

LLOYD-DAVIES, D. E. The elimination of storm water from sewerage systems. **Minutes of Proceedings, Institution of Civil Engineers, Great Britain**, p. 164, 41, 1906.;

LYRINTZIS, A.; ANGELAKIS, A. Is the "Labyrinth" a Water Catchment Technology? A Preliminary Approach. *In*: IWA 1ST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WATER AND WASTEWATER TECHNOLOGIES IN ANCIENT CIVILIZATIONS, 2006. **Annals** [...]. Iraklio, Greece. IWA, 2006;

MAHMOUDIAN, S. A.; MAHMOUDIAN, S. N. Water and water supply technologies in ancient Iran. *In*: ANGELAKIS, A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Throughout the Millennia**. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap. 5, p.585. ISBN 9781780401041;

MASCARENHAS, F. et al. On-site stormwater detention as an alternative flood control measure in ultra-urban environments in developing countries. *In*: SEVENTH IAHS SCIENTIFIC ASSEMBLY AT FOZ DO IGUAÇU, 2005. **Anais** [...]. Foz do Iguaçu, 2005;

MAYS, L.; ANTONIOU, G.; ANGELAKIS, A. History of Water Cisterns: Legacies and Lessons. **Water**, v. 5, p. 1916-1940, 11/01 2013. ISSN 2073-4441;

MAYS, L. W. A very brief history of hydraulic technology during antiquity. **Environmental Fluid Mechanics**, v.8, n.5, p.471-484, December 01 2008. ISSN 1573-1510.

Disponível em: < <https://doi.org/10.1007/s10652-008-9095-2> >;

MAYS, L. W. Water supply sustainability of ancient civilizations in Mesoamerica and the American south-west. *In*: ANGELAKIS A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Throughout the Millennia**. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap. 13, p.319-350. ISBN 9781780401041;

MAYS, L. W.; ANGELAKIS, A. N. Ancient Gods and goddesses of water. *In*: ANGELAKIS, A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Through the Millennia**. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap. 1, p.1-16. ISBN 9781780401041;

MAYS, L. W.; SKLIVANIOTIS, M.; ANGELAKIS, A. N. Water for human consumption through history. *In*: ANGELAKIS, A. N. et al. (ed.). **Evolution of Water Supply Throughout the Millennia**. London, UK: IWA Publishing, 2012. cap. 2, p.19-40. ISBN 9781780401041;

MCCUEN, R. H.; WONG, S. L.; RAWLS, W. J. Estimating Urban Time of Concentration. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 110, n. 7, p. 887-904, 1984.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9429%281984%29110%3A7%28887%29> >;

MEJÍA RAMÓN, A. G.; JOHNSON, N. E. Sociopolitical organization, landscape change, and hydraulic engineering in the Teotihuacan Valley, Mexico: 1250 B.C.–A.D. 1810. **Wiley Interdisciplinary Reviews: Water**, v. 6, n. 2, p. e1335, 2019. ISSN 2049-1948.

Disponível em: < <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/wat2.1335> >;

MOURITZ, M. J. **Sustainable Urban Water Systems: Policy & Professional Praxis** 1996. Thesis (Doctorate of Philosophy). School of Social Science: Institute for Science and technology, Murdoch University, Perth, Australia;

MYERS, B. R.; PEZZANITI, D. Flood and Peak Flow Management Using WSUD Systems. **Approaches to Water Sensitive Urban Design**. SHARMA, A. K.; GARDNER, T., *et al*: Elsevier Science: 119-138 p. 2019;

OLIVERO, H. Desarrollo de los sistemas urbanos de abastecimiento de agua y alcantarillado en America Latina. *In*: SIMPOSIO SOMRE ADMINISTRACIÓN DE SERVICIOS DE AGUA Y ALCANTARILLADO. PÚBLICA, 1963. Medellín, Colombia: Banco Interamericano de Desarrollo. p.180-185;

ORTLOFF, C. Water engineering at Petra (Jordan): Recreating the decision process underlying hydraulic engineering of the Wadi Mataha pipeline system. **Journal of Archaeological Science**, v. 44, p. 91–97, 04/01 2014;

ORTLOFF, C. R. The Water Supply and Distribution System of the Nabataean City of Petra (Jordan), 300 bc – ad 300. **Cambridge Archaeological Journal**, v. 15, n. 1, p. 93-109, 2005. ISSN 0959-7743.

Disponível em: < <https://www.cambridge.org/core/article/water-supply-and-distribution-system-of-the-nabataean-city-of-petra-jordan-300-bc-ad-300/96C92EBE64E36A3DEB7574786AEB36FE> >;

ORTLOFF, C. R. Hydraulic Engineering in Petra. *In*: SELIN, H. (ed.). **Encyclopaedia of the History of Science, Technology, and Medicine in Non-Western Cultures**. Dordrecht: Springer Netherlands, 2016. p.2233-2244. ISBN 978-94-007-7747-7;

PIO, E. D. **Regionalização do hidrograma unitário sintético e dos coeficientes do hidrograma unitário sintético de Snyder para pequenas bacias rurais do Estado de São Paulo**. 1999. Tese (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil;

POERTNER, H. G. **Practices in Detention of Urban Stormwater Runoff: An Investigation of Concepts, Techniques, Applications, Costs, Problems, Legislation, Legal Aspects, and Opinions**. American Public Works Association, 1974;

PONCE, V. M. **Engineering Hydrology: Principles and Practices**. Prentice Hall, 1989;

PORTO, R. L. L. Escoamento Superficial Direto. *In*: UNIVERSIDADE, E. D. (ed.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos v.vol. 5, 1995. cap. Drenagem Urbana, (Coleção ABRH de Recursos Hídricos);

PORTO ALEGRE. **Plano Diretor de Drenagem**. Porto Alegre, RS: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre, 1995;

PRIARI, G. Promoting the Use of Public Areas for Sustainable Stormwater Management in Cities with Mediterranean Climate. **Proceedings**, v.2, p.632, 2018;

PUB. **ABC Waters Design Guidelines**. Public Utilities Board. Singapore: Singapore's National Water Agency: 101 p. 2011;

PUB. **On-Site Stormwater Detention Systems - Technical Guide**. Singapore's National Water Agency. Singapore: Singapore's Government 2013;

RATNAGAR, S. The drainage systems at Mohenjo-Daro and Nausharo: A technological breakthrough or a stinking disaster? **Studies in People's History**, v.1, p.1-6, 2014;

RODRIGUEZ-ITURBE, I.; MEJÍA, J. M. On the transformation of point rainfall to areal rainfall. **Water Resources Research**, v.10, n.4, p.729-735, 1974. ISSN 1944-7973. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1029/WR010i004p00729> >;

SAO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais - Aspectos tecnológicos: Fundamentos**. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano da PMSP). 220p. il. v.2 p. 2012;

SCARBOROUGH, V. L. et al. Water and sustainable land use at the ancient tropical city of Tikal, Guatemala. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v.109, n.31, p.408-413, 2012.
Disponível em: < <https://www.pnas.org/content/pnas/109/31/12408.full.pdf> >;

SCS. **Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application**. SCS. Soil Conservation Service. 1957;

SEIBT, A. C. et al. Comparação das vazões de projeto pelo método racional e método tempo área para bacias urbanas do município de Goiânia – GO. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. 2012. v.4, n.2, p.56-68. ISSN 2179-0612.
Disponível em: < <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/19513> >;

SILVEIRA, A. L. L. Fator de Pico para Hidrogramas Unitários Sintéticos Triangulares. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. 2016. v.21, p.46-52, 2016. ISSN 2318-0331.

Disponível em: < http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2318-03312016000100046&nrm=iso >;

SINGH, V. P. Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph. **Hydrological Processes**. 1997. v.11, n.12, p.1649-1669;

SINGH, V. P.; CRUISE, J. F. Analysis of the rational formula using a system approach. *In*: PUBLICATION, W. R. (ed.). **Catchment runoff and rational formula**. Littleton, Colorado: YEN, B. C., 1992. p.p.39-51;

SIVAPALAN, M.; BLOSCHL, G. Transformation of point rainfall to areal rainfall: Intensity-duration-frequency curves. **Journal of Hydrology**. v.204, n.1, p.150-167, 1998. ISSN 0022-1694;

SMITH, A. A.; LEE, K. B. The rational method revisited. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 11, n. 4, p. 854-862, 1984. ISSN 0315-1468.

Disponível em: < <https://doi.org/10.1139/l84-103> >. Acesso em: 2018/06/06;

SNYDER, F. F. Synthetic unit-graphs. **Eos, Transactions American Geophysical Union**, v. 19, n. 1, p. 447-454, 1938;

SRIWONGSITANON, N.; TAESOMBAT, W. Effects of land cover on runoff coefficient. **Journal of Hydrology**, v. 410, n. 3, p. 226 - 238, 2011. ISSN 0022-1694;

TASSI, R. Comparação De Duas Metodologias Para Determinação Do Volume De Detenção Em Pequenas Bacias Urbanas: O Caso De Porto Alegre/RS - Brasil. 2015;

TRINDADE, T. R.; SANT'ANNA, D. O.; ROMERO, M. A. Práticas e críticas sobre manejo de águas pluviais em macrobacias e microbacias na região metropolitana de São Paulo. *In*: NUTAU, 2014. **Anais [...]**. São Paulo: NUTAU-USP, 2014;

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. Editora da UFRGS, 2005. ISBN 9788570258236.

Disponível em: < <https://books.google.com.br/books?id=0KwMNAACAAJ> >;

USEPA. **Low Impact Development (LID): A Literature Review**. 1st. Washington, DC: United States Environmental Protection Agency, Office of Water, 2000. 35

Disponível em: < <https://books.google.com.br/books?id=C3U5MQAACAAJ> >;

WALEGA, A.; GRZEBINOĞA, M.; PALUSZKIEWICZ, B. On Using the Snyder and Clark Unit Hydrograph for Calculations of Flood Waves in a Highland Catchment (the Grabinka River Example). **Acta Scientiarum Polonorum Formatio Circumiectus**, v.10, p.47-56, 2011;

WEBB, R. W.; HIRTH, K. G. Rapidly abandoned househols at Xochicalco, Morelos, Mexico. **Mayab**. 13: 88 a 102 p. 2000;

WHELANS, C.; MAUNSELL, H. G.; THOMPSON, P. **Planning & Management Guidelines for Water Sensitive Urban (residential) Design: Consultants Report Prepared for the Department of Planning and Urban Development, the Water Authority of Western Australia and the Environmental Protection Authority.** CONSULTANTS, W. Perth, Australia: Department of Planning and Urban Development 1994;

WIGINGTON, E. M. **Transforming the Hydraulic Landscape of the Basin of the Mexico in the Postclassic and Colonial Periods: the Case of Chapultepec.** 2014. 62. Thesis (Master of Anthropology). Department of Anthropology, University of Colorado;

WILKERSON, J. L.; MERWADE, V. M. **Determination of Unit Hydrograph Parameters for Indiana Watersheds.** Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana. 2010;

WILLMOTT, C. J.; MATSUURA, K. Advantages of the mean absolute error (MAE) over the root mean square error (RMSE) in assessing average model performance. **Climate research**, v. 30, n. 1, p. 79-82, 2005. ISSN 0936-577X.

WRIGHT, K. R.; KELLY, J. M.; ZEGARRA, A. V. Machu Picchu: Ancient Hydraulic Engineering. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 123, n. 10, p. 838-843, 1997. Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9429%281997%29123%3A10%28838%29> >;

WRIGHT, K. R.; ZEGARRA, A. V.; LORAH, W. L. Ancient Machu Picchu Drainage Engineering. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 125, n. 6, p. 360-369, 1999.

Disponível em: < <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9437%281999%29125%3A6%28360%29> >;

XU, Y. S. et al. Design of sponge city: Lessons learnt from an ancient drainage system in Ganzhou, China. **Journal of Hydrology**, v. 563, p. 900-908, 2018/08/01/ 2018. ISSN 0022-1694.

Disponível em: < <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169418304979> >;

ZHANG, L. et al. Nature-Inspired Stormwater Management Practice: The Ecological Wisdom Underlying the Tuanchen Drainage System in Beijing, China, and its Contemporary Relevance. *In*: YANG, et al. (ed.). **Ecological Wisdom: Theory and Practice.** Singapore: Springer Singapore: 89-109 p. 2019;

ZHENG, S. et al. Ecological Wisdom and Inspiration Underlying the Planning and Construction of Ancient Human Settlements: Case Study of Hongcun UNESCO World Heritage Site in China. **Sustainability**, v.10, p.1345, 04/26 2018;

ZIMMERER, K. S. The origins of Andean irrigation. **Nature**, v. 378, n.6556, p.481-483, 1995. ISSN 1476-4687.

Disponível em: < <https://doi.org/10.1038/378481a0> >;