

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO ESCOLA POLITÉCNICA

Daniel Vitor Lobon Ruiz
Felipe de Paula Joaquim
Pedro Henrique Mota Lima
Pedro de Szentmiklósy Teixeira Nogueira

Drenagem urbana:
Aplicação à bacia do Córrego Verde/SP

São Paulo,
2017

Daniel Vitor Lobon Ruiz
Felipe de Paula Joaquim
Pedro Henrique Mota Lima
Pedro de Szentmiklósy Teixeira Nogueira

Drenagem urbana: Aplicação à bacia do Córrego Verde/SP

Relatório final, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de São Paulo, como parte das exigências para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: José Rodolfo Scarati Martins

São Paulo,
2017

Catálogo-na-publicação

Ruiz, Daniel Vitor Lobon

Drenagem urbana: Aplicação à bacia do Córrego Verde/SP / D. V. L. Ruiz, F. P. Joaquim, P. H. M. Lima, P. S. T. Nogueira -- São Paulo, 2017.
169 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental.

1.Drenagem urbana 2.Bacia hidrográfica 3.Macrodrenagem
4.Reservatórios I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental II.t. III.Joaquim,
Felipe de Paula IV.Lima, Pedro Henrique Mota V.Nogueira, Pedro de
Szentmiklósy Teixeira

AGRADECIMENTOS

Agradecemos, primeiramente, ao Prof. Dr. Rodolfo Scarati, por nos ter dado sua orientação, conhecimento, disponibilidade e apoio durante todo o projeto.

Ao Prof. Dr. Joaquin Garcia por sua presença em nossas bancas de avaliação e seu auxílio e disponibilidade sempre que precisamos de qualquer tipo de ajuda.

À Prof. Dra. Karin Marins por estar também presente em nossas bancas de avaliação e nos aconselhar e incentivar na realização deste trabalho.

Gostaríamos de prestar nosso agradecimento também à Carla Franco da Silva, à Letícia Perez e ao Conrado Travassos pela ajuda ao longo do ano. Foram informações e conselhos essenciais para a boa execução deste projeto.

À Comptational Hydraulics International pela gentileza de nos fornecer uma licença para uso do software PCSWMM.

Às nossas famílias e amigos próximos pelo apoio e suporte durante esta fase intensa de nossas vidas. Sem este apoio não teríamos chegado a este ponto e vocês também são parte disso. Muito obrigado!

RESUMO

A cidade de São Paulo não possui um sistema de drenagem urbana capaz de dar total segurança à população, de forma que chuvas podem significar não apenas grandes prejuízos econômicos, mas também podem custar vidas. Algumas soluções atuais de drenagem se mostram ineficientes frente ao crescimento da cidade e da impermeabilização do solo, que geram volumes maiores de escoamento e menores tempos de concentração. Neste estudo foram analisadas novas soluções de drenagem para a bacia do Córrego Verde na região oeste da cidade de São Paulo. Com o uso do software PCSWMM, a bacia foi modelada na situação atual e com a proposta de uso de reservatórios lineares. Foram obtidos resultados significativos de redução do escoamento superficial na região, indicando a eficácia desta alternativa.

ABSTRACT

The city of São Paulo does not present a drainage system capable of providing security for its population, which means that a rain event may cause not only great economic impact but also life losses. Some of the actual engineering drainage solutions have shown themselves to be inefficient in the context of growing cities with increasing impervious surfaces, which leads to greater surface runoff and shorter lag time. This study analysed a new urban drainage system project to be implemented in the Córrego Verde's drainage basin in São Paulo's western zone. The PCSWMM software was used to model current situation and the effects brought by the proposed linear reservoirs. Significant reduction of the surface runoff was observed with this solution.

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	A urbanização e suas consequências	19
1.2	Como a drenagem sustentável funciona	20
1.3	Complexidade do tema e como proceder no caso em estudo	22
2.	OBJETIVOS	25
2.1	Foco São Paulo: Córrego Verde	25
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
3.1	Cheias Urbanas.....	27
3.2	Conceitos Básicos de Hidrologia Superficial	29
3.2.1	Ciclo Hidrológico	30
3.2.2	Bacia Hidrográfica.....	31
3.2.3	Declividade do Curso d'água Principal	33
3.2.4	Tempo de Concentração.....	34
3.2.5	Área de Drenagem.....	37
3.2.6	Precipitação	38
3.2.7	Distribuição Temporal da Chuva	41
3.2.8	Distribuição Espacial da Chuva.....	42
3.2.9	Escolha do Período de Retorno	43
3.2.10	Infiltração.....	46
3.2.11	Retenção em Áreas com Cobertura Vegetal.....	50
3.3	Vazões de Projeto	52
3.3.1	Precipitação Excedente	53
3.3.2	Método do Soil Conservation Service (SCS)	53
3.3.3	Métodos Baseados na Teoria do Hidrograma Unitário	59
3.4	Qualidade da água	59
3.4.1	Principais fontes geradoras de carga difusa.....	61
3.4.2	Impactos sobre a qualidade da água do corpo receptor.....	61
3.4.3	Indicadores para qualidade da água	62
3.5	Medidas não estruturais	63
3.6	Medidas estruturais: Dispositivos de drenagem sustentável	64

3.6.1	Descrição dos dispositivos	65
3.6.2	Dimensionamento dos dispositivos de drenagem sustentável.....	70
3.7	Modelagem Computacional.....	83
3.7.1	Modelagem de chuvas	84
3.7.2	Entrada de dados de chuvas para simulação.....	85
3.7.3	Modelagem de Vazão	88
3.7.4	Escolha de programa	88
3.7.5	SWMM.....	88
3.8	Avaliação de custos e benefícios	91
3.8.1	Análise e avaliação dos benefícios	91
3.8.2	Divisão dos custos da drenagem	92
3.8.3	Estudo de Viabilidade	92
3.8.4	Consideração de cenários futuros para o projeto	93
3.9	Legislações ligadas à Drenagem Urbana.....	94
3.9.1	Constituição federal	94
3.9.2	Estatuto da cidade	95
3.9.3	Política Nacional do Meio Ambiental	96
3.9.4	Drenagem no Plano Diretor Estratégico da Cidade de São Paulo.....	97
4.	ESTUDO DE CASO: BACIA DO CÓRREGO VERDE I EM SP	99
4.1	Introdução à Bacia do Córrego Verde I	99
4.2	Modelagem da Bacia Hidrográfica	106
4.2.1	Visita de campo	106
4.2.2	Criação do modelo.....	110
4.2.3	Primeira simulação: Verificação dos pontos críticos.....	128
4.3	Intervenções propostas	134
4.3.1	Comparação de cenários: Antes e depois das intervenções	142
4.3.2	Custos associados às intervenções propostas.....	156
5.	ANÁLISE CRÍTICA	162
6.	CONCLUSÕES	164
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	166

Relação de tabelas

Tabela 3-1: Períodos de retorno propostos pela prefeitura de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).....	44
Tabela 3-2: Períodos de retorno para áreas alagáveis (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	45
Tabela 3-3: Relação entre período de retorno e vida útil da obra, resultando no risco associado a estes valores (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	46
Tabela 3-5: Quantidades de tipos de cargas difusas no Rio Pinheiros	60
Tabela 3-6: Tabela de porcentagem de remoção de poluentes por técnica compensatória	72
Tabela 3-7: Tabela de coeficientes de segurança para estruturas de infiltração (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).....	78
Tabela 3-8: Tabela de ordens de grandeza de condutividade hidráulica em diferentes solos.....	79
Tabela 3-9:Tabela de coeficientes de redução de permeabilidade e superfícies de infiltração	79
Tabela 3-10: Tabela de cálculo de volumes máximos para diferentes configurações	82
Tabela 3-11 Intensidades máximas de chuva (mm/h) fonte:(DAEE – CTH, 2015)86	
Tabela 3-12 Alturas máximas de chuvas (mm) fonte:(DAEE – CTH, 2015).....	86
Tabela 4-1: Tabela de áreas referentes ao uso de solo.....	104
Tabela 4-2: Padrões de uso e ocupação do solo e CNs utilizados no modelo....	118
Tabela 4-3: CN de acordo com o tipo de solo para a RMSP (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c).....	120
Tabela 4-4: Localização e trechos da galeria do braço 1 do Córrego Verde (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011).....	122
Tabela 4-5: Totais precipitados a partir da relação IDF para São Paulo (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011).	127
Tabela 4-6: Valores de redução na lâmina d'água escoada nas ruas.	151
Tabela 4-7: Valores médios de redução da lâmina d'água, fluxo superficial e fluxo superficial máximo nas regiões das alterações do modelo.....	153
Tabela 4-8 - Quantidades de bocas de lobos e custos.	157
Tabela 4-9 - Descrição dos reservatórios modelados.....	158
Tabela 4-10 - Custos dos reservatórios e custo total.....	159

Tabela 4-11 - Listas de reservatórios utilizados para cálculo de preço médio por volume (PEREIRA, 2014).	160
--	-----

Relação de figuras

Figura 1-1: Comparação esquemática do escoamento superficial em diferentes ambientes (WOODS BALLARD et al., 2015).	20
Figura 2-1: Mapa da bacia hidrográfica do Córrego Verde, SP.	26
Figura 3-1: Número de eventos de enchentes registrados desde a década de 60, por países e poder aquisitivo da população afetada (TANOUE; HIRABAYASHI; IKEUCHI, 2016).	27
Figura 3-2: Modificações de uma bacia em consequência da urbanização (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).	28
Figura 3-3: Urbanização, inundações e poluição (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	29
Figura 3-4: Ciclo hidrológico (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE, 2017).	30
Figura 3-5: O aumento da impermeabilização e suas consequências para o ciclo hidrológico (MOURA, 2013).	31
Figura 3-6: Representações esquemáticas de bacias hidrográficas (BBC UK, 2014).	32
Figura 3-7: Obtenção do tempo de pico (Tp) a partir do hidrograma de um evento de chuva (DE ALMEIDA et al., 2013).	34
Figura 3-8: Equações para se estimar o tempo de concentração em horas (DE ALMEIDA et al., 2013).	36
Figura 3-9: Comparação de bacias com compacidades diferentes e as respectivas vazões resultantes (OLIVEIRA, 1990).	38
Figura 3-10: Exemplos de hietogramas, nas formas contínuas e de barras, respectivamente (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	42
Figura 3-11: Variação da vazão de pico a medida que se varia o período de retorno (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	45
Figura 3-12: Condutividade hidráulica K em função do tipo de solo (TOMAZ, 2007).	47
Figura 3-13: Taxa de infiltração, intensidade da chuva em função do tempo (ASCE, 1992).	50
Figura 3-14: Valores de CN para as sub-bacias hidrográficas do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	56
Figura 3-15: Valores de CN atuais para as sub-bacias hidrográficas do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	57

Figura 3-16 : Valores de CN futuros para as sub-bacias hidrográficas do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	58
Figura 3-18: Hidrograma e seus parâmetros (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).	59
Figura 3-21: Esquema de reservatório de detenção (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	66
Figura 3-22: Esquema de reservatório de retenção (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	67
Figura 3-23: Esquema de pavimento permeável (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	68
Figura 3-24: Esquema de trincheira de infiltração (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	69
Figura 3-25: Exemplo de parque em Champaign, Illinois, que combina diversas técnicas compensatórias, aliadas a um projeto paisagístico (<i>FOTH, [s.d.]</i>).....	70
Figura 3-26: Efeito de amortecimento de reservatórios in-line e off-line (SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO, 2012b)	73
Figura 3-27: Parcelas da equação da continuidade (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	74
Figura 3-28 Parcelas da equação de orifício (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)	76
Figura 3-29: Fluxograma de escolha da superfície de infiltração de projeto de uma trincheira.....	80
Figura 3-30: Curva PD para o período de retorno escolhido e curva de descarga (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011)	81
Figura 3-31: Mapa do estado de São Paulo com a localização de estações pluviométricas e fluviométricas (fonte: Hidroweb-ANA).....	84
Figura 3-32: Esquema de como o SWMM processa os objetos (ou parâmetros) a serem simulados. Fonte:(U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY et al., 2016, p. 18)	90
Figura 4-1: Localização da bacia.....	99
Figura 4-2: Imagem da Bacia do córrego verde I, em 1930. Uma observação mais atenta (observando o traçado azul mais claro) mostra sinais de que o seu percurso foi alterado fortemente para se adequar às quadras e ao crescimento urbano (SARA Brasil 1930)	100
Figura 4-3: Curvas de nível do Córrego Verde.	102

Figura 4-4: Pontos de Interesse, linhas de metrô e rede de gás.....	103
Figura 4-5: Bacia do córrego verde I discriminada em seu uso de solo e suas respectivas áreas totais	104
Figura 4-6: Enchente na Vila Madalena (tirada em 16/02/2011).....	105
Figura 4-7: Foto aérea de enchente na Rua Medeiros de Albuquerque-Vila Madalena(GAZETA DE PINHEIROS, 2015)	106
Figura 4-8: Medições sendo realizadas pelo grupo na rua Abegoária.	107
Figura 4-9: Área de possível implantação de reservatório, no início da rua Abegoária, esquina com as ruas Simpatia e João Moura.	107
Figura 4-10: Área crítica de alagamento, no início da rua Aspicuelta.	108
Figura 4-11: Beco do Batman, um dos pontos mais baixos da primeira porção da bacia e um dos mais críticos em termos de inundações.	108
Figura 4-12: Trecho de acesso à galeria do Córrego Verde, entre as ruas Harmonia e Girassol.	109
Figura 4-13: Dados de entrada para criação do modelo do terreno no PCSWMM.	110
Figura 4-14: Seção tipo de uma avenida.	111
Figura 4-15: Região da bacia modelada e suas seções tipo.....	112
Figura 4-16 Histograma da Banda 1.....	113
Figura 4-17 Imagem falda-cor com banda 1-azul, banda 2- verde e banda 5 vermelho. (referente ao dia 09/09/2013 às 14:18:13).....	114
Figura 4-18 Imagem segmentada pelo Spring.....	115
Figura 4-19 Classificação não-supervisionada	115
Figura 4-20 Rotulação das áreas de interesse	116
Figura 4-21 Resultado final das áreas verdes presentes na bacia.....	117
Figura 4-22: Exemplo de microbacia modelada no PCSWMM.	121
Figura 4-23: Trecho em planta da galeria modelado, neste caso com uma seção circular.....	123
Figura 4-24: Mesmo trecho modelado, em perfil.	123
Figura 4-25: Ligação dos orifícios de cada microbacia à galeria do rio.....	124
Figura 4-26: Orifício modelando uma boca de lobo equivalente para a microbacia.	125
Figura 4-27: Chuva de projeto utilizada.A figura a seguir mostra o hidrograma deste evento, utilizado no próprio programa para cálculo da simulação.	126
Figura 4-28: Imagem veiculada na imprensa sobre a enchente do dia 05 de março de 2017 (G1 SÃO PAULO, 2017b).	127

Figura 4-29: Mancha de inundação obtida após a primeira simulação do modelo.	129
Figura 4-30: Comparação dos níveis d'água dos condutos antes e no momento mais crítico da chuva de projeto, evidenciando a saturação da galeria.	130
Figura 4-31: Modelo da situação atual da galeria do Córrego Verde na Rua Abegoária submetida à chuva de projeto.	131
Figura 4-32: Modelo da situação atual da galeria do Córrego Verde na Rua Mateus Grou submetida à chuva de projeto.	132
Figura 4-33: Modelo atual da região do Beco do Batman submetido à chuva de projeto.	133
Figura 4-1: Período seco, sem vazão (FCTH, 2014a)	134
Figura 4-2: Vazão baixa, operação pelo orifício (FCTH, 2014a)	134
Figura 4-3: Vazão alta, operação também pelo vertedor (FCTH, 2014a)	135
Figura 4-4: Execução de supertubo na região da Lombardia, Itália (ABCP, 2016)	135
Figura 4-34: Localização do reservatório linear na rua Abegoária. Erro! Indicador não definido.	
Figura 4-35: Localização do reservatório no encontro das ruas Abegoária e Cipriano Jucá.	Erro! Indicador não definido.
Figura 4-36: Localização do reservatório no encontro da rua Medeiros de Albuquerque com Aspicuelta.	Erro! Indicador não definido.
Figura 4-37: Localização do reservatório linear na rua Mateus Grou.	Erro! Indicador não definido.
Figura 4-38: Localização dos reservatórios nas ruas Artur de Azevedo e Fradique Coutinho.	Erro! Indicador não definido.
Figura 4-39: Modelo da bacia (ruas, galeria e reservatórios) pós intervenções.	143
Figura 4-40: Galeria na região da rua Abegoária, antes e depois da adoção dos reservatórios.	144
Figura 4-41: Escoamento na galeria na região das ruas Luis Murat e Belmiro Braga, após as intervenções.	145
Figura 4-42: Comparação entre cenários com e sem reservatórios neste trecho da galeria.	146
Figura 4-43: Galeria da rua Mateus Grou, antes da adoção do reservatório linear.	146
Figura 4-44: Modelo da galeria da rua Mateus Grou, com adoção do reservatório linear.	147

Figura 4-45: Comparação da situação da galeria da rua Mateus Grou, antes e depois da adoção dos reservatórios.	147
Figura 4-46: Efeito dos dois reservatórios Offline nos respectivos trechos da galeria.	148
Figura 4-47: Trechos da galeria à jusante da rua Mateus Grou (após bifurcação).	148
Figura 4-48: Trecho que evidencia o comportamento observado no trecho mais baixo da bacia.....	149
Figura 4-49: Detenção gerada pelos reservatórios à montante.	150
Figura 4-50: Principais reduções de lâmina d'água em relação à situação atual	152
Figura 4-51: Gráfico de melhorias observadas nos escoamentos superficiais nas vias (lâmina d'água).....	153
Figura 4-52: Gráfico de melhorias observadas nos escoamentos superficiais nas vias (fluxo máximo).	154
Figura 4-53: Exemplos de lâminas d'água antes e depois.....	155
Figura 4-54: Manchas de inundação da bacia, antes e depois das intervenções propostas (para um evento de período de retorno de 100 anos).....	156

1. INTRODUÇÃO

1.1 A urbanização e suas consequências

A urbanização é um processo cada vez mais estudado e de elevada importância na sociedade contemporânea. Ela representa uma das mais significativas manifestações da atividade humana, e pode ser definida como um processo de movimentação social que adensa determinado território, influenciado também por aspectos políticos, econômicos e ambientais. Esta estruturação tem muitas implicações no meio e na sociedade. Dentre estes, podemos destacar a alteração dos processos hidrológicos. É um efeito claramente observado na bacia do Córrego Verde I (com início na região do Sumaré e av. Heitor Penteado, se estendendo até o rio Pinheiros), foco de estudo do presente relatório.

Isso pode ser entendido melhor se for lembrado que, historicamente, o crescimento e a urbanização sempre ocorreram perto de cursos d'água. O desenvolvimento, muitas vezes mal planejado, destas regiões impôs uma pressão sobre as áreas próximas aos rios, promovendo a ocupação do leito maior destes. Com isso, a inundação temporária das várzeas, que é um processo natural, passou a ser vista como um problema urbano.

Para sua razão ser melhor entendida, devemos entender a diferença que a urbanização causa no ciclo da água. O ciclo, em condições naturais, mantém o seu balanço principalmente por meio das seguintes etapas: evaporação, precipitação, infiltração e recarga da água do subsolo, e absorção e transpiração por parte da vegetação. A rápida urbanização de uma determinada área afeta diretamente este ciclo, pois gera uma redução na permeabilidade do solo, uma vez que superfícies de livre absorção são substituídas por áreas impermeáveis (como telhados, pavimentos, edificações, etc.), além da remoção de áreas verdes, que reduzem a velocidade e o volume total da água escoada (pela interceptação, retenção e infiltração da água).

Além disso, uma vez que o escoamento superficial em ambientes urbanos é elevado, muitos resíduos, partículas e poluentes advindos das atividades humanas são incorporados à água, fato que caracteriza a poluição difusa. Sem a devida

intervenção, tais poluentes irão naturalmente terminar em cursos d'água, rios e mananciais, colocando em risco o meio ambiente e a saúde pública.

Para se ter uma ideia de quanto a urbanização afeta o regime de escoamento, em áreas rurais cerca de 90% da água da chuva permanece na região que caiu, enquanto em ambientes urbanos cerca de 70% da água é levada através dos sistemas de drenagem (WAGNER; KRAUZE; ZALEWSKI, 2013). A abordagem dos sistemas de drenagem sustentáveis retoma de certa forma o processo hidrológico natural através do controle na fonte, aliviando a carga que tem que ser absorvida pelo sistema de drenagem tradicional. Deste modo, a água deixa de ser vista como uma ameaça e passa a ser vista como parte de um processo natural e que pode ser manejado. Tais métodos de drenagem sustentável das águas serão explorados e aplicados com maiores detalhes neste trabalho.

A figura a seguir ilustra esquematicamente as principais diferenças entre um ambiente urbanizado e um ambiente rural em relação à permeabilidade e ao escoamento superficial de água devido à chuva.

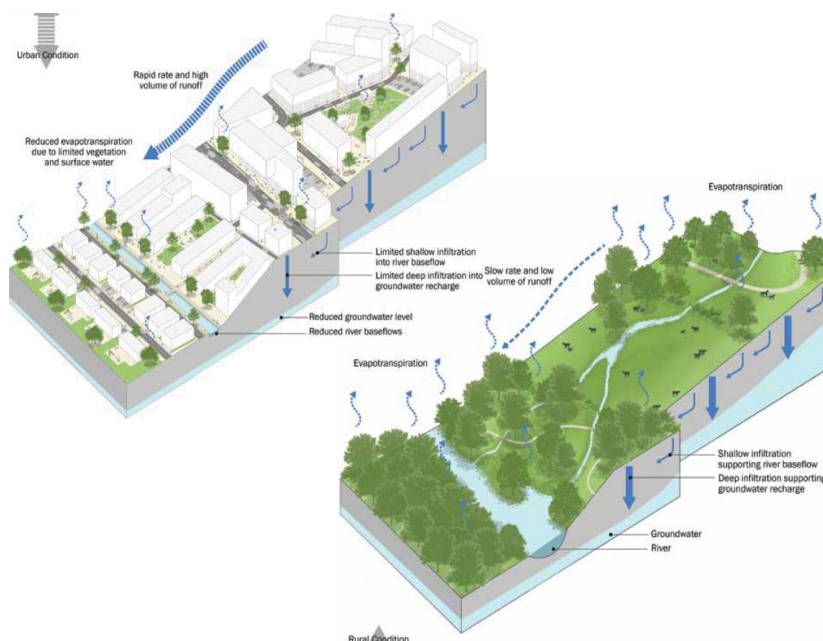


Figura 1-1: Comparação esquemática do escoamento superficial em diferentes ambientes (WOODS BALLARD et al., 2015).

1.2 Como a drenagem sustentável funciona

De acordo com a Comissão de Brundtland (1987), o desenvolvimento sustentável é aquilo que permite satisfazer as necessidades da geração atual sem comprometer a capacidade das gerações futuras satisfazerem as suas necessidades (RIGHETTO, 2009). Tal conceito também tem de ser aplicado como base nas políticas ambientais e neste caso, nas políticas e práticas de drenagem urbana de águas pluviais.

As práticas de projeto consideradas tradicionais procuram atacar a consequência indesejável do problema. No caso da drenagem urbana, procuram atacar o excesso de água, a partir do incremento da geração de escoamentos. No entanto, essa abordagem pode transferir muitas vezes os problemas de alagamento para trechos situados rio abaixo, já que privilegiam a abordagem local (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

Já na drenagem sustentável, o aspecto importante é o fato de que a adoção de práticas sustentáveis tem um efeito cumulativo e funcionam melhor se usadas como um sistema e não como um conjunto de soluções locais e isoladas. Isto é, o projeto e a gestão de sistemas de água urbanos baseados na análise de todo o sistema conduzem a soluções mais eficientes do que o projeto e a gestão de elementos do sistema individualmente (Integrated Urban Water Management in the City of Future – ICLEI – European Secretariat, 2011). A abordagem deve ser ampla e integrada no espaço e no tempo. Daí nota-se a importância dos planos e do planejamento da drenagem urbana. Isto é, tais medidas buscam intervenções distribuídas, a fim de resgatar padrões de escoamento anteriores à urbanização.

Este sistema coeso e contínuo garante, além disso, um apoio aos processos ecológicos relativos à fauna e à flora do ambiente urbano. Os benefícios dessas soluções englobam uma vasta gama de desenvolvimento em diversas áreas. Existem consequências positivas muitas vezes imensuráveis que ocorrem de maneira indireta, mas que não por isso são menos importantes. Isso gera um ciclo virtuoso de combate a diversos problemas decorrentes das mudanças climáticas. O ambiente urbano torna-se mais resiliente, ou seja, resiste, lida, maneja e recupera a estabilidade com maior eficiência. Logo, a água e a vegetação devem ser incluídas tanto a nível local quanto a nível de planos estratégicos para o desenvolvimento de uma cidade.

1.3 Complexidade do tema e como proceder no caso em estudo

O problema de inundações e cheias já é antigo. Existem cidades que se preocupam e estudam esses problemas há anos, como o caso de locais dos Países Baixos, onde são feitos planos e projetos de escoamento e drenagem desde os anos cinquenta. Para se ter um bom resultado são necessários investimentos, mas antes deve-se ter em vista um bom plano. Os casos de técnicas e projetos de sucesso têm como característica terem sido bem planejados e executados.

O plano de drenagem deve ser um documento técnico, com informações suficientes, confiáveis, orientações de ações e decisões a serem tomadas em diferentes ocasiões, sempre prevendo necessidades futuras. É necessário um projeto sólido, bem estruturado, que analise e leve em consideração todos os aspectos relevantes da drenagem urbana. Devem estar contidos questões institucionais, legais, culturais, gerenciais, econômicas, políticas, arquitetônicas, ambientais, técnicas, físicas, hidráulicas, além de buscar fazer as projeções necessárias com a maior acurácia possível. (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012a)

No caso do projeto estudado é necessário entender os aspectos, causas e consequências da drenagem, saber harmonizar a necessidade de estruturação da cidade com o interesse da população local. Não é suficiente pensar somente em formas de escoar a água, também é necessário pensar em como isto será feito, como a população será afetada, como o lugar de destino da água será afetado, isto é, como sanar o problema da melhor forma possível.

O projeto em questão enfrenta a problemática de estar localizado em uma região densamente urbanizada. Qualquer tipo de alteração pode ser muito onerosa, em relação a regiões menos urbanizadas, além de perturbar uma parcela relevante da população. Isso torna o planejamento um ponto ainda mais importante já que o projeto terá pouca flexibilidade para eventuais alterações ou para contornar imprevistos após o início das obras.

Portanto, um projeto de drenagem em áreas urbanas não deve só considerar a capacidade de mitigação de inundações, deve levar em conta o custo, os benefícios e os prejuízos aceitos, caso contrário ele pode se tornar inviável. Uma base para o desenvolvimento do sistema de drenagem é o Plano Diretor de

Drenagem Urbana, que apresenta uma programação de ações com medidas estruturais e não-estruturais, controles de escoamento e cronogramas de implantação e acompanhamento das ações propostas.(PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, 2014)

Além de haver o problema de instalação e renovação do sistema de drenagem que comporte a quantidade da água, há também o problema de controlar a sua qualidade. No curso d'água estudado existe um grande número de ligações indevidas de esgoto, além da poluição que a própria água em escoamento carrega nas vias urbanas.

As opções técnicas de drenagem, ou dispositivos, não devem ser escolhidas somente com base na facilidade de implementação, mas também no controle de qualidade e de quantidade da água drenada. Deve existir uma preocupação de como o volume será transportado e qual o resultado que isso irá causar no local de despejo.

2. OBJETIVOS

Este projeto tem como finalidade principal estudar e compreender o funcionamento dos atuais dispositivos de drenagem urbana e propor opções que podem ser mais vantajosas para a cidade de São Paulo, especificamente para a bacia em estudo. Inicialmente buscou-se realizar uma proposta de drenagem urbana sustentável, porém, ao longo do desenvolvimento do trabalho, o escopo foi alterado para apenas o controle da quantidade de água drenada. Apesar disso, o conteúdo referente aos dispositivos de drenagem sustentável, entre outras informações, foi mantido no texto.

Foi realizado um estudo de caso na bacia do Córrego Verde na cidade de São Paulo, onde foram feitas análises da aplicação de conjuntos de soluções de drenagem. Ao final é proposto um conjunto de alterações no sistema, de forma a reduzir os impactos causados pelos eventos de chuva na região.

2.1 Foco São Paulo: Córrego Verde

No âmbito da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) é possível observar a necessidade de se avaliar a adoção de sistemas de drenagem mais eficientes. Sendo a maior metrópole do hemisfério sul, em São Paulo os problemas trazidos pelas mudanças climáticas e alta impermeabilização de solo são ainda mais aparentes.

Pensando nisso nota-se um caso na capital de grande importância e que pode exemplificar muito bem (a nível de estudo de um trabalho de formatura) os problemas relativos à conciliação da urbanização já estabelecida e a drenagem de uma bacia hidrográfica: a do Córrego Verde. Passando pelo distrito de Pinheiros, zona central de alto IDH (960), o córrego verde foi canalizado para dar espaço a moradias e hoje apresenta problemas de inundação em épocas de chuvas fortes como também apresenta contaminação devido a lançamento de esgoto.

Devido à existência de 2 braços do córrego verde, o braço 1 foi escolhido como foco do estudo, tendo ele capacidade espacial para receber diferentes medidas para o manejo da bacia como um todo.

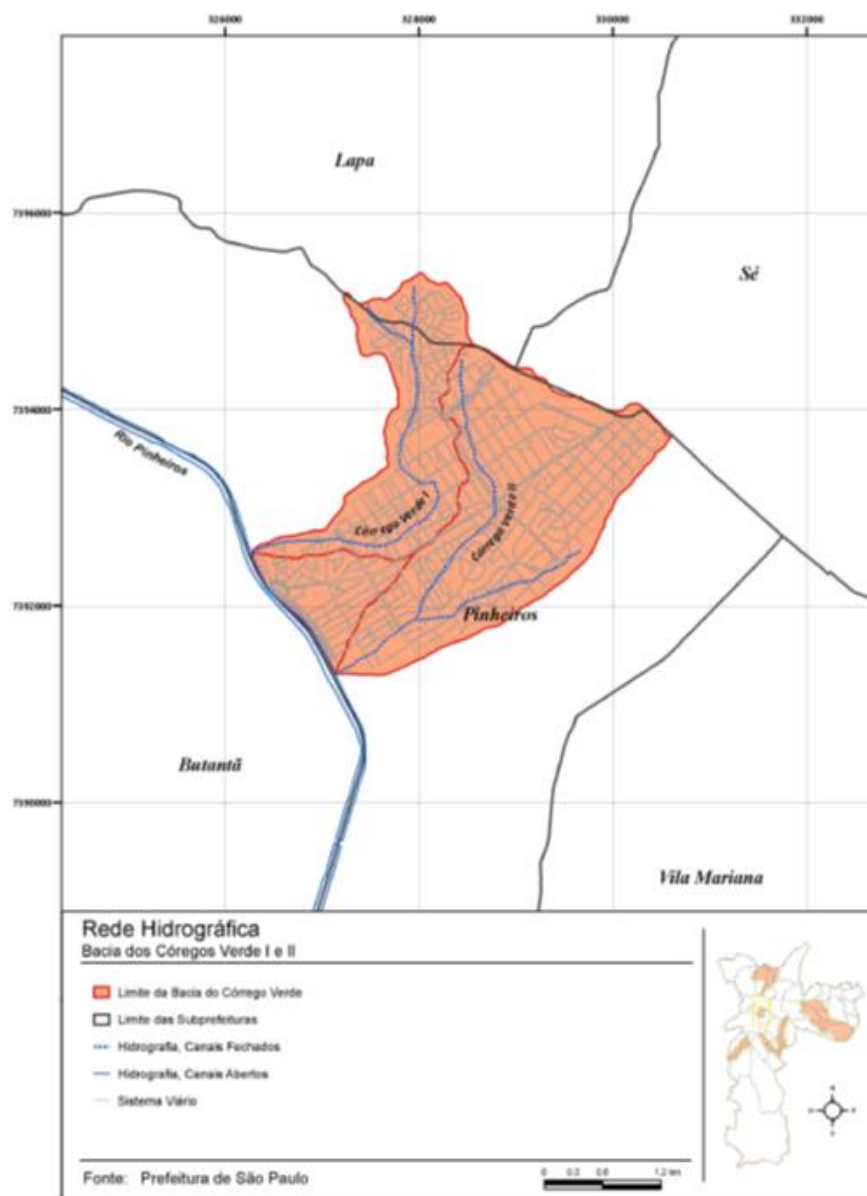


Figura 2-1: Mapa da bacia hidrográfica do Córrego Verde, SP.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Cheias Urbanas

O problema das enchentes urbanas acompanha diretamente a história da humanidade e da urbanização. À medida em que o desenvolvimento urbano tende a remover a cobertura vegetal original, aumentar a impermeabilização do solo, diminuir áreas de retenção natural, ocupar áreas ribeirinhas, canalizar cursos d'água, a cidade passa a acumular uma frequência maior e um agravamento das cheias, acarretando perdas sociais e econômicas de grande porte. As cheias são provocadas diretamente pelo excesso de escoamento superficial, que é gerado pela precipitação intensa, processo natural, cíclico e benéfico ao meio ambiente. É importante ressaltar que a existência de chuvas intensas convectivas também pode se agravar pela ação antrópica, devido ao fenômeno das ilhas de calor em ambientes densamente urbanizados.

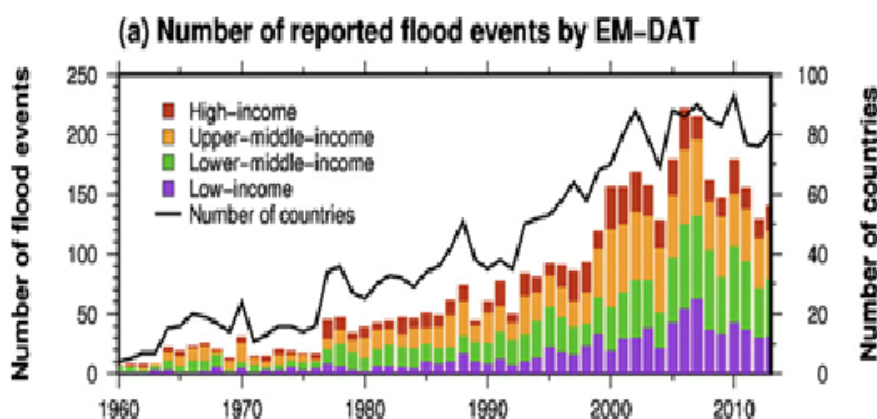


Figura 3-1: Número de eventos de enchentes registrados desde a década de 60, por países e poder aquisitivo da população afetada (TANOUE; HIRABAYASHI; IKEUCHI, 2016).

No entanto, não se pode associar a presença de água e de rios como algo prejudicial às cidades. Muito pelo contrário, a água sempre foi um fator condicionante e preponderante para a fixação de comunidades e posterior desenvolvimento de civilizações. O que é prejudicial às grandes cidades é quando as cheias causam prejuízos na qualidade de vida da população, em habitações, transportes, saneamento, saúde, etc.

Do ponto de vista hidrológico, o que ocorre nas bacias hidrográficas

urbanizadas é um aumento da vazão de pico da cheia, com um menor tempo de escoamento associado a esta vazão, uma vez que há uma diminuição das retenções superficiais, da vegetação e um aumento da impermeabilização do solo. A seguir, a Figura 3-2 exemplifica esquematicamente estas diferenças.

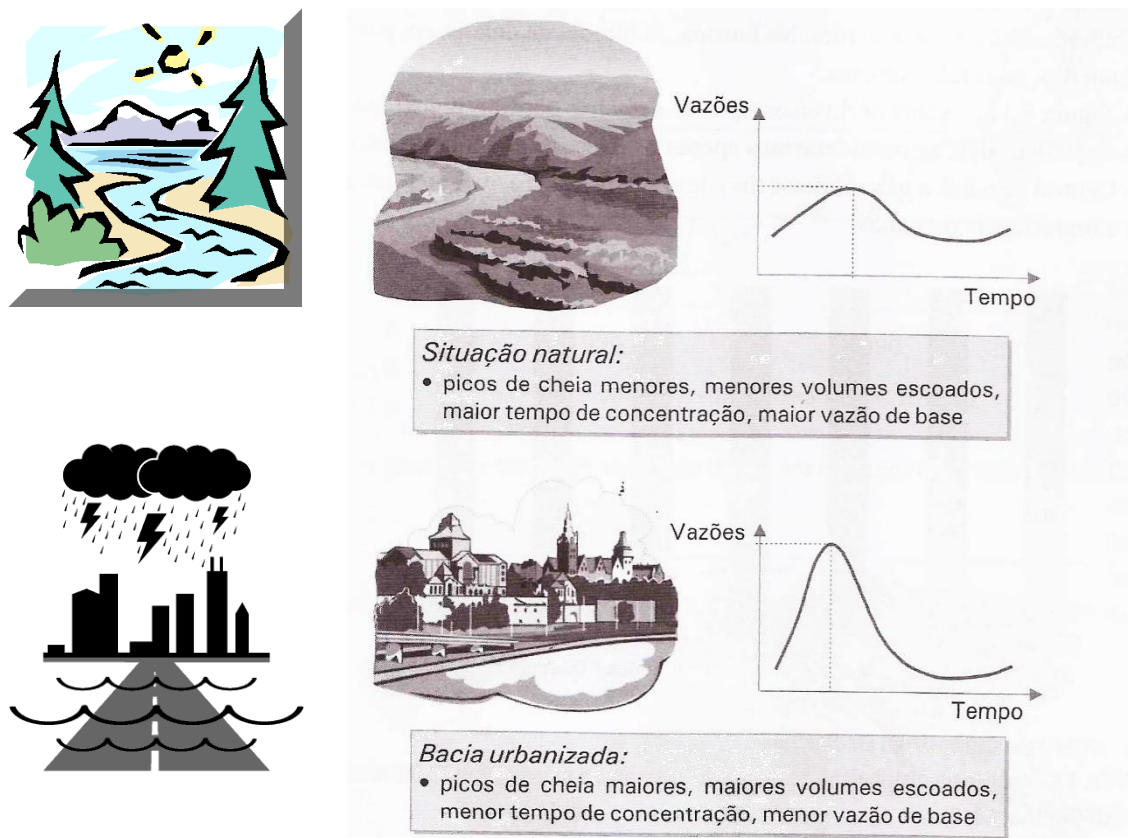


Figura 3-2: Modificações de uma bacia em consequência da urbanização (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

Conforme apresentado na introdução deste trabalho, o manejo sustentável de águas pluviais propõe a recuperação de características hidrológicas naturais da bacia, ou seja, anteriores ao processo da urbanização. Buscam-se soluções compensatórias, que buscam justamente compensar os efeitos do crescimento das cidades. Assim, podemos classificar as medidas estruturais de controle de escoamento de um sistema, isto é, medidas que envolvem obras de engenharia, em:

- Distribuídas: Atuação em áreas públicas, praças, passeios, ruas, etc.;
- Microdrenagem: Controle em um ou mais lotes;
- Macrodrenagem: Controle sobre os rios e canais urbanos.

É possível afirmar, resumidamente, que bacias altamente impermeabilizadas, com elevada declividade e sistemas de drenagem que propiciem uma elevada velocidade de escoamento tendem a gerar vazões mais altas. Logo, a integração de soluções de drenagem juntamente com a revitalização e valorização do espaço urbano pode ser um dos caminhos para a solução do problema das cheias em ambientes urbanos.

O esquema da Figura 3-3, elaborado no manual de drenagem e manejo de águas pluviais da Prefeitura de São Paulo, sintetiza os fundamentos e efeitos da urbanização na hidrologia urbana.

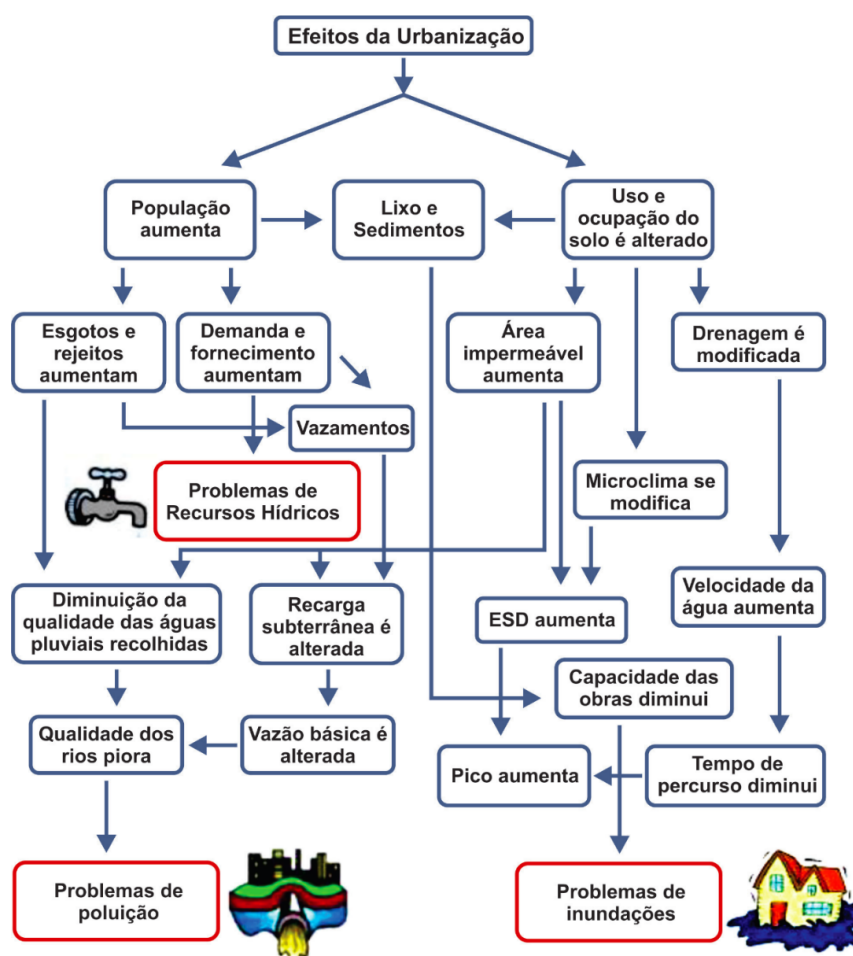


Figura 3-3: Urbanização, inundações e poluição (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

3.2 Conceitos Básicos de Hidrologia Superficial

A hidrologia é a ciência que trata da água na terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas, e sua relação não só com o

meio ambiente, mas também com as formas vivas (TE CHOW, 1959). Logo, a compreensão de fenômenos da hidrologia é de extrema importância e relevância para se estudar os problemas da drenagem urbana. A seguir serão abordados alguns conceitos básicos, mas de elevada importância sobre o tema.

3.2.1 Ciclo Hidrológico

O ciclo hidrológico, como o próprio nome já diz, representa o movimento da água no planeta. Por se tratarem de fenômenos de elevada complexidade, é naturalmente representado de uma forma simplificada, levando em conta as parcelas mais relevantes para o estudo em questão, de acordo com as características da bacia hidrográfica, ou seja, pode-se definir quais parcelas serão consideradas e quais serão desprezadas para cada caso. Admite-se que o volume de água é constante e a fonte de energia fundamental é a radiação solar. A Figura 3-4 ilustra simplificada este ciclo.

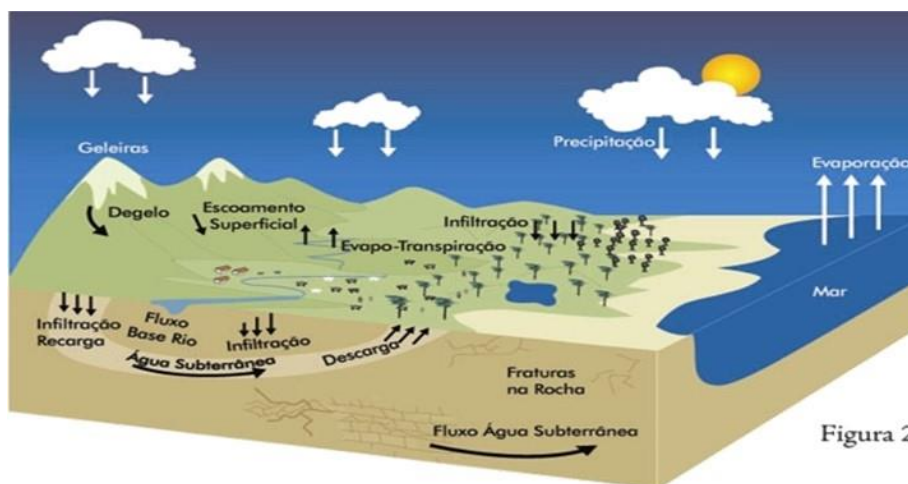


Figura 2

Figura 3-4: Ciclo hidrológico (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE, 2017).

Em ambientes urbanos, as componentes mais relevantes do ciclo hidrológico podem variar, de acordo com o grau de urbanização local. As superfícies impermeáveis não absorvem a água e geram um maior escoamento superficial, também conhecido como *runoff*. Assim sendo, toda chuva, até mesmo as menos intensas, que não gerariam este tipo de escoamento em condições naturais, produzem volumes que aumentam as descargas em córregos e rios a jusante, sendo o ciclo da bacia como um todo alterado. A Figura 3-5 mostra uma aproximação de como as parcelas do ciclo hidrológico variam de acordo com o uso e ocupação do solo de uma bacia hidrográfica.

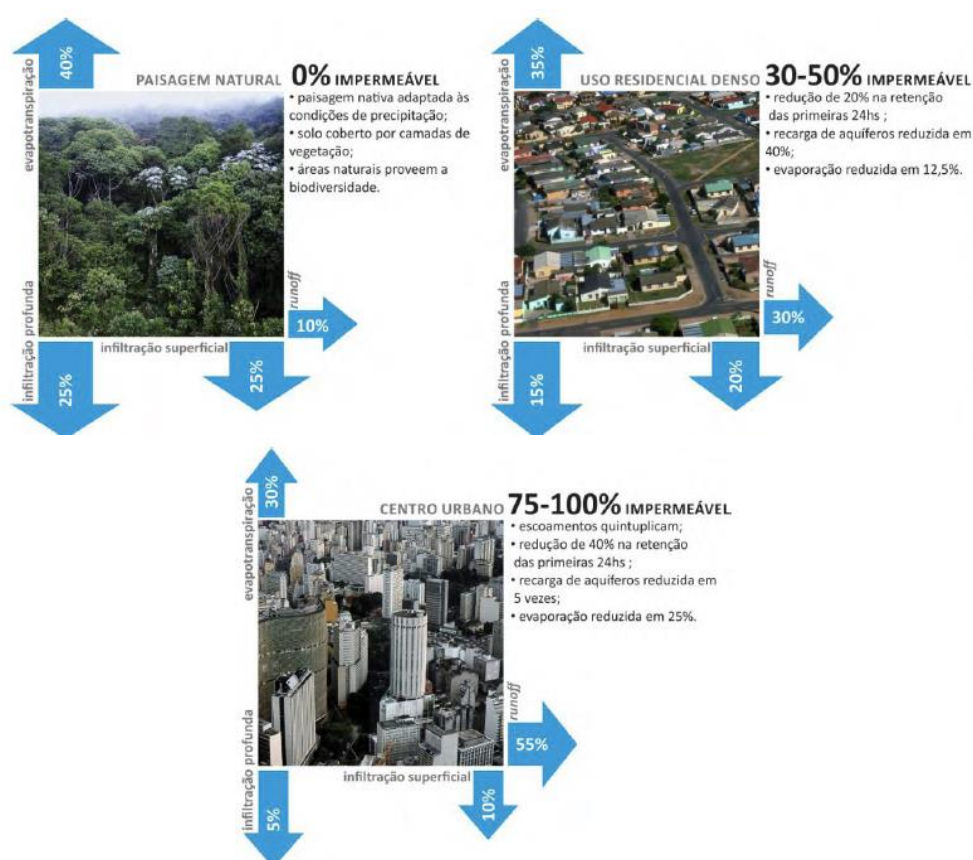


Figura 3-5: O aumento da impermeabilização e suas consequências para o ciclo hidrológico (MOURA, 2013).

3.2.2 Bacia Hidrográfica

Segundo (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015), uma bacia hidrográfica, que deve ser associada a uma referência geográfica, por exemplo o ponto de saída do sistema, é uma unidade geográfica limitada por divisores topográficos; desse modo, a área de drenagem em seu interior recebe a água precipitada, conduzindo-

a até o ponto considerado, o exutório. Assim determina-se a área da bacia, que pode ser precisada em planta, determinando-se os divisores de água da referida bacia. É sobre a bacia hidrográfica que ocorrem os escoamentos superficiais.

A Figura 3-6 mostra representações esquemáticas em planta de uma bacia hidrográfica e seus componentes (destaque para o exutório, ou “*mouth of river*”). No caso do estudo de caso a ser realizado na segunda etapa deste trabalho, a bacia hidrográfica em questão é a do Córrego Verde, que será descrita com maior profundidade posteriormente.

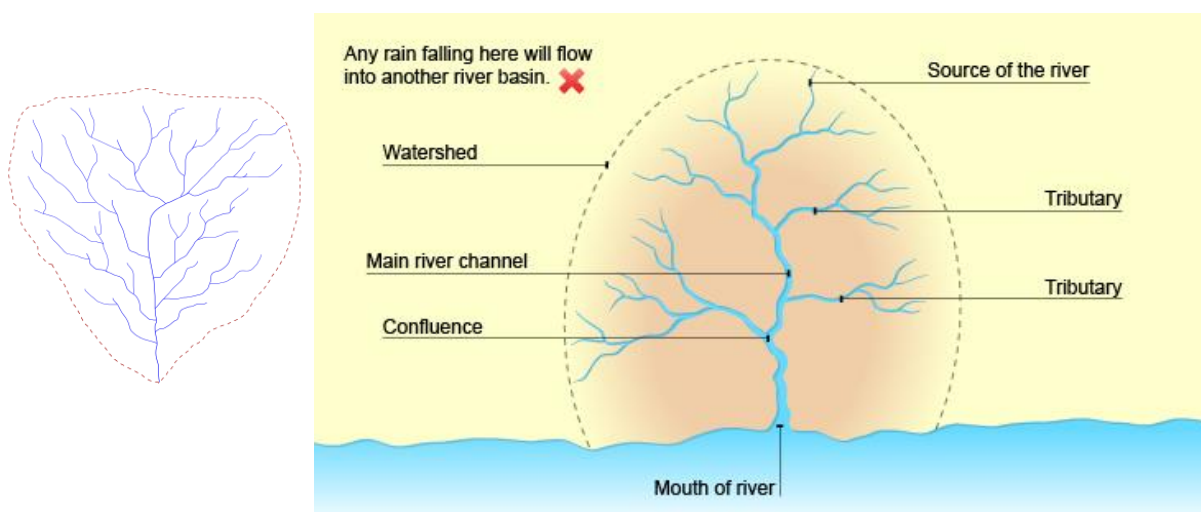


Figura 3-6: Representações esquemáticas de bacias hidrográficas (BBC UK, 2014).

Para a concepção e projeto dos sistemas de drenagem, algumas características da bacia apresentam maior relevâncias do que outras, pois implicam em diferentes abordagens para o projeto. São elas:

- Área de drenagem: É a área efetiva da bacia em planta, a área onde ocorrerá a precipitação que será usada para o projeto. É a área delimitada pela projeção horizontal dos divisores de água da bacia. Esta chuva será chamada chuva de projeto, associada a uma probabilidade de ocorrência e será abordada com maior profundidade a seguir;
- Linhas de escoamento: As linhas principais de escoamento estão intimamente relacionadas com o tipo de relevo da bacia e influenciam diretamente o padrão de escoamento superficial na região. As diferenças de nível, declividade e o próprio comprimento são grandezas importantes.

- Uso do solo: De acordo com a quantidade e tipo de cobertura vegetal existente na região, os padrões de infiltração na bacia serão diferentes. A partir dessa característica, determina-se a parcela da água precipitada que será escoada superficialmente ao longo do tempo.

Relacionando-se a chuva precipitada na bacia e o modo como a bacia hidrográfica escoará a chuva, surgem alguns aspectos importantes, que variam de bacia para bacia, e mostram a relação e o comportamento entre a chuva e a bacia. Estes itens serão explorados com um pouco maior de profundidade a seguir.

3.2.3 Declividade do Curso d'água Principal

O curso d'água principal é a principal via de escoamento da água da bacia. Portanto, a velocidade de escoamento desenvolvida pela água neste curso é de extrema importância. Daí decorre a relevância da declividade dos cursos d'água. Quanto mais íngreme, maior será a velocidade do escoamento e maior será a capacidade de vazão (sem levar em conta a influência de outros fatores, como por exemplo a seção transversal, etc.).

Pode-se determinar a declividade média de um trecho (S), como a simples diferença de nível entre o ponto inicial e final do trecho (ΔZ), divididos pelo comprimento em planta deste talvegue (linha de maior profundidade no leito de um rio) (L).

$$Sm = \frac{\sum Zi}{Li} \quad (3.1)$$

Esta determinação está, evidentemente, muito sujeita a imprecisões, por ser uma medida média e que pode ser influenciada pela adoção de trechos muito grandes, que não levem em conta irregularidades no seu interior. Para evitar tais distorções, recomenda-se utilizar para uma maior precisão, comprimentos mais curtos.

Existem também outros métodos para se calcular a declividade média dos cursos d'água, utilizando-se da integração do perfil longitudinal, para então definir uma declividade que equivalha a este perfil. Este método baseia-se, no entanto, no mesmo conceito apresentado acima.

3.2.4 Tempo de Concentração

Para o cálculo do tempo de concentração (t_c) de uma bacia, define-se inicialmente uma seção de referência, que para normalmente adota-se como sendo uma seção no exutório da bacia. Assim, o tempo de concentração é o intervalo de tempo desde o início da precipitação para que a partícula que demore mais tempo para passar por esta seção o faça. É a duração da trajetória até esta seção (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015). Também pode-se entender este conceito como o tempo que é necessário para que todo o escoamento superficial da bacia contribua para esta seção.

De acordo com (DE ALMEIDA et al., 2013), o tempo de concentração é essencial para a análise hidrológica em bacias hidrográficas por ser essencial na estimativa das vazões máximas. Se o valor de t_c for subestimado, obtém-se uma vazão de pico superestimada e vice versa.

Uma das formas de se obter o tempo de concentração de uma bacia é pela análise do hidrograma, determinando inicialmente o tempo de pico (T_p) como sendo o tempo decorrido desde o início do aumento da vazão até o pico do hidrograma.

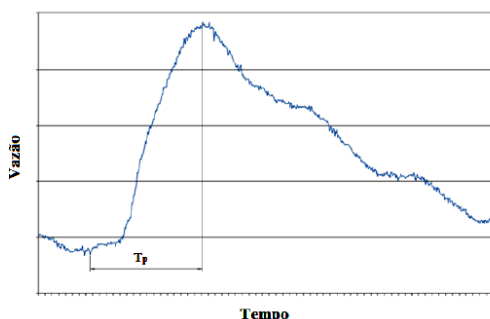


Figura 3-7: Obtenção do tempo de pico (T_p) a partir do hidrograma de um evento de chuva (DE ALMEIDA et al., 2013).

A partir do tempo de pico (T_p), determina-se o tempo de concentração (t_c) pela relação:

$$t_c = \frac{T_p}{0,6} \quad (3.2)$$

Como são muitos os fatores que influenciam esta variável (forma da bacia,

declividade média, tipo e intensidade da cobertura vegetal, condições de umidade do solo antes da chuva, intensidade da chuva considerada, e muitos outros fatores), os métodos de cálculo direto do t_c mais utilizados são equações empíricas que relacionam características mais facilmente quantificáveis da bacia, como a área (A), o comprimento (L) e a declividade do principal curso d'água (S), ao tempo de concentração correspondente.

O tempo de concentração também pode ser entendido como um tempo composto por duas parcelas intermediárias: O tempo de equilíbrio e o tempo de viagem. Por tempo de equilíbrio pode-se entender como sendo o intervalo de tempo que decorre entre o início da precipitação e o escoamento se estabilizar apenas em canais bem definidos, canais que se destinem à condução da água. Já o tempo de viagem é o tempo que se começa a contar a partir do momento em que o escoamento está ocorrendo em canais bem definidos, até sua saída da bacia pelo exutório. Em bacias de pequeno porte o tempo de equilíbrio apresenta uma maior influência do que em bacias de grande porte (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

De acordo com o estudo realizado por (DE ALMEIDA et al., 2013), as principais equações apresentadas na literatura para o cálculo do tempo de concentração a partir de suas características fisiográficas, são apresentadas na Figura 3-8.

Em termos de projeto, a avaliação da enchente de projeto deve estar associada a uma condição de criticidade na bacia, a um tempo de duração da chuva crítica. Ou seja, usualmente adota-se a duração da chuva crítica como igual ao tempo de concentração da bacia, para que neste intervalo de tempo tenha-se toda a bacia contribuindo para o escoamento no exutório da bacia.

Apesar disto estar bastante disseminado no meio técnico, parte da premissa de que a intensidade da chuva seria constante. Tal hipótese pode ser considerada razoável no caso de bacias pequenas, com áreas de drenagem da ordem de 3 km² (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b). Já em bacias de maior porte, seria melhor considerar intensidades que variam ao longo do tempo. A duração do evento não provocará uma grande alteração no volume precipitado, como será explicado a seguir no item relativo à precipitação. No entanto, uma maior duração da chuva pode levar a uma maior saturação do solo que, por fim, levaria a um pico no hidrograma.

Nome	Equação	Fonte
Corps Engineers	$T_c = 0,191 L^{0,76} S^{-0,19}$	Silveira (2005)
Dooge	$T_c = 0,365 A^{0,41} S^{-0,17}$	Tucci (2004)
Giandotti	$T_c = 0,0559(4,0A^{0,5} + 1,5L)L^{-0,5}S^{-0,5}$	Silveira (2005)
Johnstone	$T_c = 0,462 L^{0,5} S^{-0,25}$	Tucci (2005)
Kirpich	$T_c = 0,0663 L^{0,77} S^{-0,385}$	Kirpich (1940)
Pasini	$T_c = 0,107 A^{0,333} L^{0,333} S^{-0,5}$	Lo Bosco <i>et al.</i> (2002)
Pickering	$T_c = \left(\frac{0,871 L^3}{H} \right)^{0,385}$	Mata Lima <i>et al.</i> (2007)
Picking	$T_c = 0,0883 L^{0,667} S^{-0,333}$	Silveira (2005)
Ven te Chow	$T_c = 0,160 L^{0,64} S^{-0,32}$	Silveira (2005)
Ventura	$T_c = 0,127 A^{0,5} S^{-0,5}$	Silveira (2005)

Figura 3-8: Equações para se estimar o tempo de concentração em horas (DE ALMEIDA et al., 2013).

No caso específico em questão, a equação de Giandotti foi a mais precisa, quando se comparou o resultado obtido na prática pelo hidrograma, com o resultado calculado analiticamente pela equação. No entanto, esta precisão pode variar de bacia para bacia, uma vez que cada equação foi desenvolvida e criada em uma bacia real, com suas próprias características e particularidades. Além disso, existem outras equações que relacionam o tempo de concentração a variáveis não mencionadas na relação acima, como a porcentagem de cobertura vegetal da bacia, a velocidade média do rio principal da bacia no estirão e o desnível entre o ponto mais alto da bacia e o exutório.

Portanto, conclui-se que em termos de projeto, o recomendado é adotar precipitações de projeto com durações maiores do que o tempo de concentração da bacia. Em termos de bacias urbanizadas, é essencial que se utilizem métodos de determinação do tempo de concentração que sejam condizentes com estas características, levando em conta, por exemplo, os coeficientes de escoamento

superficial do método racional (serão apresentados posteriormente). Além disso, quanto maior a discretização dos intervalos de cálculo para os comprimentos e declividades, maior será a precisão do cálculo do tempo de concentração.

3.2.5 Área de Drenagem

A área de drenagem de uma bacia hidrográfica é, conforme já apresentado anteriormente, a área em projeção horizontal delimitada pelos divisores de água da bacia. É efetivamente a área que recebe a água da chuva. Logo, o volume de água recebido pela bacia pode ser calculado por meio do produto da área pela lâmina d'água precipitada nela. Logo, conclui-se que quanto maior a área de uma bacia, maior é o volume de água por ela comportado (OLIVEIRA, 1990).

Contudo, para que se tenha uma visão um pouco mais realista da potencialidade da bacia, pode-se adotar alguns coeficientes que relacionam características fisiográficas desta e permitem uma interpretação mais fácil de como a bacia responderá às precipitações e aos escoamentos. São eles o fator de forma e o coeficiente de compacidade.

O fator de forma é a relação entre a largura (média) da bacia e seu comprimento axial. Ele indica o quão propícia é a bacia a produzir inundações, ou seja, uma bacia com baixo fator de forma apresenta uma menor chance de ter uma precipitação que produza uma grande enchente e vice-versa.

O coeficiente de compacidade é um indicador que mostra a capacidade de determinada bacia de produzir alagamentos. É calculado pelo quociente entre o perímetro da bacia e o perímetro que um círculo com a mesma área teria. Mostra efetivamente a compacidade da bacia, e quanto mais próximo de 1 for este coeficiente, ou seja, quanto mais próximo de um círculo for a bacia, maior será a propensão da bacia a enchentes, com picos de vazão elevados, pois os diversos escoamentos se combinarão mais facilmente na saída da bacia, em seu exutório (OLIVEIRA, 1990).

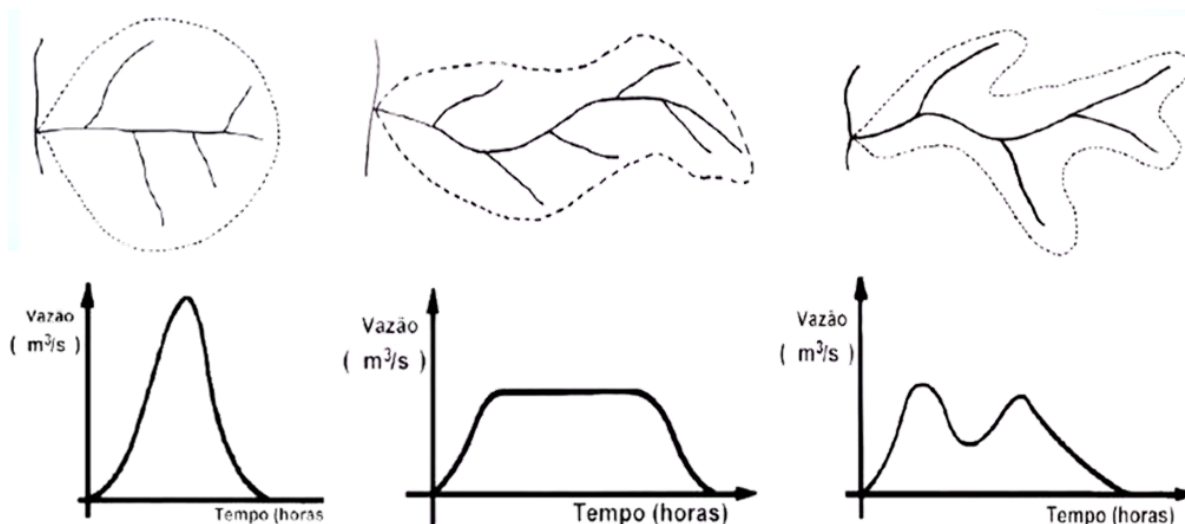


Figura 3-9: Comparação de bacias com compacidades diferentes e as respectivas vazões resultantes (OLIVEIRA, 1990).

3.2.6 Precipitação

A causa direta das enchentes e alagamentos é a chuva. Naturalmente existem muitos outros fatores que influenciam este processo, mas a precipitação tem um papel importante e deve ser estudada em detalhes. Existem diversos tipos de precipitação que serão apresentados a seguir, de acordo com o livro de (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

- Precipitação convectiva: Ocorre quando massas de ar quente formadas junto ao solo se elevam e formam correntes verticais de ar. Normalmente, têm grande intensidade e curta duração, o que é especialmente crítico para pequenas bacias urbanizadas. São também acompanhadas por fortes ventos e raios, são as conhecidas “chuvas de verão”;
- Precipitação frontal: Apresenta maior duração e intensidade mais branda em comparação com as chuvas convectivas. Podem ocorrer ao longo de dias e podem ocupar grandes áreas, sendo tendencialmente mais críticas para bacias com grandes áreas, já que podem ocupar toda a área da bacia;
- Precipitação orográfica: Ocorre quando nuvens encontram obstáculos físicos em seu caminho como montanhas, encostas, serras, etc. A chuva é consequentemente gerada, devido à subida para transpor o obstáculo e posterior redução de pressão e temperatura que atuam na massa de ar. Esta

chuva é caracterizada por ser mais frequente e constante em regiões montanhosas.

Em termos de projeto, a chuva de projeto é um dos parâmetros mais importantes em um projeto de drenagem urbana. Nesta modelagem, dois conceitos relacionados à chuva são especialmente importantes: o tempo de retorno (ou de recorrência) e a duração da chuva.

O tempo de retorno é um conceito relacionado à repetição de algum evento. Possui uma probabilidade associada, que se refere ao tempo no qual se espera que este evento (no nosso caso, um evento de chuva) seja superado ou igualado. A definição de período de retorno diz que ele é o inverso da frequência de ocorrência deste evento. Já a duração da chuva está intimamente relacionada com a resposta que a bacia dará ao evento de chuva.

Pode-se afirmar que a intensidade da chuva está diretamente relacionada a seu período de retorno. Quanto mais intensa a chuva (considerando uma mesma duração), maior será o tempo de retorno associado a este evento, será uma chuva que ocorrerá mais raramente. Já a duração é inversamente proporcional à intensidade. Quanto maior for a duração, menor será a intensidade média da chuva (considerando o mesmo tempo de recorrência).

Tais valores e grandezas variam muito de região para região. Na própria região onde está chovendo, a intensidade da chuva não é uniforme. De acordo com (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015), a chuva decai exponencialmente a partir de seu núcleo, a medida que se afasta deste.

Logo conclui-se que não é possível obter uma relação generalizada entre estes três fatores. Por isso, determina-se uma relação geral que deve ser calibrada para cada posto pluviométrico (representante daquela área), com base nos dados coletados naquele local. Tal relação entre intensidade, duração e frequência (daí o nome de relação IDF) pode ser assim expressa:

$$i = \frac{aT^n}{(t_d + b)^m} \quad (3.3)$$

Onde:

- a, b, m, n serão determinados;

- i é a própria intensidade da chuva;
- T é o período de retorno, ao qual a chuva está associada;
- t_d é a duração do evento de chuva.

De acordo com Paulo Sampaio Wilken (WILKEN, 1978), para o município de São Paulo, objeto de estudo deste trabalho, os coeficientes valem:

COEFICIENTE	a	b	n	m
VALOR	57,71	22	0,172	1,025

Existem outros equacionamentos mais recentes, por exemplo a equação desenvolvida pelo Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (IAG-USP). Esta será abordada oportunamente na sequência deste trabalho, no item relativo à modelagem do nosso estudo de caso.

O manual de drenagem urbana e manejo de águas pluviais da Prefeitura de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b) fornece o equacionamento mais adequado para regiões tropicais (aplicáveis ao Brasil).

$$P = R[at + b \log(1 + ct)] \quad (3.4)$$

Onde:

- P é a precipitação total máxima em mm;
- R é um fator associado a um período de retorno (será apresentado a seguir);
- $[at + b \log(1 + ct)]$ é a precipitação máxima que se refere a um período de recorrência de um ano;
- a, b e c são parâmetros locais a serem calibrado.

Conforme explicado, existe um fator relacionado a um determinado período de retorno. Este deve ser calculado por:

$$R = T^{\left(\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}\right)} \quad (3.5)$$

Onde:

- α é um parâmetro dependente da duração do evento de chuva;
- β é um parâmetro dependente do local e da duração do evento de chuva;

- $\gamma = 0,25$ para todos os postos em questão;
- T é o próprio período de retorno.

Dessa maneira pode-se caracterizar a chuva de projeto local. Entretanto, este tipo de modelagem pode ser muito impreciso. A intensidade calculada (ou tomada como referência) é uma grandeza que não varia, de acordo com estes modelos. Isto é, representa a intensidade média na duração do evento considerado, o que é uma aproximação muito radical, já que as chuvas reais não são, em sua maioria, constantes ao longo do tempo. Por isso, se torna necessária uma representação que mostre a distribuição temporal dos volumes precipitados. Estes tipos de diagramas, os hietogramas, podem ser representados contínua ou discretamente.

Esta distribuição temporal permite, juntamente com outras informações da bacia (infiltração, umidade inicial do solo, uso do solo, etc.), determinar o volume que será escoado superficialmente na bacia, com base na vazão máxima do hidrograma gerado por esta chuva.

3.2.7 Distribuição Temporal da Chuva

Para se determinar o hietograma de um evento de chuva existem diversos métodos. A seguir, será descrito um dos principais, o *método dos blocos alternados*, por ser um método simples, que pode ser aplicado em bacias com carência de medições meteorológicas e, apesar de simples, caracteriza uma condição crítica. O procedimento consiste na divisão do intervalo da chuva de projeto em intervalos menores, todos de igual duração, e para cada um deles calcula-se o total precipitado (acumulado) ao final do respectivo intervalo. Para se obter o hietograma, se ordena os incrementos de cada intervalo de precipitação de maneira conveniente.

Resumidamente, o *método dos blocos alternados* segue os seguintes passos (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b):

1. Duração do evento de chuva é determinada. Com base nela, o intervalo de discrição;
2. Para cada intervalo, obtém-se a intensidade da chuva, através da relação IDF;

3. As intensidades calculadas no item 2 são transformadas em alturas de chuva na bacia (multiplicação pela duração) até o último intervalo;
4. Determinam-se os incrementos de precipitação de cada intervalo;
5. Os incrementos devem ser rearranjados de modo que o maior incremento se situe no centro da duração do evento e os demais blocos sejam dispostos em ordem decrescente, alternadamente à direita e à esquerda do bloco maior.

Assim, determina-se o hietograma do evento de chuva, que pode ser apresentado de forma contínua ou discreta, isto é, em forma de barras.

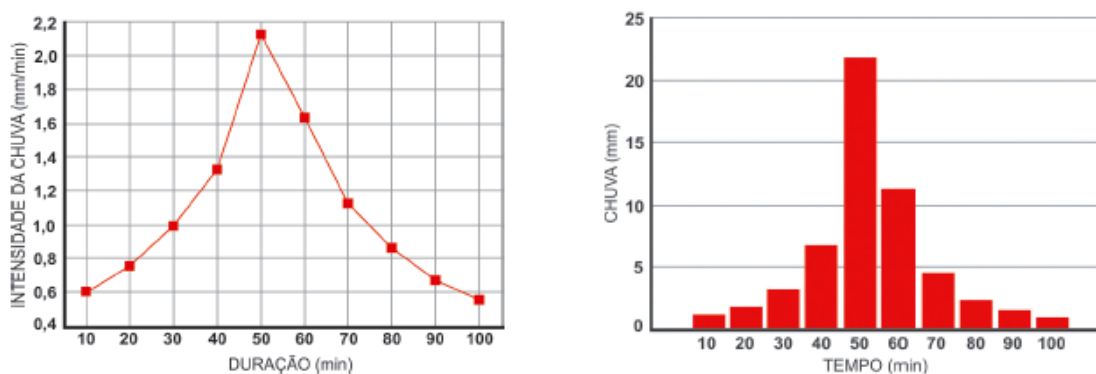


Figura 3-10: Exemplos de hietogramas, nas formas contínuas e de barras, respectivamente (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Apesar de ser um método amplamente utilizado, apresenta naturalmente limitações. Além de seguir um padrão arbitrário de distribuição ao longo do tempo, o método considera que o período de retorno do evento mais longo é o mesmo para os eventos de duração menores. Ainda assim, é um método muito utilizado em projetos de engenharia.

3.2.8 Distribuição Espacial da Chuva

Conforme mencionado previamente, a chuva não ocorre uniformemente em uma região, existe um decaimento exponencial à medida que se afasta do núcleo da precipitação. Os valores que são medidos em um posto pluviométrico se referem à condição de precipitação neste local e a área limite de extrapolação deste valor varia de acordo com características geográficas, topográficas, e climáticas da região, porém não são superiores a 25 km² (PREFEITURA DE SÃO PAULO,

2012b).

Para tal determinação, existem diversos métodos que levam em conta a distribuição espacial da precipitação. Dois deles serão brevemente descritos a seguir.

- Método dos polígonos de Thiessen: Consiste em unir cada posto pluviométrico por um segmento de reta (em planta), e definir a partir da mediatriz desta reta, as áreas de influência de cada posto. Sempre deve-se levar em conta a topografia, considerando por exemplo uma barreira entre postos, como uma montanha.
- Equações empíricas que representem a chuva média:

$$P_m = P_0 e^{-KA^m} \quad (3.6)$$

Onde:

- P_m é a chuva média que precipita em uma área A;
- P_0 é a chuva registrada no centro da precipitação;
- K e m são parâmetros a serem calibrados.

3.2.9 Escolha do Período de Retorno

Como em todo projeto de engenharia, deve-se considerar inicialmente a natureza da obra a ser projetada. Ainda mais quando se lida com a natureza, devem ser levados em conta o risco e a segurança da população, além das perdas materiais e investimentos necessários. Conforme mencionado anteriormente, o período de retorno é função da probabilidade de ocorrência de certo evento de chuva. Ou seja, existe um risco associado a este evento. Ele poderá (e, eventualmente, irá) ser igualado ou superado. (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b)

Por definição, a frequência média de ocorrência (F) de um dado evento hidrológico é igual ao inverso do período de retorno (T_R) associado a este mesmo evento.

$$F = \frac{1}{T_R} \quad (3.7)$$

Associa-se, também, a esta frequência média de ocorrência e à vida útil da obra em questão, um risco de ocorrência (R). Esse representa o risco de ocorrência de pelo menos um evento de magnitude igual ou superior a este ao longo da vida útil da obra (N , em anos).

$$R = 1 - (1 - F)^N \quad (3.8)$$

A partir dessas relações deve-se determinar qual a relação de risco e investimento desejada. Quanto maior o investimento, menor será o risco da obra de drenagem ter sua capacidade excedida e vice-versa. Em grandes cidades, bacias densamente urbanizadas e consolidadas, a complexidade deste problema e da escolha de um período de retorno é muito grande. Portanto, existem valores na literatura que são normalmente adotados e são aceitos no meio técnico. Entretanto, é importante ressaltar que sempre existirá um risco associado a qualquer obra de drenagem. O ideal é adotar o risco adequado ao local, tipo de solução, investimento disponível, etc.

A

Tabela 3-1 a seguir, retirada do manual de drenagem urbana e manejo de águas pluviais da prefeitura de São Paulo resume as propostas de período de retorno para a diferentes projetos de drenagem urbana.

Tabela 3-1: Períodos de retorno propostos pela prefeitura de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Características do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macro-drenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Quando há risco de perdas de vidas humanas	100 (mínimo)

Partindo do pressuposto mencionado acima de que a cidade terá de conviver com as enchentes, elas estarão sempre associadas a um risco e poderão acontecer, sendo o objetivo das obras de drenagem minimizá-las ao máximo em regiões de interesse. Assim sendo, definem-se áreas de inundação mais frequente, nas quais os usos são menos sensíveis à ocorrência de inundações e os prejuízos,

menores, aceitáveis ou até mesmo inexistentes. Estas áreas caracterizam o zoneamento proposto pelo mesmo manual citado acima.

Tabela 3-2: Períodos de retorno para áreas alagáveis (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Faixa Inundável	Tr
Parques, jardins, quadras esportivas, etc.	2 a 10
Clubes, instalações institucionais, edificações sobre pilotis, etc.	25 a 100

Além disso, é interessante notar que a vazão de pico não cresce de forma linear com o período de retorno, o que não implica que a escolha de um período de retorno maior ocasione um investimento muito maior para a obra. A figura a seguir mostra esta variação.

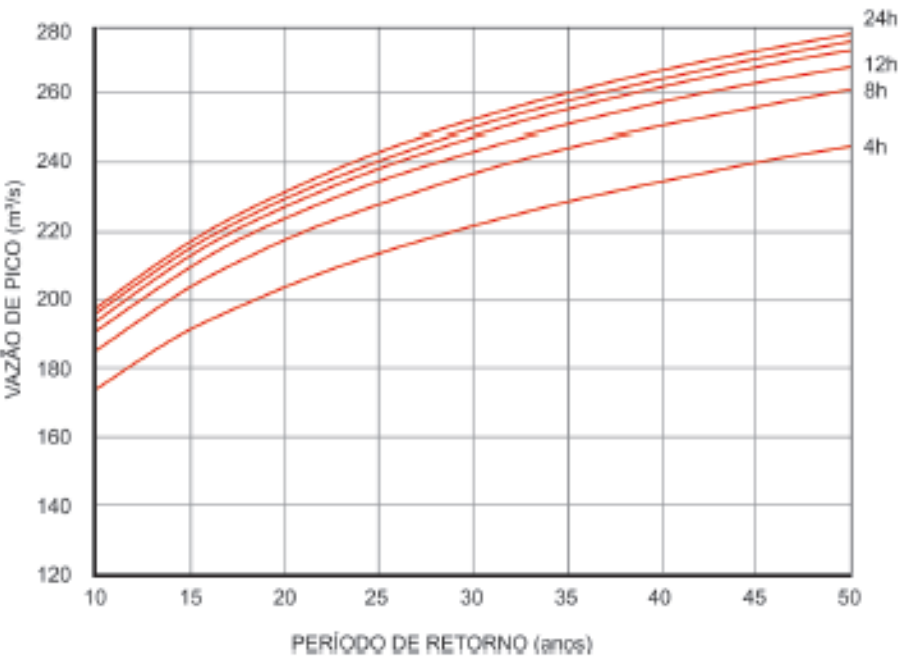


Figura 3-11: Variação da vazão de pico a medida que se varia o período de retorno (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Com base nas equações 3.8 e 3.7 pode-se determinar uma relação direta entre o período de retorno e a vida útil de certa obra, o que está apresentado na

Tabela 3-3. Apresentando a relação deste modo fica evidente que as obras de drenagem urbana (que possuem normalmente uma vida útil de projeto de cerca

de 50 anos) possuem um risco alto, de praticamente 100% em alguns casos. Se estes números são adotados, por que então permanecem aceitos?

Admite-se a ocorrência de enchentes e alagamentos com frequência alta, pois o objetivo primordial das obras de microdrenagem é escoar as vazões que decorrem das chuvas mais frequentes. Já as obras de macrodrenagem devem ser complementadas por outras medidas que visem aumentar a proteção do sistema como um todo. Isto é, elas não são e não devem ser projetadas para ser a solução definitiva para os problemas de drenagem na região. Isto as tornaria inviáveis do ponto de vista econômico e de implantação em região urbanizadas e já consolidadas.

Tabela 3-3: Relação entre período de retorno e vida útil da obra, resultando no risco associado a estes valores (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

T (anos)	Vida útil da obra (anos)				
	2	5	25	50	100
2	75	97	99,9	99,9	99,9
5	36	67	99,9	99,9	99,9
10	19	41	93	99	99,9
25	25	18	64	87	98
50	40	10	40	64	87
100	2	5	22	39	63
500	0,4	1	5	9	18

3.2.10 Infiltração

Continuando a analisar os fatores que influenciam no estudo das cheias, deve-se considerar a infiltração. Este é um dos principais processos que determinam os volumes d'água que gerarão o escoamento superficial. Logo, representar este processo hidrológico de maneira adequada é fundamental.

Inicialmente podemos definir o processo de infiltração como sendo a passagem da água superficial para o interior das primeiras camadas do solo. Este fluxo, a percolação, pode ser modelado matematicamente por diversas formulações, sendo a mais conhecida delas a lei de Darcy que leva em conta um coeficiente de permeabilidade para o meio no qual a água percola. Segundo (TOMAZ, 2007), podemos representar a lei de Darcy pela seguinte equação:

$$Q = AKG \quad (3.9)$$

Onde:

- Q é a vazão de infiltração (m³/dia);
- A é a área da seção transversal em que a água infiltra (m²);
- G é o gradiente hidráulico. Na prática pode-se adotar $G = 1$ para áreas planas e $G = 0,5$ para áreas com declividades maiores do que 4H:1V;
- K é a condutividade hidráulica (m/dia). A estimativa deste parâmetro varia de acordo com o tipo de solo e segue a Tabela 3.4.

Tipo de solo	K mm/h	K m/dia
Areia	210,06	4,96
Areia franca	61,21	1,45
Franco arenoso	25,91	0,61
Franco	13,21	0,31
Franco siltoso	6,86	0,16
Franco argilo arenoso	4,32	0,10
Franco argiloso	2,29	0,05
Franco argilo siltoso	1,52	0,04
Argila arenosa	1,27	0,03
Argila siltosa	1,02	0,02
Argila	0,51	0,01

Figura 3-12: Condutividade hidráulica K em função do tipo de solo (TOMAZ, 2007).

No entanto, este método apresenta simplificações significativas, especialmente ao considerar que o gradiente da infiltração ocorre em uma profundidade arbitrária (L), ou seja, não considera a profundidade acumulada da infiltração (HEBER GREEN; AMPT, 2009). Por isso, é considerado por muitos um método muito simples que deve ser evitado. Métodos mais completos serão mencionados posteriormente neste tópico.

Outro conceito importante quando se remete à infiltração, é a capacidade de infiltração do solo. Isto é, a taxa de infiltração, que representa a lâmina d'água

infiltrada por unidade de tempo, decai na prática ao longo do tempo. Esse decaimento ocorre até que um valor assintótico seja atingido, valor que equivale a condutividade hidráulica saturada do solo (mais precisamente, da camada superficial do solo). Este valor também pode ser denominado de velocidade de infiltração básica e pode ser inferior à condutividade hidráulica saturada, devido à presença de ar na matriz porosa do solo. Esta curva pode ser chamada de curva de infiltração potencial ou capacidade de infiltração do solo (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

Além disso, é importante ressaltar que a taxa de infiltração real não é necessariamente igual à capacidade de infiltração (ou infiltração potencial). A hipótese levada em conta na determinação da capacidade de infiltração é a de que há disponibilidade constante de água para percolar através do solo. Já a taxa real, depende também da distribuição temporal da chuva, ou seja, a disponibilidade não constante. Tais taxas (real e potencial) serão iguais, uma vez que a intensidade de precipitação for superior à curva de infiltração potencial.

Segundo (RUBIN, 1966), existem três maneiras de quantificar conceitualmente a infiltração:

- Controlada pela condutividade hidráulica de saturação. A intensidade da precipitação é menor do que a condutividade hidráulica de saturação. Condição de escoamento superficial nulo, uma vez que a taxa de infiltração real será igual à intensidade da precipitação;
- Controlada pela intensidade da precipitação. A intensidade da precipitação varia em torno da curva de infiltração potencial, está ora acima, ora abaixo desta curva. Neste caso, a taxa de infiltração será igual à intensidade de precipitação quando estiver abaixo da curva de infiltração potencial (primeiro caso) e será numericamente igual à curva de infiltração potencial no caso contrário.
- Controlada pela infiltração potencial: A intensidade da chuva é maior do que a curva de infiltração potencial gerando escoamento superficial. A taxa deste escoamento é igual à diferença entre a intensidade da chuva e a taxa de infiltração potencial.

Para modelar estes processos mais precisamente, em especial as curvas de

infiltração potencial, foram desenvolvidas formulações mais completas, como os métodos de Horton e de Green-Ampt.

A equação de Horton modela empiricamente a infiltração da seguinte maneira (ASCE, 1992):

$$f_c(t) = f_b + (f_0 - f_b)e^{-Kt} \quad (3.10)$$

Onde:

- $f_c(t)$ é a taxa de infiltração ao longo do tempo t ;
- f_b é a taxa mínima de infiltração (considerando K_{SAT});
- f_0 é a taxa de infiltração inicial (em $t=0$);
- K é uma constante que depende da umidade inicial do solo e do próprio solo.

Ainda com base na equação de Horton e nas mesmas variáveis que a definem, pode-se determinar o volume infiltrado após decorrido tempo t (F_t), por meio da equação 3.11.

$$F_t = f_c t + \frac{(f_0 - f_b)}{k} (1 - e^{-Kt}) \quad (3.10)$$

Já o método de Green-Ampt modela a infiltração por meio da aplicação teórica da lei de Darcy e da conservação de massa. O resultado final relaciona inversamente a taxa de infiltração com a infiltração total acumulada (ASCE, 1992).

$$f(t) = K_s \left(\frac{\psi(\theta_s - \theta_i)}{F(t)} + 1 \right) \quad (3.11)$$

Onde:

- f é a taxa de infiltração linear (cm/h);
- K_s é a condutividade hidráulica saturada (permeabilidade) (cm/h);
- ψ é a sucção capilar (cm);

- θ_s é a umidade (volume de água por unidade de volume de solo) em condições saturadas;
- θ_i é a umidade inicial do solo;
- F é a infiltração acumulada no tempo t (profundidade, em cm).

A Figura 3.11 ilustra melhor a aplicação da equação de Horton para determinar a taxa de infiltração ao longo do tempo (no caso da figura, indicada pela “equação 5.1”). Com base na taxa de infiltração e no hietograma da distribuição temporal da chuva, determina-se a água efetivamente infiltrada e a quantidade escoada superficialmente.

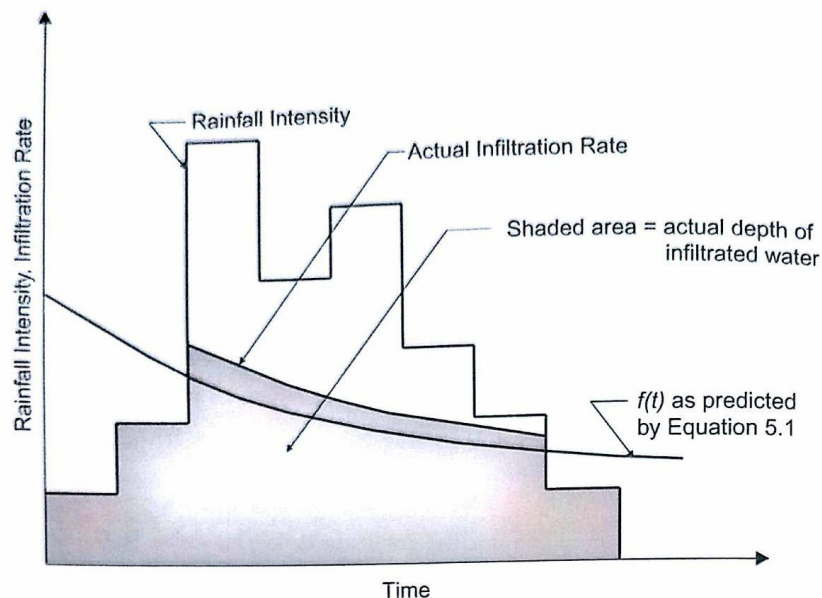


Figura 3-13: Taxa de infiltração, intensidade da chuva em função do tempo (ASCE, 1992).

3.2.11 Retenção em Áreas com Cobertura Vegetal

As áreas cobertas por vegetação apresentam algumas características que favorecem a diminuição do escoamento superficial. Além disso, afetam significativamente diversas características climáticas de uma região como a temperatura, umidade, pluviosidade, etc. Com maior ênfase no tema do trabalho, estas áreas afetam diversas variáveis hidrológicas da bacia hidrográfica, por exemplo a infiltração, a evapotranspiração e a interceptação vegetal.

A interceptação é o fenômeno de retenção de uma parte da precipitação acima da superfície do solo. Por exemplo, quando está chovendo e podemos nos

abrigar abaixo de uma árvore, pois a precipitação estará sendo retida neste local pela árvore. Já a retenção está associada à presença de água em depressões do terreno.

A capacidade de interceptação vegetal de uma árvore depende de diversos fatores. Podemos citar como principais variáveis o estágio de crescimento, a estação do ano (uma árvore que perde as folhas no outono/inverno não poderá contribuir de nenhuma maneira interceptando a precipitação) a própria intensidade da chuva e o tipo de vegetal. Pode-se afirmar que em áreas cobertas por árvores cujas copas das árvores são densas, a interceptação vegetal é capaz de reter de 10% a 20% de toda a precipitação anual (MANNING, 2016).

Segundo o livro de (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015), a interceptação vegetal pode ser dividida qualitativamente em três componentes, ou seja, em três regiões da vegetação:

- Copa das árvores: Retenção nas folhas por tensão superficial e até mesmo devido à geometria dos vegetais (por exemplo no caso das bromélias);
- Galhos e troncos: A parcela que passa a camada da copa das árvores, escorre acompanhando os galhos e troncos das árvores. De acordo com (TUCCI, 1993), esta parcela pode representar até 15% da água que passou pela folhagem. No entanto, a quantidade efetivamente retida pelos galhos e troncos é muito difícil de ser determinada;
- Vegetação rasteira e raízes: A matéria orgânica que se acumula na região das raízes das árvores, além de apresentar uma grande importância para a vida da vegetação como um todo, devido à recirculação e recuperação de nutrientes, contribui também para reter a umidade do solo. Do mesmo modo que a parcela que escoar ao longo dos troncos é difícil de ser estimada, esta parte é complexa para ser estudada e existem poucos estudos nesta área. Além disso, a complexidade em questão fica ainda maior, pois este material pode se decompor e passar a fazer parte do solo, estando sujeito à infiltração e não contribuindo mais com a interceptação vegetal.

Dessa maneira, englobando os processos que antecedem à infiltração no solo, isto é, a interceptação e a retenção vegetal, se caracteriza a abstração inicial, a perda inicial que ocorre antes da precipitação ser efetivamente absorvida pelo

solo. A abstração pode ser obtida também em áreas urbanizadas e não somente áreas rurais. Em áreas urbanas, a concepção geométrica dos canteiros que contém a vegetação pode, também, reter a água e eles podem funcionar como pequenos (micro) reservatórios. Além disso, ocorrem perdas também em telhados que podem absorver parte da água, e outras superfícies porosas, todos estes sendo agentes que promovem a absorção de parte da água da chuva. No entanto, esta capacidade ainda é pouco significativa em áreas urbanas.

3.3 Vazões de Projeto

Tendo mencionado quais são os principais aspectos relacionados à precipitação, é necessário determinar a vazão de projeto, isto é, modelos que transformem a chuva de projeto calculada em uma vazão. Esta fase é naturalmente uma das fases de maior importância em um projeto de drenagem urbana e está intimamente associada ao sucesso do projeto como um todo. Caso erros sejam cometidos nesta fase, as consequências poderão ser graves, ocasionando obras sub ou superdimensionadas.

Esta análise deve levar em conta diversos fatores como o volume da precipitação, a maneira como ela se distribui ao longo do tempo (graficamente a forma do hidrograma), a maior vazão (vazão de pico), o período de retorno associado a estes valores, etc. Entretanto, conforme já foi mencionado neste trabalho, quando se lida com a natureza e com a chuva, não se atinge uma certeza absoluta. Associam-se riscos e incertezas, critérios compatíveis com estes riscos e métodos simplificados disponíveis. Tudo isso não justifica pouco cuidado nesta etapa. Muito pelo contrário, quanto mais atenção a esta parte do projeto, melhor será o resultado final, com menores probabilidades de ocorrências indesejadas. Deve-se não só levar em conta o presente e um local único. Isto é, deve-se analisar também as condições futuras do local (nível de impermeabilização, por exemplo) e trechos a montante e a jusante do local da intervenção em questão.

As principais abordagens para esta determinação partem do mesmo princípio. A partir de uma chuva de projeto, determina-se a vazão de projeto (ou hidrograma de cheia) excluindo-se as várias perdas ocorridas na bacia. Dessa maneira, associa-se à vazão o mesmo período de retorno da chuva de projeto.

Apesar de partir da hipótese de que a relação entre chuva e vazão será sempre a mesma na bacia (o que não ocorre na prática, devido às condições diferentes de infiltração, umidade prévia do solo, escoamentos diferentes, etc.), existem dois métodos muito utilizados na hidrologia urbana que serão detalhados neste item:

- Método racional: Ideal para ser aplicado em bacias urbanas pequenas, com áreas de drenagem menores do que 1 km²;
- Métodos do hidrograma unitário: Ideais para bacias de maior porte.

3.3.1 Precipitação Excedente

O primeiro passo neste processo é determinar o escoamento superficial direto, a parcela da precipitação que escoar na superfície do solo. Pode-se calcular este volume por meio da equação 3.12:

$$V_{ESD} = Ah_{exc} \quad (3.12)$$

Onde:

- V_{ESD} é o volume escoado superficialmente;
- A é a área de drenagem;
- h_{exc} é a lâmina escoada superficialmente.

De acordo com o manual da prefeitura de São Paulo, a impermeabilização do solo pode acarretar um aumento da lâmina escoada superficialmente da ordem de 400% (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b). A determinação da área de drenagem da bacia é uma tarefa relativamente simples. O problema é determinar a lâmina do escoamento quando dados hidrológicos não estão disponíveis. Para isso, existem diversos métodos, sendo o método do Soil Conservation Service (SCS) do departamento de Agricultura dos Estados Unidos um dos mais consagrados, e este será o desenvolvido a seguir. Existem outros métodos que calculam a altura da lâmina descontando-se o total de perdas acumuladas aplicando-se as fórmulas de cálculo da infiltração que foram citadas anteriormente. No entanto, devido à difícil escolha de parâmetros para estas fórmulas, são métodos mais difíceis de serem aplicados.

3.3.2 Método do Soil Conservation Service (SCS)

De acordo com este método, a lâmina excedente pode ser calculada através

da equação 3.13:

$$H_{ESD} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}, P > 0,2S \quad (3.13)$$

Onde:

- H_{ESD} é a lâmina escoada superficialmente (mm);
- P é a precipitação (mm);
- S é a retenção potencial do solo (mm) e $0,2S$ é a estimativa das perdas iniciais, que ocorrem devido à interceptação e à retenção em depressões do terreno.

Para simplificar e tornar a aplicação do método mais prática, utiliza-se um parâmetro que é função de diversos fatores do solo, o Curve Number ou número de curva (CN). O CN depende do tipo de solo, das condições de uso e ocupação do solo e da umidade prévia do solo. O CN varia de 0 a 100 e pode ser determinado pela equação 3.14.

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \quad (3.14)$$

Este método distingue 4 grupos hidrológicos de solos, 3 condições de umidade antecedente e para cada uma destas combinações, valores diferentes de CN de acordo com as condições de ocupação (determinadas hoje em dia preferencialmente por softwares de geoprocessamento de imagens de satélite, e será exposto mais adiante neste relatório). Para efeito prático, os valores de CN serão apresentados para o município de São Paulo, que será o foco do estudo de caso deste trabalho. É importante ressaltar que para bacias com diversos usos do solo (a maioria em São Paulo) deve-se adotar uma média ponderada dos CNs das áreas homogêneas que compõe a bacia. Com base nos tipos de solo mais relevantes do ponto de vista hidrológico presentes na RMSP, e suas distribuições percentuais ao longo do território, pode-se determinar para cada bacia ou sub-bacia e cada um de seus usos, os seus valores de CN e o valor médio da bacia ou sub-bacia.

Assim sendo, com base na associação do método do SCS com métodos nacionais, como o trabalho de (KUTNER; CONTE; NITTA, 2001), que levam em conta parâmetros geológicos (litotipo dos solos) de mais fácil acesso e disponibilidade, e com os dados de uso e ocupação do solo na RMSP, o manual da prefeitura de São Paulo fornece os valores de CN atuais e futuros das sub-bacias da cidade, que são apresentados a seguir.

É importante notar que as fórmulas para cálculo de CN do método do SCS calculam as alturas de lâmina excedente acumuladas, pois partem dos valores de precipitação acumulados do hietograma. Portanto, as alturas têm de ser desacumuladas para que se obtenha um hietograma de chuva excedente.

Id Bacia	Sub-Bacia	Sub-Região	Área (km²)	CN Atual	CN Futuro
6.1.10	Guaratuba ou Itaquera / Juca / Verde	CABECEIRAS	94,6	86	87
6.1.3.7	Pequenas sub-bacias lat. Esquerda do Tietê entre os Rios Guaió e Itaquera / Guaratuba	CABECEIRAS	22,2	84	89
6.2.1	Represa Billings	BILLINGS - TAMANDUATÉ	162,2	82	85
6.2.2.3	Rio Oratório (Bacia do Rio Tamanduaté)	BILLINGS - TAMANDUATÉ	12,2	88	88
6.2.2.5	Pequenas bacias laterais do Rio Tamanduaté Médio II	BILLINGS - TAMANDUATÉ	5,0	88	88
6.2.2.6	Ribeirão dos Meninos (Bacia do Rio Tamanduaté)	BILLINGS - TAMANDUATÉ	10,6	87	88
6.3.1.2	Pequenas sub-bacias lat. esquerda do Tietê - montante do Rio Cabuçu de Cima	PENHA - PINHEIROS	16,0	85	86
6.3.1.3	Pequenas sub-bacias laterais do Tietê - montante do Rio Tamanduaté	PENHA - PINHEIROS	49,8	87	87
6.3.1.4	Pequenas sub-bacias das confluências Tietê / Pinheiros / Pirituba	PENHA - PINHEIROS	54,4	80	81
6.3.2.2	Ribeirão Barrocada (Bacia do Rio Cabuçu de Cima)	PENHA - PINHEIROS	29,4	61	61
6.3.2.3	Pequenas sub-bacias laterais do Rio Cabuçu de Cima	PENHA - PINHEIROS	18,9	87	88
6.3.2.4	Rio Piqueri (Bacia do Rio Cabuçu de Cima)	PENHA - PINHEIROS	19,2	76	78
6.3.2.5	Córrego da Paciência (Bacia do Rio Cabuçu de Cima)	PENHA - PINHEIROS	14,4	88	88
6.3.3.1	Rio Aricanduva	PENHA - PINHEIROS	84,8	83	85
6.3.3.2	Córrego Guaiúna (Bacia do Rio Aricanduva)	PENHA - PINHEIROS	16,7	87	87
6.3.4	Córrego Tiquatira (Bacia do Rio Aricanduva)	PENHA - PINHEIROS	26,3	88	88
6.3.5.1	Canal do Ipiranga (Bacia do Rio Tamanduaté)	PENHA - PINHEIROS	38,4	84	84
6.3.5.2	Córrego da Mooca (Bacia do Rio Tamanduaté)	PENHA - PINHEIROS	18,9	89	89
6.3.5.3	Pequenas sub-bacias laterais do Rio Tamanduaté Inferior	PENHA - PINHEIROS	29,1	88	88
6.3.6	Córrego Mandaqui	PENHA - PINHEIROS	43,4	84	84
6.3.7	Rio Cabuçu de Baixo	PENHA - PINHEIROS	42,5	71	73
6.3.8.2	Rio Pirajussara (Bacia do Rio Pinheiros)	PENHA - PINHEIROS	39,6	83	84
6.3.8.3	Pequenas sub-bacias laterais do Canal Pinheiros Inferior	PENHA - PINHEIROS	39,8	82	82
6.3.8.4	Córrego Traição (Bacia do Rio Pinheiros)	PENHA - PINHEIROS	16,7	87	87
6.3.8.5	Córrego Águas Espraiadas / Córrego do Cordeiro (Bacia do Rio Pinheiros)	PENHA - PINHEIROS	31,8	87	87
6.3.8.6	Ribeirão Zavuvus (Bacia do Rio Pinheiros)	PENHA - PINHEIROS	30,3	88	88
6.3.8.7	Córrego Morro do "S" (Bacia do Rio Pinheiros)	PENHA - PINHEIROS	32,1	85	87
6.3.8.8	Pequenas sub-bacias laterais esquerda do Canal Guarapiranga	PENHA - PINHEIROS	14,9	87	87
6.4.2	Represa Guarapiranga	COTIA - GUARAPIRANGA	232,4	73	80
6.5.1.5	Ribeirão Perus (Bacia do Rio Juqueri)	JUQUERI - CANTAREIRA	76,7	77	82
6.6.1	Rio Mutinga	PINHEIROS - PIRAPORA	14,4	78	78
7.0.0	Rio Capivari	RIO CAPIVARI	154,8	61	61

Figura 3-14: Valores de CN para as sub-bacias hidrográficas do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

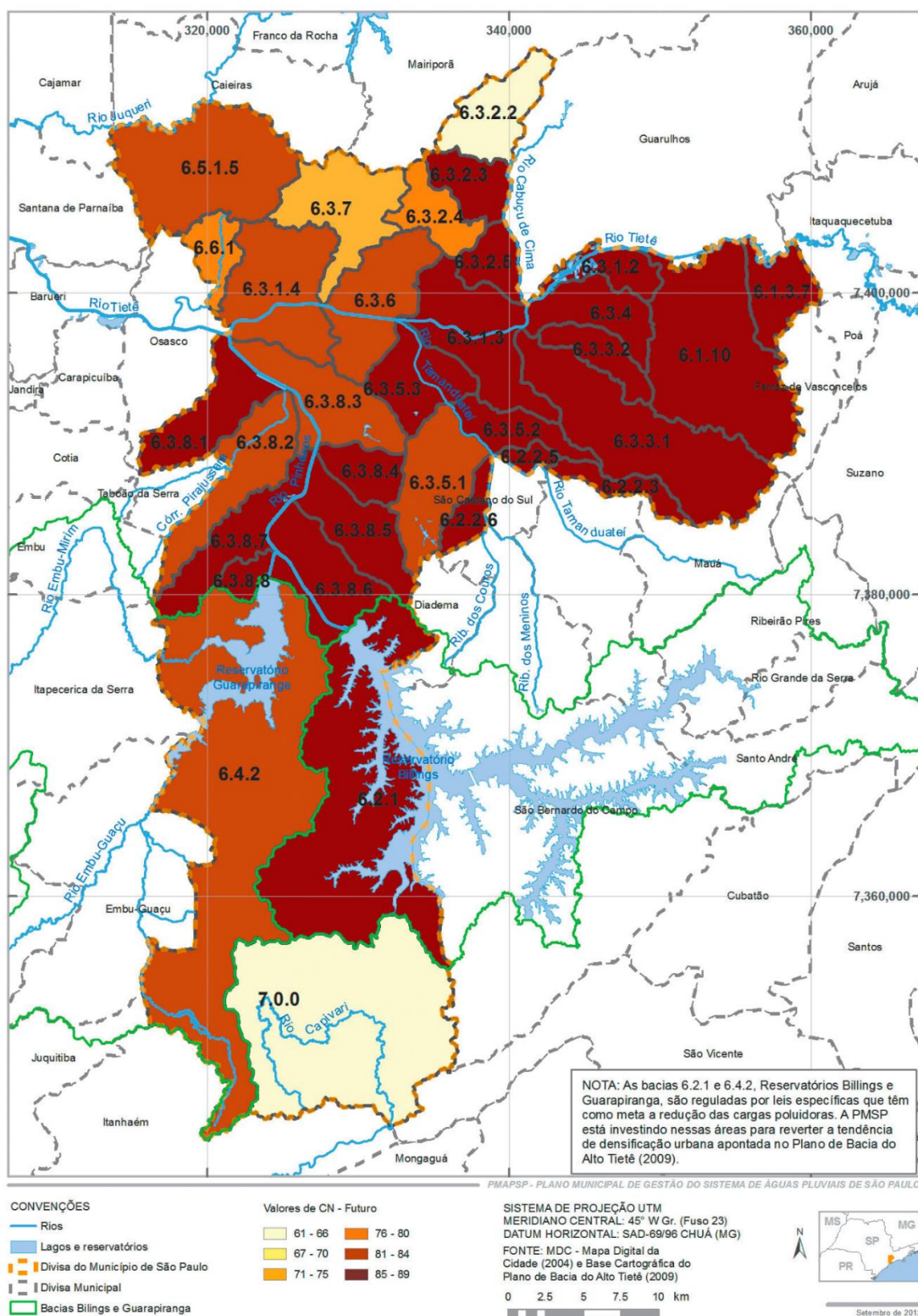


Figura 3-16 : Valores de CN futuros para as sub-bacias hidrográficas do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

3.3.3 Métodos Baseados na Teoria do Hidrograma Unitário

Para bacias maiores, o método racional deixa de ser válido, pois a realidade não se enquadra mais nas hipóteses deste método. A intensidade da chuva deixa de ser constante, o armazenamento passa a ser mais relevante. Assim, adota-se um hidrograma “não triangular”, que representa as vazões causadas por um evento de chuva. A área abaixo deste gráfico é, da mesma maneira, numericamente igual ao volume escoado superficialmente. No entanto, a diferença é que a forma deste hidrograma será determinada em função de alguns parâmetros. Por exemplo, o tempo de ascensão (t_a), tempo base (t_b), etc.

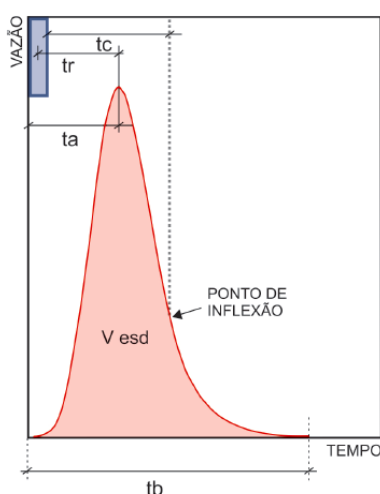


Figura 3-17: Hidrograma e seus parâmetros (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

3.4 Qualidade da água

Primeiramente serão abordados alguns dos principais assuntos referentes à qualidade da água em um ambiente urbano, sendo que o dimensionamento de dispositivos para tratar o escoamento será tratado no item Medidas Estruturais.

Parte considerável da poluição nas cidades vem do escoamento superficial em regiões de depósitos de lixo, depósitos industriais, obras e de poluentes acumulados na superfície de ruas e calçadas. Com a impermeabilização o volume e a velocidade do escoamento superficial crescem, assim aumentando a capacidade de transporte de sólidos em suspensão. Dessa forma, essa água que corre nos sistemas de drenagem torna-se uma forma importante de poluição.

Entre os principais tipos de poluidores de água na zona urbana é possível

citar sedimentos, matérias orgânicas, bactérias, metais, hidrocarbonetos vindos do petróleo e pesticidas, sendo que estes possuem pontos e tipos de origem bastante diversificados.

Os tipos de poluição citadas acima são classificadas como difusas, pois são captadas e carregadas pelo escoamento superficial, além de as suas origens estarem distribuídas de forma esparsa pela cidade. Cinco condições caracterizam essas fontes difusas de poluição (TUCCI, 1995):

- Lançamento de cargas poluidoras está relacionado à precipitação e é intermitente
- Poluentes são transportados por grandes áreas
- As cargas poluidoras não podem ser monitoradas na origem, pois esta é desconhecida
- Existe uma complicação para se criar padrões de qualidade, as concentrações de poluentes dependem da extensão da área afetada, intensidade da chuva, entre outros fatores.
- As ações de controle de poluição devem agir nas áreas geradoras além dos efluentes

A tabela abaixo foi retirada do manual de drenagem do município de São Paulo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b), e mostra a relação entre cargas difusas e poluição total no Rio Pinheiro. As medições foram realizadas entre agosto e dezembro de 2009, e pode-se observar que a carga difusa é responsável por cerca de 40% da poluição presente:

Tabela 3-4: Quantidades de tipos de cargas difusas no Rio Pinheiros

Poluente	Carga total (ton/dia)	Carga difusa (%)	Outras fontes (%)
COT	23	37	63
DBO	106	36	64
DQO	207	39	61
Ptotal	2	40	60
N-NH3	9	43	57
SST	177	57	43

Fonte: Adaptado de Morihama et al. (2011)

A maior ameaça para os corpos d'água que recebem os efluentes da drenagem urbana tem origem na poluição difusa (TUCCI, 1993). Entretanto, além dela, há a contaminação das águas por esgoto irregular, efluentes de fossas sépticas, vazamentos de tanques enterrados e químicos despejados em sarjetas, que são considerados poluidores pontuais.

Um ponto que vale ser lembrado é que a análise da qualidade da água não deve se limitar somente à concentração de cada poluente, mas também deve considerar a capacidade do meio de autodepuração de cada poluente, sendo as substâncias que se encontram com menor concentração mas grande tempo de autodepuração também perigosos (ALVAREZ, 2010).

3.4.1 Principais fontes geradoras de carga difusa

Os principais poluidores são deposições atmosféricas, desgaste de pavimentos, relacionados aos veículos, restos de vegetação, lixo, poeira, restos de dejetos de animais, derramamento de produtos químicos e erosões. É necessário entender as principais causas para saber tratá-las:

- Depósitos atmosféricos: os principais materiais são óxidos particulados, vindos da indústria, como enxofre, metais, pesticidas, solo, asfalto, cinzas, entre outros. Eles se depositam na superfície e são “lavados” pela chuva. Há também o caso de poluentes que estão no ar e são diluídos pela chuva.
- Deposição de poluentes na rua: São materiais sólidos que se acumulam principalmente nos meios fios e guias. Incluem lixo, desgaste do pavimento e relacionados a veículos.
- Erosão: Tem sua origem no crescimento das cidades, aumentando com a criação de novos lotes, com áreas sem proteção vegetal e em obras de construção civil.

3.4.2 Impactos sobre a qualidade da água do corpo receptor

Hoje em dia muitas cidades já veem a importância de garantir a qualidade de água nos receptores de drenagem. A proteção ambiental garante a vida da flora e fauna, o que reduz casos de erosão e aumenta o efeito de amortecimento do escoamento. Dessa forma é importante garantir a qualidade da água que chega

nessas regiões.

Existem seis grandes categorias que podem dividir os problemas relacionados a qualidade da água em corpos receptores de drenagem:

- Alterações estéticas: São causadas por materiais orgânicos em decomposição, hidrocarbonetos e lixo. Causam mau odor, diminuem a transparência da água, criam camadas de espuma e óleos e tornam o ambiente pouco atraente ou até repugnante.
- Depósitos de sedimentos: São materiais particulados trazidos pelo escoamento, alterando o leito do corpo d'água do receptor. Isso afeta a fauna e flora na região, pois com sedimentos a água adquire maior turbidez, afetando o fundo dos córregos e alterando o habitat de alguns seres.
- Contaminação por organismos patogênicos: Alta concentração de coliformes fecais.
- Eutrofização: Com maior concentração de nutrientes, a quantidade de algas e bactérias aumenta, o que tem como consequência a diminuição de oxigênio na água, afetando outras formas de vida.
- Danos devido à presença de tóxicos: Ocorre com a presença de pesticidas, metais pesados, entre outros. Esses poluentes trazem grandes prejuízos à saúde daqueles que utilizam a água, o que os torna muito perigosos.

3.4.3 Indicadores para qualidade da água

Diferentes usos de água requerem diferentes níveis de qualidade, para isso pesquisas anteriores criaram indicadores que auxiliam a análise da qualidade da água. São utilizados por órgãos públicos para se classificar a pureza da água, e podem ser usados nos volumes drenados. Esse controle leva em consideração características físicas, químicas e biológicas (ALVAREZ, 2010). Abaixo se encontra uma lista de indicadores utilizados:

- Temperatura
- Turbidez
- Condutividade elétrica
- pH
- Oxigênio dissolvido

- Demanda bioquímica de oxigênio
- Demanda química de oxigênio
- Série de nitrogênio
- Série de fósforo
- Sólidos totais
- Coliformes fecais

3.5 Medidas não estruturais

Medidas não estruturais são medidas que não envolvem a criação ou ampliação da infraestrutura da rede e dispositivos de drenagem. São medidas que podem ter caráter preventivo, como políticas que reduzem o desmatamento e o uso de mapas de inundação para evitar que mais pessoas ocupem áreas de risco.

De acordo com (TUCCI, 1993): “Medidas não-estruturais são relativas a programas de prevenção e controle da emissão dos poluente”. São medidas que possuem ação em toda a bacia, buscam trabalhar principalmente com o comportamento da população e antecipar ou evitar problemas ou situações que piorem a qualidade da água, além de possuírem alto benefício. Elas têm como características (TUCCI, 1993):

- Ter bom custo benefício;
- Ser objetiva e garantir a qualidade da água no corpo receptor;
- Ser aplicável em toda a bacia trabalhada;
- Ser aceita pela população.

Um problema ainda enfrentado nesse campo é que poucos lugares adotam tais medidas, logo a experiência com essas aplicações ainda é limitada, apesar deste tipo de alternativa ser ótimo para se reduzir o custo de medidas estruturais (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Em um ambiente urbano já consolidado, é possível falar na preservação e criação de áreas verdes, na redução de áreas impermeáveis, no controle de ligações separadas (clandestinas) na rede (com campanhas de detecção e

correção de pontos problemáticos) que são fontes pontuais de poluição, na correta manutenção e limpeza das ruas (respeitando uma frequência e qualidade mínimas, apesar de terem menor impacto na qualidade em comparação com as outras medidas) e na coleta e disposição adequada de lixo e resíduos de obras (além de políticas que desestimulam que lixo seja jogado pela população em locais inapropriados) evitando o bloqueio dos sistemas de drenagem (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Considerando um ambiente urbano ainda em desenvolvimento ou em áreas rurais, é possível realizar um planejamento para garantir uma ocupação urbana e distribuição populacional eficientes, além das opções já citadas.

Existe também a opção de criação de regras que incentivam que novas construções sejam mais sustentáveis, como regras de área verde mínima, ou desconto em impostos para empreendedores que optam por instalar técnicas compensatórias dentro de seus lotes.

Um ponto importante também envolve a educação da população, de modo que as pessoas compreendam suas responsabilidades e deixem de ter atitudes individualistas que acabam prejudicando a sociedade como um todo, como os atos citados acima de descarte inadequado de lixo e de ligações clandestinas.

É muito importante lembrar que medidas estruturais e não-estruturais são complementares e devem ser utilizadas em conjunto para combater problemas de controle de qualidade da água.

3.6 Medidas estruturais: Dispositivos de drenagem sustentável

Medidas estruturais são medidas que envolvem a criação de infraestrutura de drenagem, obras hidráulicas, de forma a alterar a capacidade de descarga e a dinâmica da geração do escoamento (como ao induzir a água a percorrer determinado caminho) do sistema. Em relação à qualidade da água, buscam trabalhar com a água contaminada, reduzindo ou removendo o volume contaminado na drenagem (atuam principalmente em regiões já urbanizadas), tendo como objetivo a remoção dos poluentes e a diminuição do impacto da poluição no efluente receptor.

3.6.1 Descrição dos dispositivos

Além dos dispositivos tradicionais de drenagem urbana, existem também técnicas compensatórias (ou de controle na fonte) que atuam no sentido de realizar basicamente 3 funções: reduzir o volume total escoado (armazenando e promovendo infiltração da água), retardar o escoamento da água (detenção) e melhorar a qualidade da água. Atualmente, a utilização de tais técnicas é considerada essencial para um desenvolvimento urbano sustentável, de modo a minimizar os impactos que este desenvolvimento tem no ciclo hidrológico. Vale lembrar que o funcionamento da abordagem tradicional busca captar a água, levar ela o mais rápido possível para outro local e então descarregar ela em águas pluviais, sem preocupação com reduzir os volumes escoados nem com a qualidade da água que vai para os cursos d'água (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

Em relação aos dispositivos sustentáveis, primeiramente serão analisados aqueles que agem reduzindo volumes através da retenção de água e posteriormente aqueles que agem através da infiltração da água no solo. Após a apresentação dos dispositivos será feito um resumo dos critérios de dimensionamento destes. A estrutura da análise se baseia principalmente em (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015).

ARMAZENAMENTO

A seguir são apresentados diversos dispositivos, mas apenas os reservatórios de detenção e os de retenção serão utilizados neste trabalho.

Reservatórios de detenção

Sua função é de amortecer o pico do hidrograma de cheia, distribuindo o escoamento de maneira mais homogênea no tempo (aumentando a base do hidrograma). Isso é feito por meio do armazenamento temporário da água, e este armazenamento pode ter tanto a função de apenas reduzir o pico das vazões a jusante como também, em alguns casos como quando a água vai diretamente para uma estação de tratamento, a de conter um certo volume que será tratado posteriormente, assim respeitando a máxima capacidade da estação de tratamento. O armazenamento também pode ter a função de reter sedimentos e melhorar a

qualidade da água. A construção deste dispositivo pode ser feita utilizando escavações e barragens para gerar o armazenamento, e vale lembrar que diferentes localizações na bacia vão permitir diferentes volumes de armazenamento total no reservatório.

Esta solução pode ser integrada a parques e ambientes recreativos, de forma que em períodos secos ela pode ser aproveitada pela sociedade, contanto que após eventos de chuva seja feita a manutenção e limpeza da área.

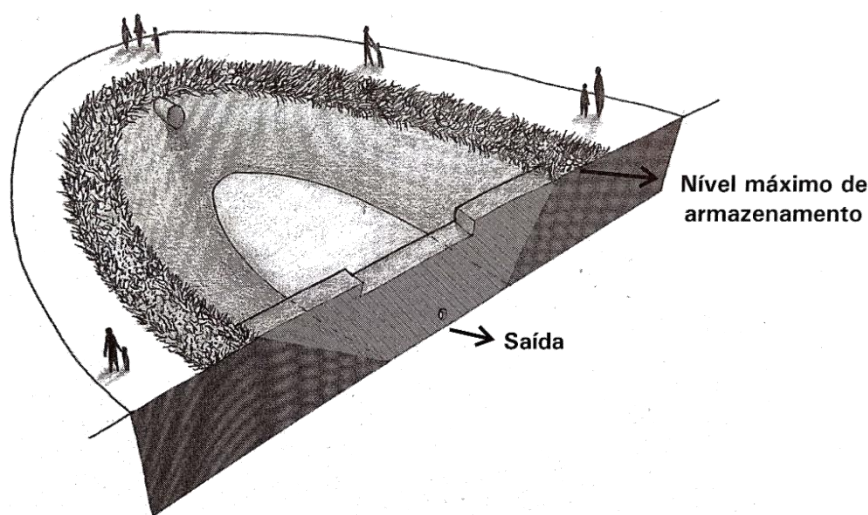


Figura 3-18: Esquema de reservatório de retenção (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Reservatórios de retenção

Tem a mesma função de reter água, mas também a de tratar a qualidade da água antes de liberar o escoamento para os corpos d'água, além de apresentar um lago permanente (ou volume morto). O lago tem a vantagem de aumentar a capacidade de deposição (e reduzir a ressuspensão) e de tratamento biológico nos períodos entre chuvas (CGSD, 2000), reduzindo a carga de contaminante da água. De maneira geral bacias de retenção tem a capacidade de reter em torno de 70% a 90% de sólidos em suspensão totais, 40% a 50% de fósforo total e 30% a 40% de nitrogênio total. Outras vantagens são o controle da erosão e o carregamento de aquíferos, além de também poder ser integrado a um projeto paisagístico dando mais amenidade ao ambiente urbano (LIMA; SILVA; RAMINHOS, 2006), além de favorecer a conservação da biodiversidade local. O dimensionamento dessas bacias deve considerar as características locais como tipo de solo, regime de chuvas, sistema de drenagem existente entre outros. Um possível problema deste

dispositivo é que com grandes períodos de seca podem surgir algas e odores desagradáveis no lago.

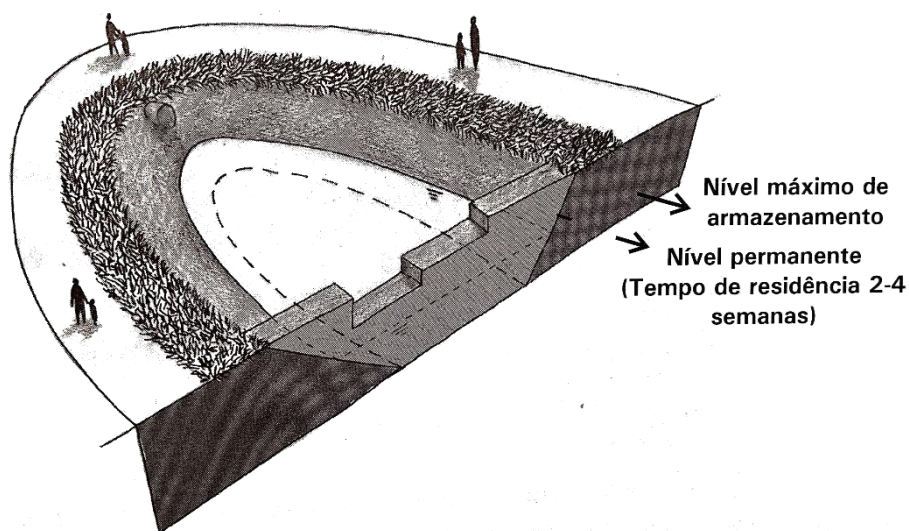


Figura 3-19: Esquema de reservatório de retenção (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Reservatórios em lotes urbanos

Seguem a mesma ideia dos anteriores, mas numa escala menor, sendo instalados dentro dos lotes. Estes dispositivos devem ser usados espalhados pela bacia, de modo que o efeito combinado de todos eles produzam o impacto projetado. Eles podem ser utilizados para armazenar a água para amortecer o pico do hidrograma do escoamento, mas também podem fornecer a água para uso dos próprios proprietários (preferencialmente para usos onde a água não precisa ser potável, como limpeza e para regar jardins).

Condutos de armazenamento

Condutos com dimensões maiores que o usual para também proporcionar um efeito de armazenamento.

Faixas gramadas

Faixas gramadas ou arborizadas para promover infiltração, sem reservatório subterrâneo.

INFILTRAÇÃO

A seguir são apresentados diversos dispositivos.

Pavimento permeável

São pavimentos que permitem a infiltração de água, de modo que ela pode ser armazenada em um reservatório subterrâneo (permeável ou não) abaixo do pavimento, e posteriormente a água pode infiltrar no solo ou ser encaminhada por tubulação para o sistema de microdrenagem. Aplicações possíveis deste dispositivo são em estacionamentos e em ruas onde o tráfego não é intenso, pois não apresentam resistência suficiente para receber tráfego pesado (DUARTE, 2003), em calçadas, quadras esportivas e dentro de lotes. Uma grande vantagem desse sistema é que ele permite que o local pavimentado continue exercendo sua função original, além de infiltrarem praticamente toda a precipitação da área pavimentada e de melhorarem significativamente a qualidade da água (reduzindo a concentração de cobre, zinco e óleo proveniente de motores) em situações onde o solo tem boas características de infiltração (BRATTEBO; BOOTH, 2003).

Este dispositivo normalmente é composto por asfalto poroso, concreto poroso, paralelepípedos ou blocos de concreto cujos espaçamentos são preenchidos com material poroso, e é importante lembrar que a aplicação deste sistema depende de vários fatores com permeabilidade do solo, nível do lençol freático e facilidade de manutenção (pavimentos permeáveis devem ser limpos para evitar acúmulo de sedimentos e perda de permeabilidade).

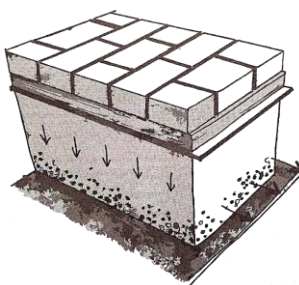


Figura 3-20: Esquema de pavimento permeável (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Trincheira de infiltração

São dispositivos normalmente longitudinais, constituídos de uma valeta que é preenchida por um material muito poroso, e cuja superfície pode ser inclusive ser algum tipo de pavimento permeável (mantendo a função original do local). São recomendadas em áreas residenciais e comerciais, e em locais onde o solo

apresenta boas condições (alta permeabilidade e lençol freático afastado da superfície). A trincheira serve como um local para armazenar água e assim reduzir o volume total escoado, além de melhorar a qualidade da água pois sólidos em suspensão são removidos durante a infiltração.

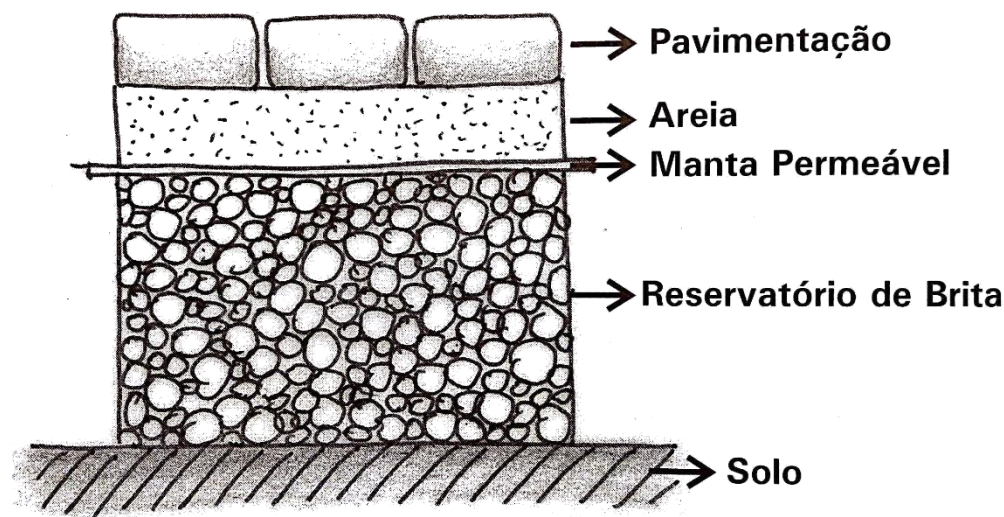


Figura 3-21: Esquema de trincheira de infiltração (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Vala de infiltração

São valas simplesmente escavadas que normalmente acompanham ruas ou estradas, servindo de conduto para escoar a água. As vantagens deste sistema são a redução da velocidade do escoamento, amortecimento das cheias e redução do pico, redução do volume total escoado através de infiltração e melhora da qualidade da água, além de custos relativamente baixos. Vale notar que apesar disso é um dispositivo que requer manutenção e limpeza periódicos.

Plano de infiltração

São essencialmente iguais às valas de infiltração, porém com uma geometria que não apresenta uma dimensão muito maior que as outras. São normalmente gramados que recebem o escoamento de uma área impermeável próxima, como um edifício.

Telhado verde/ Telhado reservatório

Telhados verdes são compostos basicamente de cinco camadas, do topo para a base: vegetação, substrato, manto permeável, leito de drenagem e manta

impermeável. Apresentam a vantagens como não demandarem novas áreas para sua implementação, redução do volume total e detenção do escoamento (STOVIN; VESUVIANO; DE-VILLE, 2015), possível valorização do imóvel, aumento da área verde na cidade, efeito de redução da temperatura em prédios comparável ao de *cool roofs* (SANTAMOURIS, 2014), além de permitir que seja praticada agricultura urbana. É importante lembrar que o desempenho deste dispositivo varia com o clima e regime de chuvas local, e que a vegetação deve ser escolhida de modo a resistir a estes fatores.

Poço de infiltração

Trata-se de um poço, que consequentemente ocupa uma área pequena, e cuja função é receber o escoamento e armazená-lo até que este seja inteiramente drenado através da infiltração no solo. Este dispositivo tem a vantagem de poder ser implementado em locais onde as camadas mais superficiais do solo são pouco permeáveis, mas as camadas mais profundas apresentam elevada permeabilidade. Um outro efeito que o dispositivo pode proporcionar é a recarga de aquíferos.



Figura 3-22: Exemplo de parque em Champaign, Illinois, que combina diversas técnicas compensatórias, aliadas a um projeto paisagístico (FOTH, [s.d.])

3.6.2 Dimensionamento dos dispositivos de drenagem sustentável

Será considerado que as vazões de entrada, decorrentes de um evento de chuva criteriosamente escolhido e de cálculos para determinar quanto dessa chuva será convertida em escoamento que vai para o dispositivo em questão, são dados obtidos através da modelagem descrita no item Vazões de Projeto.

DADOS DE ENTRADA PARA ESCOLHA E DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

De acordo com (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c), as seguintes características são condicionantes para uma melhor escolha dos dispositivos:

- Área de drenagem
- Capacidade de infiltração do solo
- Nível do lençol freático
- Declividade do terreno
- Disponibilidade de área
- Instalações subterrâneas
- Poluição por esgoto
- Sedimentos
- Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego
- Poluição difusa

Essas informações serão úteis para delimitar as soluções mais viáveis. O critério de dimensionamento do projeto globalmente será o de reduzir as vazões da bacia de modo a permitir que a rede já existente seja capaz, em conjunto com as técnicas compensatórias, de escoar eventos com período de retorno de 100 anos de diferentes durações, por se tratar de um sistema de macrodrenagem em uma área residencial e comercial (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011). Este também é o tempo de retorno indicado segundo (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b) para projetos que se situam em grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade, ou seja, localizações de elevada importância para a cidade.

Outro fator importante no dimensionamento são o tempo necessário para o enchimento e para o esvaziamento dos dispositivos. Em geral adota-se um tempo de descarga de 24 horas (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011). Em locais onde a condutividade hidráulica do solo é muito baixa (menor que 10^{-7} m/s) é provável que apenas um dispositivo de infiltração não seja suficiente para lidar com as vazões (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

Em termos do dimensionamento para controle de qualidade da água que chegará ao curso d'água, temos como parâmetros de orientação do desempenho de cada dispositivo para o pré-dimensionamento valores apresentados em (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b):

Tabela 3-5: Tabela de porcentagem de remoção de poluentes por técnica compensatória (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012b).

Alternativa de Controle	Porcentagem de Remoção (%)				
	Sólidos em Suspensão	Fósforo Total	Nitrogênio Total	Zinco	Bactéria
Minimização da área diretamente conectada	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Faixa gramadas	10-20	0-10	0-10	0-10	n.d.
Valetas gramadas	20-40	0-15	0-15	0-20	n.d.
Bacias de retenção secas	50-70	10-20	10-20	30-60	50-90
Bacias de retenção alagadas	60-95	0-80	0-80	0-70	n.d.
Alagadiços	40	9-60	0-20	60	n.d.
Pavimento poroso	80-95	65	80-85	99	n.d.

ARMAZENAMENTO

Podem ser instalados em configurações *in-line* e *off-line*, e cada configuração proporciona um efeito diferente no hidrograma de saída, o que será levado em consideração na escolha do tipo de solução. Vale notar que, em geral, reservatórios *off-line* requerem volumes menores para manter uma mesma vazão de saída. As vazões de saída de projeto dos dispositivos serão determinadas de acordo com o critério de projeto já citado, ou seja, serão a vazão que permitirá que o sistema como um todo possa suportar uma chuva de projeto com tempo de retorno de 100 anos.

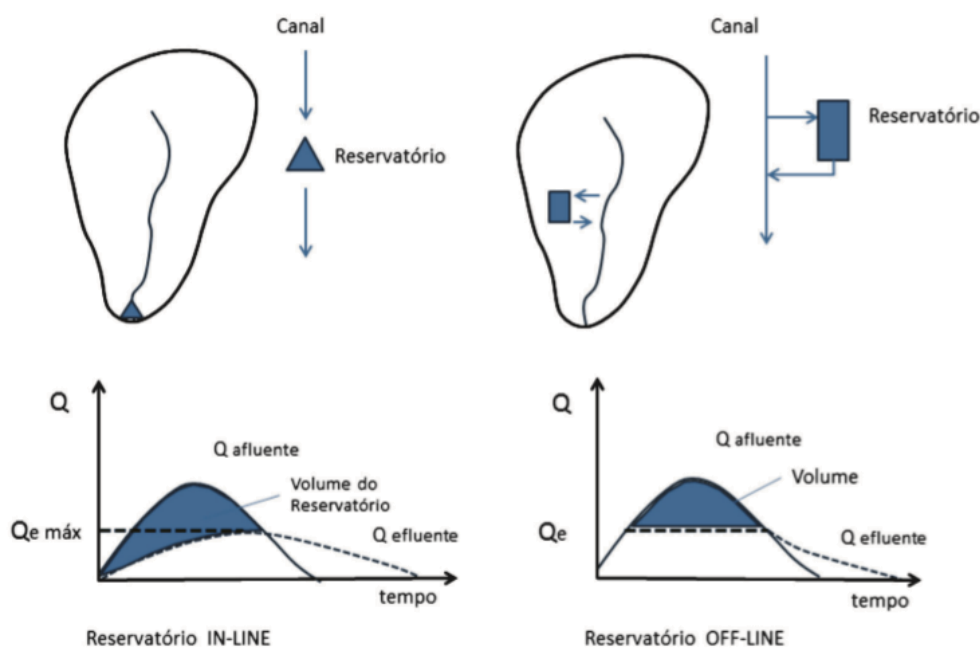


Figura 3-23: Efeito de amortecimento de reservatórios in-line e off-line (SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO, 2012b)

Reservatórios de retenção

Os elementos a serem dimensionados são basicamente o volume do reservatório e o dispositivo de saída de água. Primeiramente, deve-se determinar o volume máximo disponível para o reservatório e a vazão máxima de saída (determinada de acordo com o critério de dimensionamento), pois estes podem ser fatores limitantes.

Conhecendo estes dois fatores, aplicaremos o processo tradicional de utilizar a equação da continuidade combinada com as equações de orifício (que atua na operação normal) e de vertedouro (que atua quando a capacidade do dispositivo for superada, para evitar colapso da estrutura) correspondentes ao projeto, e assim modelar a variação da altura da lâmina d'água no reservatório.

Primeiramente vamos utilizar a equação da continuidade e a conservação de massa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.15)$$

- A = área da seção transversal da água escoando
- t = tempo
- Q = vazão
- x = comprimento
- q = vazão perpendicular ao fluxo

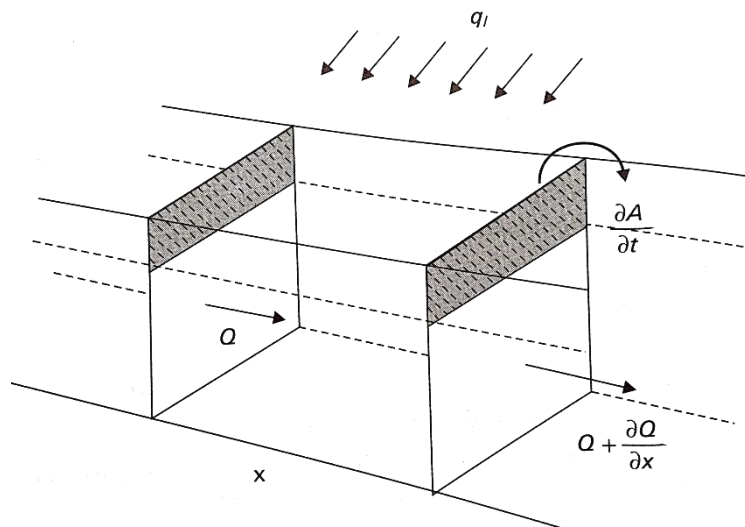


Figura 3-24: Parcelas da equação da continuidade
(MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

No caso, foi assumido, por simplificação, que não ocorrem vazões laterais (perpendiculares ao fluxo). Vamos também utilizar a altura e a área para representar a variação no tempo do volume dentro do volume de controle. Com isso, reescrevendo a equação em diferenças finitas temos a equação que nos permite fazer o *routing* do reservatório:

$$\frac{(h^{t+1} - h^t) \cdot \left(\frac{A_s^t + A_s^{t+1}}{2}\right)}{\Delta t} = \left(\frac{Q_a^t + Q_a^{t+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_e^t + Q_e^{t+1}}{2}\right) \quad (3.16)$$

- h = altura da lâmina d'água
- Q_a = vazão afluente
- Q_e = vazão efluente
- A_s = área superficial média

Considerando que são conhecidas a altura no tempo inicial e as vazões afluentes, que o intervalo de tempo é de nossa escolha, e que a área superficial média e a vazão efluente dependem apenas da altura, a única variável desconhecida é a altura no tempo $t+1$.

Em casos particulares algumas simplificações se aplicam. No caso, assumindo uma pequena variação nas vazões afluentes e efluente no intervalo Δt (para isso precisamos impor um intervalo de tempo pequeno o suficiente), e assumindo que o reservatório possui um formato razoavelmente próximo ao de um prisma (a área não varia em função de h), obtemos (ao custo de um erro de defasagem no cálculo):

$$h^{t+1} = h^t + \left(\frac{Q_a^t - Q_e^t}{A_s^t}\right) \cdot \Delta t \quad (3.17)$$

A seguir, definindo as equações que representam como a água sairá do reservatório para duas situações: equação de orifício circular para vazão de projeto e equação de vertedouro retangular para situações acima das de projeto:

$$Q_e^{orificio} = \phi_o \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh_o} \quad (3.18)$$

- ϕ_o = coeficiente de descarga do orifício
- A_o = área do orifício

- h_o = carga sobre o centro do orifício

$$Q_e^{vertedouro} = \phi_V \cdot L_V \cdot h_V^{3/2} \quad (3.19)$$

- ϕ_V = coeficiente do vertedouro
- L_V = largura do vertedouro
- h_V = carga sobre o vertedouro

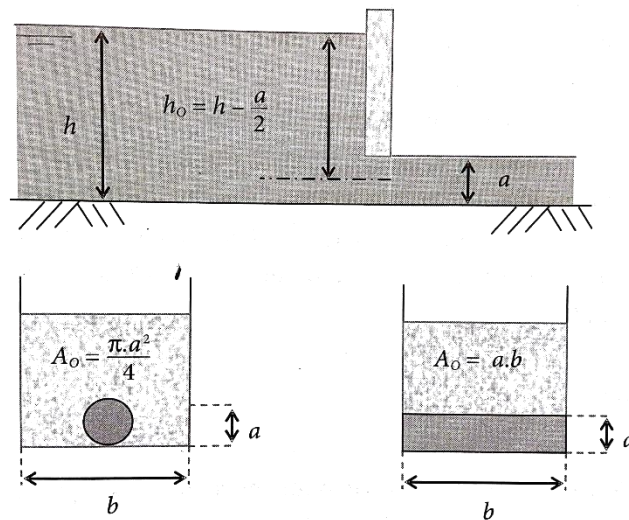


Figura 3-25 Parcelas da equação de orifício (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Para o dimensionamento do reservatório, consideraremos a situação de operação, onde $Q_e = Q_e^{orificio}$.

Reservatório de retenção

Este tipo de reservatório será dimensionado para reduzir cargas poluidoras que chegarão nos corpos d'água, além de também contribuir na redução do volume total e detenção do escoamento. O dimensionamento deste tipo de reservatório será feito utilizando as mesmas ferramentas utilizadas no dimensionamento de reservatórios de detenção explicado acima, partindo inicialmente de dimensões definidas em uma etapa de pré-dimensionamento.

Para o pré-dimensionamento o volume total (V) do reservatório foi escrito como a soma de três componentes:

$$V = V_L + V_Q + V_C \quad (3.20)$$

- V_L = Volume do lago permanente
- V_Q = Volume a ser retido para tratamento da qualidade
- V_C = Volume para detenção

De modo que:

$$V_L = 3 \cdot V_Q \quad (3.21)$$

$$V_Q = P_{ff} \cdot A \quad (3.22)$$

$$V_C = t_c \cdot (Qp_a - Qp_e) \quad (3.23)$$

- P_{ff} = lâmina de água que carrega maior concentração de poluentes no início do evento de chuva (carga de lavagem ou *first flush*)
- t_c = tempo de concentração no ambiente urbanizado
- Qp_a = vazão de pico afluente de projeto
- Qp_e = vazão de pico efluente de projeto

Para que o reservatório apresente uma eficiente remoção de poluentes, o tempo de retenção ideal seria algo em torno de 24 a 48 horas.

INFILTRAÇÃO

Os dispositivos de infiltração (pavimento permeável e trincheira de infiltração principalmente) serão dimensionados seguindo o mesmo método. O funcionamento destes dispositivos difere do de reservatórios basicamente no modo em que a água é descarregada, que será determinado pelas características do solo (granulometria, porosidade, condutividade hidráulica, etc), pelo nível do lençol freático e condições específicas do local. Além disso, vale lembrar que estes dispositivos são preenchidos com algum material poroso, de modo que a capacidade de retenção

do reservatório subterrâneo não corresponde ao volume total escavado, mas sim ao volume total multiplicado pela porosidade do material.

Em se tratando de um estudo de viabilidade, pode-se utilizar a condutividade hidráulica para estimar a capacidade de infiltração do solo (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011). Esta característica pode ser estimada através de tabelas de estudos anteriores na fase de pré-dimensionamento, mas para o projeto final deve utilizar dados reais coletados em campo.

Também foi considerada a perda de eficiência que este tipo de dispositivo pode sofrer com o passar do tempo pela deposição de sedimentos e colmatção, que reduzem a capacidade de infiltração da superfície. Esse fenômeno será considerado com a introdução de um fator de segurança que pode ser estimado de acordo com (JEWELL, 1996):

Tabela 3-6: Tabela de coeficientes de segurança para estruturas de infiltração (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2015)

Coeficiente de segurança α para estruturas de infiltração			
Área a ser drenada (m ²)	Consequências da falha do dispositivo de infiltração		
	Nenhum dano ou inconveniência	Inconveniência menor, como alagamento de um estacionamento	Danos à construção ou estrutura, inconveniência maior, como inundações em estradas
< 100	1,5	2	10
100 a 1000	1,5	3	10
> 1000	1,5	5	10

Para calcular a vazão que pode ser escoada através de infiltração no solo (vazão de saída), vamos usar a seguinte equação, recomendada por (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c):

$$Q_s = \alpha \cdot q_{as} \cdot A_{inf} \quad (3.24)$$

- α = Coeficiente de segurança
- q_{as} = Capacidade de absorção por unidade de superfície

- A_{inf} = Área de infiltração

Segue abaixo valores de condutividade hidráulica que podem ser utilizados em um primeiro momento para representar a capacidade de absorção:

Tabela 3-7: Tabela de ordens de grandeza de condutividade hidráulica em diferentes solos

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Tipos de solos	Seixos sem areia nem elementos finos		Areia com seixos, Areia grossa a areia fina		Areia muito fina, Silte grosso a silte argiloso			Argila siltosa a argila homogênea			
Possibilidade de infiltração	Excelentes		Boas		Médias a baixas			Baixas a nulas			

No caso de pavimentos permeáveis e de trincheiras de infiltração, é uma prática comum em diversos países considerar que apenas parte da superfície interna do dispositivo efetivamente drenará o escoamento (a área de infiltração), especialmente devido à consideração de que o fundo poderá colmatar rapidamente (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011):

Tabela 3-8: Tabela de coeficientes de redução de permeabilidade e superfícies de infiltração

País	Coeficiente de redução de permeabilidade	Superfície de infiltração considerada
Dinamarca / Grã-Bretanha		Metade das superfícies verticais
Suécia	0,5 - 0,3	Metade das superfícies verticais
Alemanha		Fundo + metade das superfícies verticais
Holanda		Integralmente as superfícies integrais

Outros fatores como a qualidade da água a ser drenada na região e a frequência da manutenção também podem influenciar na escolha da área que será considerada como a superfície de infiltração, e (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011) apresenta um fluxograma para estimar essa área:

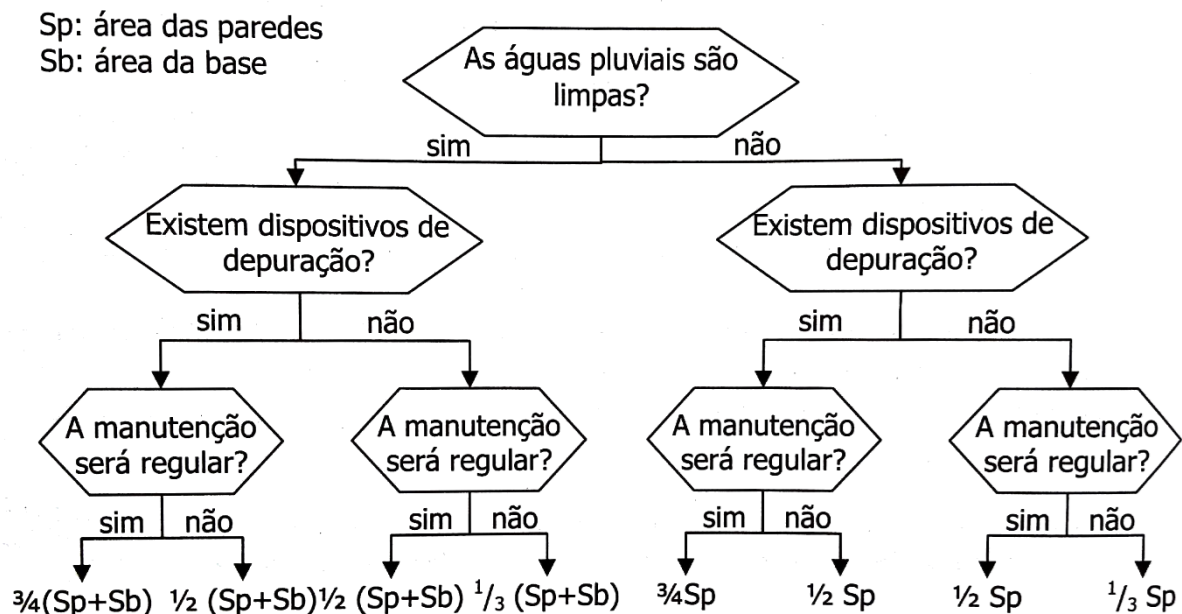


Figura 3-26: Fluxograma de escolha da superfície de infiltração de projeto de uma trincheira

No caso de um dispositivo cuja área em planta é muito maior que a das superfícies verticais, pode-se considerar a projeção em planta como a área de infiltração.

No dimensionamento destes dispositivos, será utilizado o método das chuvas. Neste método, partimos das curvas IDF (intensidade-duração-frequência), e então transformamos as intensidades em alturas, e o fazemos multiplicando a intensidade dos eventos de cada duração pelas suas respectivas durações, para cada período de retorno. Dessa forma é possível obter os gráficos PDF (precipitação-duração-frequência). É importante ressaltar que estas curvas não representam a evolução temporal dos eventos de chuva, apenas a altura acumulada.

Em seguida, será obtido o gráfico que representa a infiltração de água durante o evento de chuva (vazão de saída). Para permitir a comparação entre os gráficos será utilizada a vazão específica, que é dada por

$$q_s = Q_s / A_e \quad (3.25)$$

$$A_e = C \cdot A \quad (3.26)$$

- q_s = vazão específica
- A_e = área de infiltração
- C = coeficiente de escoamento
- A = área total de contribuição da bacia

Com isso, é feita a comparação da vazão total de entrada com a vazão total de saída durante um evento de chuva para estimar o volume total máximo que deverá ser armazenado em um determinado cenário de projeto. Esse volume pode ser obtido através da máxima diferença entre a curva PDF e a curva $q_s \cdot \text{Duração}$:

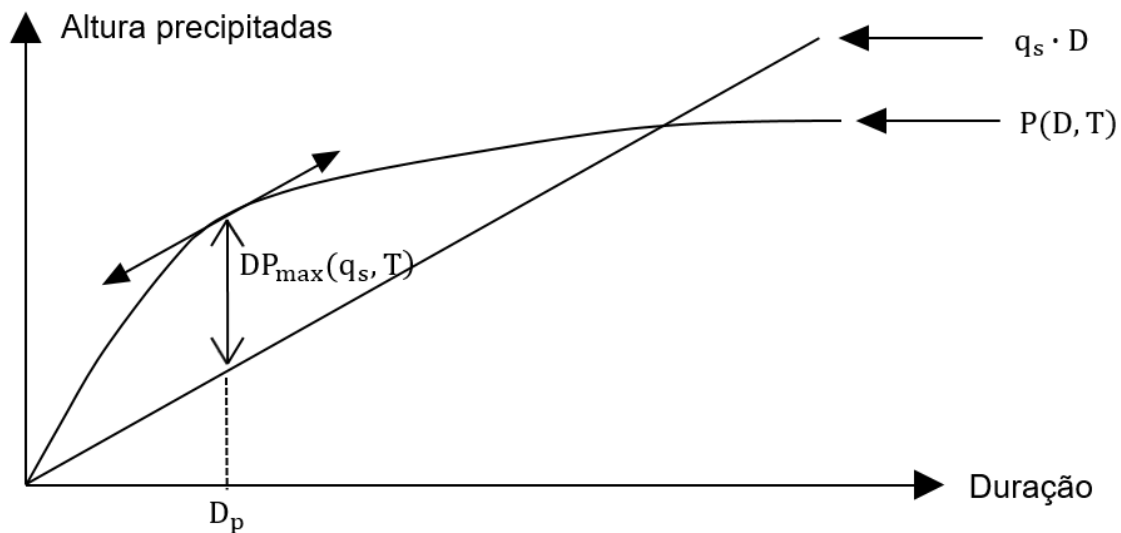


Figura 3-27: Curva PD para o período de retorno escolhido e curva de descarga (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011)

Por fim, o volume do reservatório será esta diferença máxima multiplicada (mm) pela área de drenagem efetiva (m^2), lembrando de converter as unidades:

$$V_{max} = DP_{max}(q_s, T) \cdot A_e \quad (3.27)$$

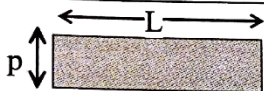
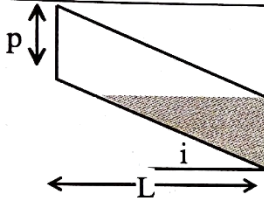
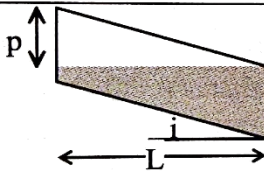
- $DP_{max}(q_s, T)$ = diferença máxima associada a uma determinada duração D_p
- V_{max} = volume de armazenamento máximo

Para estimar o tempo de esvaziamento, lembrando que o modelo considera uma vazão de entrada e de saída constantes, temos:

$$D_v = \frac{S_{max}}{Q_s} = \frac{DP_{max}(q_s, T)}{q_s} \quad (3.28)$$

Devemos lembrar que os dispositivos não necessariamente se encontrarão em superfície plana, e a declividade deve ser considerada no cálculo da capacidade de armazenamento, como mostra (BAPTISTA; DE OLIVEIRA NASCIMENTO; BARRAUD, 2011):

Tabela 3-9: Tabela de cálculo de volumes máximos para diferentes configurações

Configuração	Volume de água máximo S_{max} que pode ser estocado de acordo com a configuração
	$S_{max} = n \cdot l \cdot p \cdot L$
	$S_{max} = \frac{n \cdot l \cdot p^2}{2 \cdot i} \quad \text{com} \quad L \geq \frac{p}{i}$
	$S_{max} = n \cdot l \cdot (p - \frac{i \cdot L}{2})L \quad \text{com} \quad L < \frac{p}{i}$

Notação: S_g : Volume geométrico da estrutura
 l : largura da trincheira
 P : profundidade da trincheira

n : porosidade útil (índice de vazios interligados)
 L : comprimento da trincheira
 i : declividade

Também deve-se considerar que o reservatório subterrâneo de trincheiras de infiltração e de pavimentos permeáveis é constituído de material poroso, e que o volume de armazenamento consiste apenas dos vazios de tal material:

$$V_T = \frac{V_e}{P} \quad (3.29)$$

- V_e = volume efetivo

- V_T = volume total
- P = porosidade

3.7 Modelagem Computacional

Devido aos avanços obtidos no campo da modelagem computacional desde a década de 70, sua utilização se torna essencial em estudos de bacias e projetos de drenagem. A grande variabilidade de programas para a análise hidrológica traz consigo a tentativa de simular vários tipos de problemas trazidos pelas chuvas (ASCE, 1992). São eles:

- Drenagem e inundações:

Vários programas são capazes de analisar a drenagem de vias e a possibilidade de ocorrência de enchentes, porém deve-se sempre ficar atento às necessidades específicas do projeto e às limitações de determinados modelos.

- Acúmulo e retenção:

Também podem ser analisados dispositivos de retenção das águas pluviais, sendo este estudo necessário para o funcionamento de dispositivos como piscinões.

- Sedimentação:

A sedimentação ocorrida pelo escoamento d'água deve e pode ser analisada por meio de modelos computacionais, uma vez que ela afeta diretamente a qualidade da água drenada.

- Qualidade de água:

Sendo este um dos principais interesses de diversos estudos, a análise de certos aspectos, como os relativos às concentrações de DBO, são muito importantes para a correta escolha de modelos.

Por fim, no século XXI podem-se encontrar inúmeros programas com o propósito de se analisar, a partir de modelos computacionais, o escoamento e a qualidade das águas drenadas. Para isso serão discutidos os princípios de modelagem necessários para se obter valores de vazão, volume, níveis d'água condizentes com a realidade.

3.7.1 Modelagem de chuvas

No processo de simulação de uma bacia são necessários vários dados relacionados à região em questão.

- Chuvas

Devido à necessidade de se simular intempéries condizentes com as passíveis de ocorrência no mundo real, torna-se necessário fazer uma captação de dados, com propósito de se obter probabilidades de ocorrência destas chuvas numa determinada região.

O estado de São Paulo contém várias entidades que coletam dados de qualidade e quantidade de água. Sendo elas o DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica), CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais), CETESB (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo) e INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), juntamente com a ANA (Agência Nacional de Águas) recebendo a compilação de dados para sua plataforma nacional HIDROWEB.

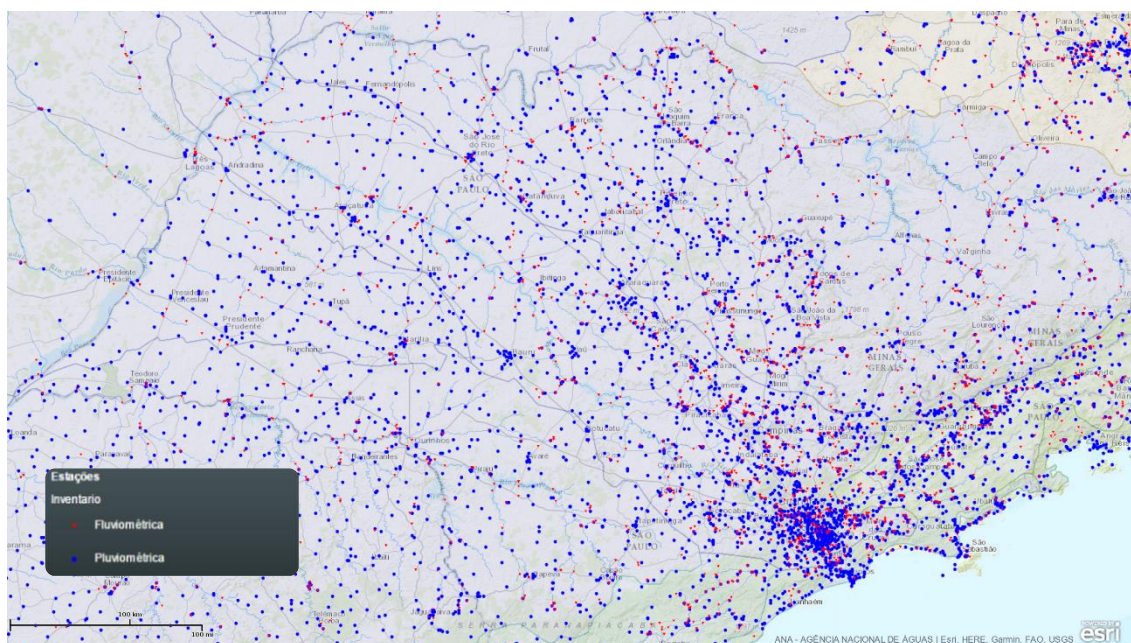


Figura 3-28: Mapa do estado de São Paulo com a localização de estações pluviométricas e fluviométricas (fonte: Hidroweb-ANA)

As fontes desses dados são variadas e consultam as informações de pluviômetros automáticos, estações pluviométricas e estações fluviométricas.

Em diversos países a coleta de dados já é feita de maneira regular, sendo elas comumente feitas com frequência diária. Hoje em dia os medidores têm frequência de captação de dados de 1 hora, podendo ter frequências menores de até 15 minutos, de acordo com a precisão necessária. Porém devido à falta de verba estadual na região paulista, parte dessas estações se encontra sem operação ou em operação esporádica. (DURRANS; DIETRICH, 2003)

3.7.2 Entrada de dados de chuvas para simulação

- Equações IDF (Intensidade, Duração e Frequência)

Conforme descrito anteriormente, a equação IDF mostra a intensidade média de chuvas para um determinado evento, com um tempo de retorno e duração associados. Coletada pelo IAG-USP e divulgada pelo DAEE-CTH tem-se a seguinte equação para a região de São Paulo:

$$i_{t,T} = 32,77(t + 20)^{-0,8780} + 16,10(t + 30)^{-0,9306} \left[-0,4692 - 0,8474 \ln \ln \left[\frac{T}{T-1} \right] \right] \quad (3.30)$$

Para $10 \leq t \leq 1440 \text{ min}$ sendo:

$i_{t,T}$: intensidade de chuvas, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t : tempo de duração da chuva em minutos;

T : período de retorno em anos.

Com isso pode-se gerar curvas que representam durações e intensidades de chuvas para um dado período de retorno. As tabelas a seguir representam as intensidades e alturas máximas que decorrem da equação anterior.

Tabela 3-10 Intensidades máximas de chuva (mm/h) fonte:(DAEE – CTH, 2015)

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	94,3	124,3	144,1	155,3	163,1	169,2	187,8	206,2	224,6
20	73,1	97,4	113,5	122,6	129,0	133,9	149,0	164,0	179,0
30	60,0	80,5	94,1	101,8	107,2	111,3	124,1	136,7	149,4
60	39,6	53,7	63,0	68,3	72,0	74,8	83,6	92,3	100,9
120	24,2	33,0	38,8	42,1	44,3	46,1	51,5	56,9	62,3
180	17,7	24,1	28,4	30,7	32,4	33,7	37,7	41,6	45,6
360	10,1	13,7	16,1	17,4	18,4	19,1	21,3	23,5	25,7
720	5,6	7,6	8,9	9,6	10,1	10,5	11,7	12,9	14,1
1080	4,0	5,3	6,2	6,7	7,1	7,4	8,2	9,1	9,9
1440	3,1	4,2	4,8	5,2	5,5	5,7	6,4	7,0	7,7

Tabela 3-11 Alturas máximas de chuvas (mm) fonte:(DAEE – CTH, 2015)

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	15,7	20,7	24,0	25,9	27,2	28,2	31,3	34,4	37,4
20	24,4	32,5	37,8	40,9	43,0	44,6	49,7	54,7	59,7
30	30,0	40,3	47,1	50,9	53,6	55,7	62,0	68,4	74,7
60	39,6	53,7	63,0	68,3	72,0	74,8	83,6	92,3	100,9
120	48,4	66,0	77,6	84,1	88,7	92,2	103,1	113,9	124,6
180	53,1	72,3	85,1	92,2	97,3	101,1	113,1	124,9	136,7
360	60,5	82,1	96,4	104,5	110,1	114,5	127,9	141,2	154,5
720	67,5	91,0	106,6	115,4	121,5	126,3	140,8	155,3	169,8
1080	71,6	96,1	112,3	121,4	127,8	132,8	147,9	163,0	178,1
1440	74,5	99,6	116,3	125,6	132,2	137,3	152,9	168,4	183,8

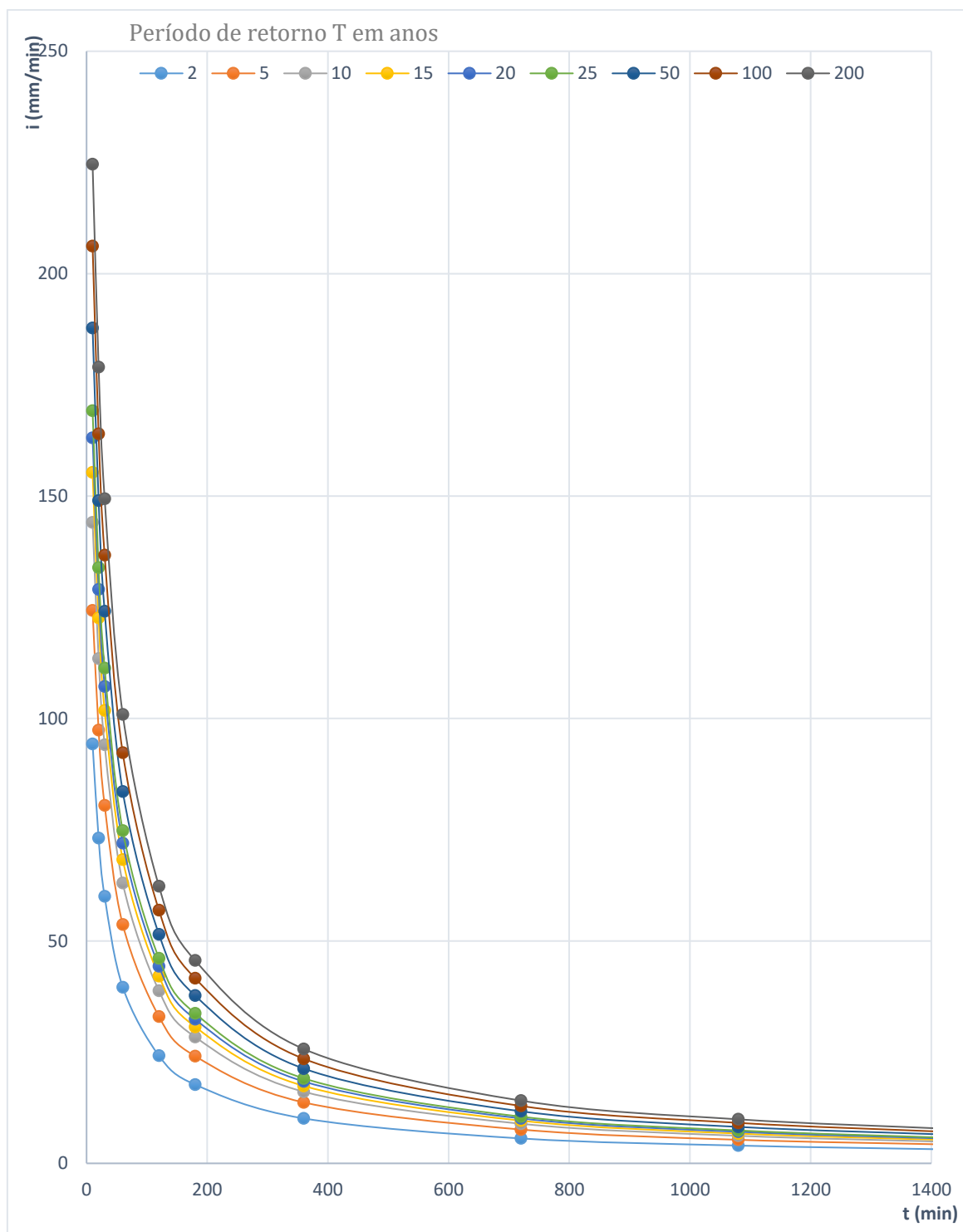


Gráfico 3-1- Curvas IDF em função do tempo de retorno para a estação Observatório IAG
– E3-035 / DAEE fonte:(DAEE – CTH, 2015)

Esta série de curvas são importantes para a utilização nos métodos de estimação da vazão de pico da bacia.

3.7.3 Modelagem de Vazão

Dada a dificuldade em se obter dados de monitoramento de vazões dos corpos d'água a serem estudados, são previstos modelos chuva-vazão. Para isso geralmente são determinadas vazões de projeto, aspecto já detalhado anteriormente.

3.7.4 Escolha de programa

Considerando dois dos mais reconhecidos programas de simulação, o SWMM (Storm Water Management Model) e o HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System) foram buscadas pesquisas que os comparassem para se alcançar uma escolha mais embasada.

A princípio, escolhendo-se o programa HEC-HMS seria necessário utilizar também o programa HEC-RAS (River Analysis System) pois HMS é apenas um programa de estudo hidrológico. Porém, para o estudo hidráulico do córrego se tornaria necessário o uso do HEC-RAS. Além disso, estes dois programas têm um uso menos familiar e intuitivo.

Já o SWMM integra a simulação de estudo hidrológico e estudo hidráulico em 1D, sendo isso um ponto positivo, pois não requer a utilização de múltiplos programas.

Feita a comparação dos dois programas em relação ao estudo hidrológico foi definido que o programa SWMM é mais recomendado para áreas urbanas (foco deste trabalho) ao passo que o HEC-HMS é mais recomendado para áreas rurais, devido à maior quantidade de parâmetros analisados, garantindo assim maior detalhamento da área pesquisada (SOUZA et al., 2012).

Da mesma forma, nota-se que a maior discretização das áreas estudadas proporciona resultados melhores e mais precisos, ou seja, mais semelhantes e fiéis à vida real (SOUZA et al., 2012).

Após a análise destes dados e levando em conta estes critérios, adotou-se a escolha pelo programa SWMM.

3.7.5 SWMM

O software SWMM foi melhorado ao longo do tempo, com acréscimo de ferramentas. Uma das suas versões é o PCSWMM, desenvolvida pela instituição canadense Computational Hydraulics Institution – CHI. Ele possui uma boa

interface gráfica e possibilita a utilização de GIS (Sistemas de Informação Geográfica) na modelagem e na simulação.

Este software é capaz de simular diferentes configurações de eventos de chuva, variando sua intensidade e duração. Além disso ele considera efeitos como evaporação e percolação da água, fluxo para aquíferos, sistemas de drenagem e amortecimento de fluxos superficiais. Há também a possibilidade de se analisar a qualidade da água, com o uso de LIDs (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY et al., 2016).

Para melhor compreensão do funcionamento do programa é descrita a maneira que os diferentes objetos e atributos interagem para a simulação do problema:

- Atmosphere Compartment: são valores de precipitação e depósito de poluentes na bacia.
- Land Surface Compartment: entrada de dados de precipitação como chuva ou neve (não aplicável no caso em estudo). Esta precipitação é dividida nos seguintes subitens:
 - Evaporação
 - Infiltração (Sub-Surface Compartment)
 - Vazão superficial e carregamento de poluentes (Conveyance Compartment)
- Sub-Surface compartment: representa a água infiltrada no solo. Parte retorna ao sistema, infiltrando no sistema de drenagem.
- Conveyance compartment: recebe fluxo de água a partir das vazões superficiais, infiltração nos condutos pelo subsolo, esgoto e vazões pontuais cadastradas pelo usuário. Com isso são obtidas vazões para a rede de drenagem. Ela é formada pelos canais, estações de tratamento e unidades de armazenamento.

Para fins ilustrativos está representado na figura a seguir o processo de interação dos diversos elementos no programa.

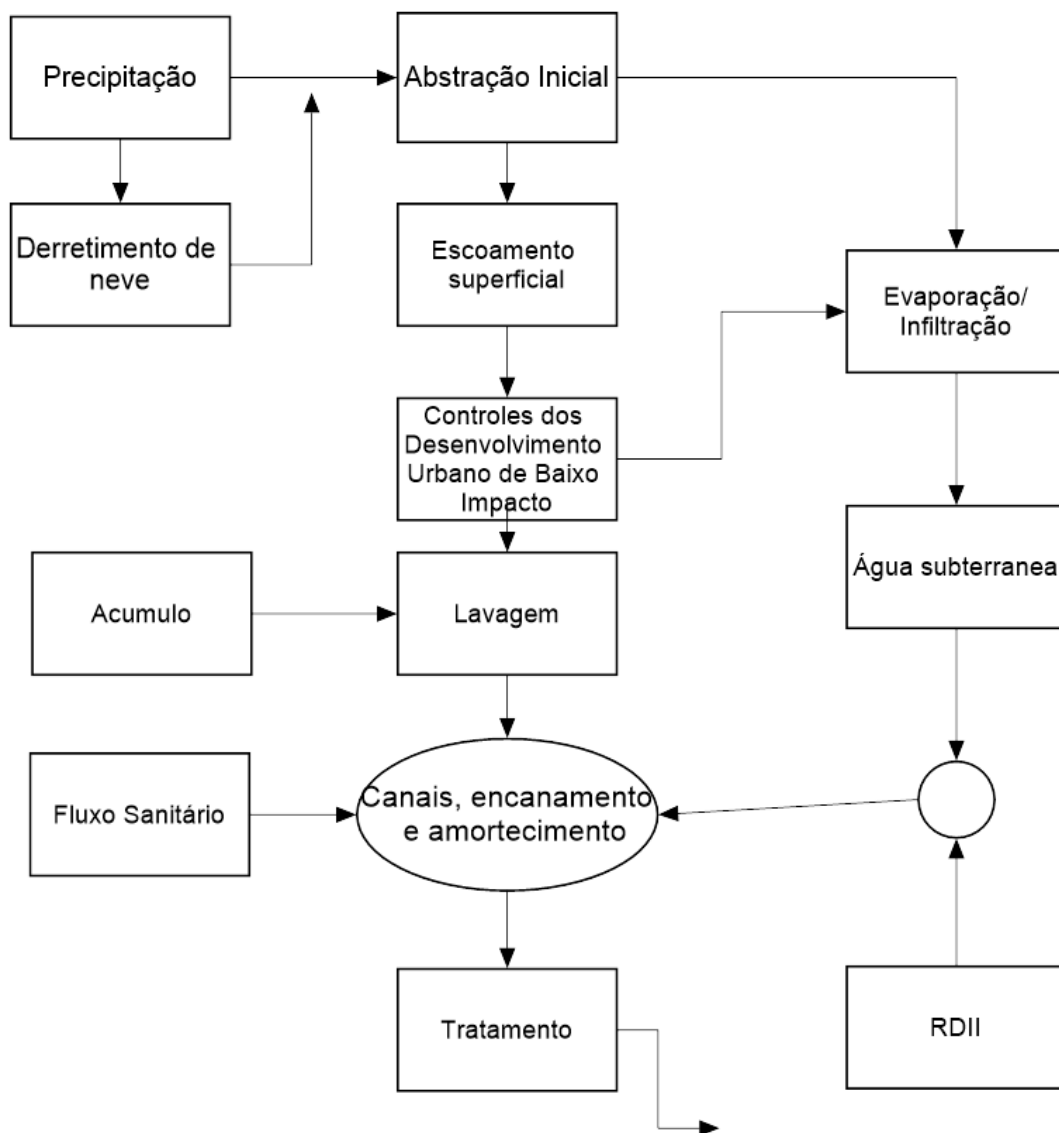


Figura 3-29: Esquema de como o SWMM processa os objetos (ou parâmetros) a serem simulados. Fonte:(U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY et al., 2016, p. 18)

3.8 Avaliação de custos e benefícios

3.8.1 Análise e avaliação dos benefícios

São Paulo ainda pode ser considerada uma cidade em desenvolvimento e seu crescimento ocorreu em grande parte de maneira não planejada. Consequentemente, a cidade possui diversos problemas relacionados ao seu tamanho, concentração populacional e forma como foi construída. Tratando-se de aspectos urbanísticos, é importante buscar soluções que consigam agir em diferentes setores ao mesmo tempo.

Além dos custos diretos, como os de projeto, materiais utilizados, mão de obra, etc, existem os custos e também os ganhos indiretos. As soluções devem ser primeiramente planejadas para resolver os problemas de drenagem. Além disso devem causar o mínimo impacto possível à população da região, buscando a aceitação e convivência harmoniosa com a sociedade.

Em termos dos ganhos que obras de drenagem proporcionam, temos primeiramente o benefício da melhora no sistema de drenagem no que se refere ao manejo da quantidade de água (TUCCI, 1995). Pode-se dividir estes ganhos em três pilares:

- **Infraestrutura:** Com novos sistemas de drenagem a cidade consegue funcionar melhor, há menos perdas de bens da população na época das chuvas, as regiões onde as obras são realizadas se valorizam, lugares que antes sofriam alagamentos ficam mais seguros;
- **Meio ambiente:** em muitos casos são feitos jardins, parques, zonas verdes, linhas de gramados e aumento do plantio de árvores, ou pelo menos não há a derrubada de árvores ou diminuição de áreas verdes. Essas medidas aumentam a quantidade de vegetação na cidade, o que reduz o impacto da urbanização na região, trazendo maior ganho ambiental. Traz também maior sensação de segurança para a população e valoriza os imóveis na região;
- **População:** Pode ser definido como criação de zonas que melhoram a qualidade de vida da população, como parques e zonas verdes. Mas também podem aparecer como medidas de baixo impacto a população, como rápida execução das obras, não interdição de vias e principalmente a

exclusão de uso de zonas particulares, conseqüentemente, não sendo necessário realizar desapropriações.

Além de ser necessário pensar nos diferentes ganhos, é necessário prever os futuros custos e aspectos envolvidos na implantação e operação do projeto, sendo que os fatores indiretos merecem uma atenção especial, por não serem previstos claramente como os custos monetários.

3.8.2 Divisão dos custos da drenagem

De acordo com (TUCCI, 2001), é possível dividir os custos do projeto de drenagem em duas partes.

- Implantação: A implantação considera o custo da obra e construção das medidas tomadas, ocorrendo somente com a realização. Normalmente o custo é distribuído pelos habitantes da bacia.
- Operação: Custo existente pela operação, limpeza e manutenção do sistema de drenagem. Normalmente o custo é distribuído pelos usuários da rede de drenagem.

É importante ter em mente a diferenciação dos custos de implantação e operação pois eles podem ser um fator de influência na escolha da solução adotada. Um exemplo é o uso de reservatórios com bombas. Eles necessitam de operação e manutenção, dessa forma não é aconselhável seu uso em situações onde não há garantia de que o gestor do sistema irá realizar a manutenção adequada.

Tomou-se cuidado na escolha da solução para garantir que esta seja eficiente e adequada à realidade da gestão pública nesta bacia. Algumas soluções, mesmo que tecnicamente eficientes, podem não trazer o resultado esperado na prática por problemas de gestão.

Os custos dentro da bacia ou entre os usuários pode ser dividida seguindo a proporcionalidade pela área impermeável de causada por cada habitante ou lote (residência, comércio, etc).

3.8.3 Estudo de Viabilidade

Após avaliar um projeto do tipo de drenagem urbana sustentável, é necessário saber realizar uma análise de viabilidade e conseguir criar estimativas dos custos das alternativas de projetos. Para isso é necessário realizar algumas

etapas de estudo, primeira são os estudos preliminares. Abaixo há a listagem dos passos a serem seguidos (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c):

- Levantamento de dados: é a etapa que sintetiza e analisa as informações, dados e estudos relativos ao projeto. Eles são feitos sobre a bacia hidrográfica, relevo e características do terreno trabalhado, pontos de perigo ou atenção para a população, vegetação, regime de chuvas, características geológicas e geotécnicas, órgãos públicos envolvidos, etc.
- Definição de procedimentos hidrológicos e hidráulicos: Devem ser feitos estudos de procedimentos de hidráulicos e hidrológicos condizentes com a fase de estudos preliminares, com detalhamento suficiente para se comparar as diferentes alternativas possíveis para o lugar.
- Estudo hidrológico-hidráulico atual do local: Deve-se fazer um estudo hidrológico-hidráulico da região trabalhada, para se ter informações mais precisas do local, além de uma avaliação física do funcionamento da drenagem já existente.
- Programação e levantamento de dados adicionais: Normalmente são informações sobre a hidrometeorologia, topografia, geologia, geotecnia da região. São utilizadas para complemento do projeto caso necessário.

3.8.4 Consideração de cenários futuros para o projeto

Uma parte importante da análise da escolha da drenagem é a projeção das condições futuras. Essa perspectiva influencia fortemente no porte do projeto. Devem ser feitos estudos das características físicas, sociais, ambientais e técnicas da região, assim tendo recursos para se fazerem as projeções necessárias para melhor adequação do projeto durante seu tempo de vida útil (essa etapa também pode decidir o tempo de utilização da obra a ser realizada) (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c).

Duas principais análises devem ser feitas, elas são:

- Análise e projeção do crescimento urbano/demográfico: São feitas análises por fotos, mapas, documentos e censos para se estudar a população da região e sua expansão.
- Definição e projeção do escoamento superficial: Devem ser feitos estudos sobre o tipo de solo da região, os regimes de chuvas e hidrogramas,

assim se calculando as taxas de escoamento superficial. Também é necessário realizar a previsão das taxas futuras, normalmente se prevê um aumento das superfícies impermeáveis.

Outro definidor do tempo de vida das obras de drenagem é o plano diretor, nele pode estar especificado o tempo de vida útil dos projetos, ou ele pode ser associado com o tempo que o plano deverá ser vigente.

3.9 Legislações ligadas à Drenagem Urbana

Drenagem urbana é um assunto extenso que cobre diversos temas para prevenção de enchentes, contenção de poluição e até conservação ambiental. Devido a isso, ele é tratado de maneira direta e indireta na legislação nos vários níveis governamentais: entre a união, estados e cidades.

3.9.1 Constituição federal

A constituição de '88 (CF/88) foi pioneira na matéria de proteção ambiental. Como é especificado no artigo 225:

“Art. 225. Todos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado, bem de uso comum do povo e essencial à sadia qualidade de vida, impondo-se ao Poder Público e à coletividade o dever de defendê-lo e preservá-lo para as presentes e futuras gerações.”¹

Buscando definir direitos e deveres num espaço urbano é definido pelo artigo 5 que: a propriedade privada é um direito, mas tem função social a ser cumprida. No artigo 182 se define cumprimento de sua função social quando a propriedade segue exigências que são expressas por meio de um plano diretor em cada cidade. Portanto fica a encargo do município determinar a função social de suas propriedades.

No Código Civil art. 1228 §1 é determinado que o exercício do direito à propriedade deve ser feito em “*consonância com a finalidades econômicas e sociais e de modo que sejam preservados, de conformidade com o estabelecido em lei*

¹ CF/88, art. 225

*especial, a flora, a fauna, as belezas naturais, o equilíbrio ecológico e o patrimônio histórico e artístico, bem como evitada a poluição do ar e das águas.”*² Isso indica que o direito à propriedade é restrito visando a proteção do meio ambiente e o desenvolvimento socioeconômico.

Sobre o domínio da água, os art. 20 e 26 da CF/88, dizem que os corpos de água são de propriedade da união se eles “banhem mais de um estado, sirvam de limites fronteiriços com outros países, ou se estendam a território estrangeiro ou dele provenham, bem como os terrenos marginais e as praias fluviais.”³ Dessa forma pertencem aos estados “as águas superficiais ou subterrâneas, fluentes, emergentes e em depósito, ressalvadas, neste caso, na forma da lei, as decorrentes de obras da União.”⁴

3.9.2 Estatuto da cidade

Regulamentando os art. 182 e 183 da CF/88, que institui a necessidade de uma Política de Desenvolvimento Urbano e sua finalidade, o Estatuto da Cidade “estabelece normas de ordem pública e interesse social que regulam o uso da propriedade urbana em prol do bem coletivo, da segurança e do bem-estar dos cidadãos, bem como do equilíbrio ambiental.”⁵ Ele leva em conta os seguintes aspectos⁶:

- Garantia do direito a cidade sustentável, sendo compreendido como direito a infraestrutura urbana e ao saneamento ambiental, etc;
- Gestão democrática por meio de participação popular;
- Planejamento estratégico das cidades e dos territórios sobre sua influência;
- Oferta de equipamentos urbanos como transportes e outros serviços públicos que podem ser de interesse social;
- Administração do uso de solo

Nele também é regulamentada a necessidade de formulação do plano diretor que compete a cada cidade produzir seu próprio. Isso acontece pois o estatuto da

² Art. 1228 do Código Civil §1

³ CF/88 art. 20, III

⁴ CF/88 art. 26, I

⁵ Lei no 10.257, de 10 de julho de 2001, art. 1º

⁶ Lei no 10.257, de 10 de julho de 2001, art. 2º

cidade foi propositalmente escrito de forma genérica, para conferir seu bom cumprimento da lei. São necessárias normas mais específicas a serem regulamentadas pelo Plano Diretor.

3.9.3 Política Nacional do Meio Ambiental

Conhecida como Lei nº 6.938, de 31 agosto de 1981, a Política Nacional do Meio Ambiental reflete a necessidade de se regulamentar atividades urbanas vinculando-as ao desenvolvimento e proteção ambiental.

No art. 4º são dispostos os objetivos dessa lei, sendo eles:

- “à compatibilização do desenvolvimento econômico-social com a preservação da qualidade do meio ambiente e do equilíbrio ecológico;
- à definição de áreas prioritárias de ação governamental relativa à qualidade e ao equilíbrio ecológico, atendendo aos interesses da União, dos Estados, do Distrito Federal, dos Territórios e dos Municípios;
- ao estabelecimento de critérios e padrões de qualidade ambiental e de normas relativas ao uso e manejo de recursos ambientais;
- ao desenvolvimento de pesquisas e de tecnologias nacionais orientadas para o uso racional de recursos ambientais;
- à difusão de tecnologias de manejo do meio ambiente, à divulgação de dados e informações ambientais e à formação de uma consciência pública sobre a necessidade de preservação da qualidade ambiental e do equilíbrio ecológico;
- à preservação e restauração dos recursos ambientais com vistas à sua utilização racional e disponibilidade permanente, concorrendo para a manutenção do equilíbrio ecológico propício à vida;
- à imposição, ao poluidor e ao predador, da obrigação de recuperar e/ou indenizar os danos causados e, ao usuário, da contribuição pela utilização de recursos ambientais com fins econômicos.”⁷

Portanto, são criados instrumentos com o intuito de fiscalizar e controlar estes tópicos, sendo um destes mecanismos o Licenciamento Ambiental

Conforme expresso na Lei nº 6.938/81, qualquer atividade e processo que

⁷ Lei nº 6.938, de 31 agosto de 1981, art. 4º

possa causar algum tipo de interferência ambiental e capacidade poluidora é sujeito a requisitar licenciamento, para sua construção, instalação e operação. Estes documentos têm prazos de validade, sendo cada um necessário para a liberação de obra em diferentes estágios:

Licença Prévia (LP):

Feita na primeira etapa de uma obra, ela é avaliada pelo órgão licenciador em função de sua localização, concepção do empreendimento com a finalidade de se verificar sua viabilidade ambiental. Para isso, os requisitos se baseiam no zoneamento municipal. Além disso, também podem ser requisitados estudos complementares como os EIA/RIMA (Estudo de Impacto Ambiental e Relatório de Impacto Ambiental).

É expresso no art 2º da Resolução CONAMA 01/86 quais atividades modificadoras do meio ambiente tornam necessária a elaboração de RIMA, sendo algumas delas:

- “Estragas de rodagem de duas ou mais faixas
- Ferrovias
- Portos e terminais de minério
- Obras hidráulicas, como obras de drenagem (alvo desse projeto)
- Etc.”⁸

Licença de Instalação (LI):

Após o detalhamento do projeto executivo é feito o licenciamento de instalação destinado ao início da instalação e/ou construção do empreendimento. Alterações devem ser avaliadas pelo órgão autorizado.

Licença de Operação (LO):

Esta licença é necessária para a autorização do início das operações, para isso deve ser verificado se os dispositivos previstos durante os dois licenciamentos anteriores (LP e LI) funcionam de forma aceitável.

3.9.4 Drenagem no Plano Diretor Estratégico da Cidade de São Paulo

No Plano Diretor Estratégico (PDE) da cidade de São Paulo, ou também Lei nº 16.050, de 31 de julho de 2014, são definidos o sistema de drenagem como também sua finalidade.

⁸ RESOLUÇÃO CONAMA Nº 001, de 23 de janeiro de 1986, art. 2º

Seus objetivos são:⁹

- “redução dos riscos de inundação, alagamento e de suas consequências sociais;
- redução da poluição hídrica e do assoreamento;
- recuperação ambiental de cursos d’água e dos fundos de vale.”

Para isso são tomadas diretrizes que incluem:¹⁰

- regularizar o uso de ocupação do solo em regiões de várzea;
- recuperação e preservação das áreas de interesse para o sistema de drenagem;
- praticar projetos que respeitem critérios urbanísticos e paisagísticos com o intuito de integração do meio urbano com o sistema;
- buscar parcerias de iniciativa privada desde que não fira o interesse público;
- etc.

Também se prevê a criação de um Sistema Diretor de Drenagem:

“I - plano de gestão com ações de desenvolvimento institucional, com estruturação de entidade específica para planejamento e gestão do Sistema de Drenagem, fortalecimento da relação entre o Município e os órgãos e entidades dos demais entes federativos, identificação de fontes de financiamento, proposição de estratégias para o desenvolvimento tecnológico e para a formação e a capacitação dos quadros técnicos;

II - programa de bacia com propostas de ações estruturais e não estruturais planejadas com base em estudos multidisciplinares, cadastros, cartografias, modelagens matemáticas e monitoramento hidráulico e hidrológico de cada bacia;

III - caracterização e diagnóstico dos sistemas de drenagem, avaliando seus impactos nas condições de vida da população, a partir de indicadores sanitários, epidemiológicos, ambientais e socioeconômicos;

IV - metas de curto, médio e longo prazo para melhorar o sistema de drenagem do Município, observando a compatibilidade com os demais planos setoriais e identificando possíveis fontes de financiamento.”¹¹

⁹ Lei nº 16.050, de 31 de julho de 2014, art. 215

¹⁰ Lei nº 16.050, de 31 de julho de 2014, art. 215

¹¹ Lei nº 16.050, de 31 de julho de 2014, art. 217, § 2º

4. ESTUDO DE CASO: BACIA DO CÓRREGO VERDE I EM SP

4.1 Introdução à Bacia do Córrego Verde I

O foco principal do trabalho desenvolvido foi um estudo de caso para se criar uma proposta de controle da quantidade de água escoada superficialmente e nas galerias da bacia. O Córrego Verde, aproximadamente 2,6 km², afluente do rio Pinheiros, localizado na zona oeste da capital paulista possui atualmente problemas de drenagem em sua bacia, tanto em relação à quantidade, quanto à qualidade das águas. Ele será analisado com o objetivo de se buscar uma solução sustentável para estes atuais problemas.

Pertencente à Bacia do rio Pinheiros, a área de contribuição do córrego verde se situa no distrito de Pinheiros, sendo ela rodeada pelas bacias de contribuição dos córregos das Corujas, Verde II, Água Preta e Sumaré.

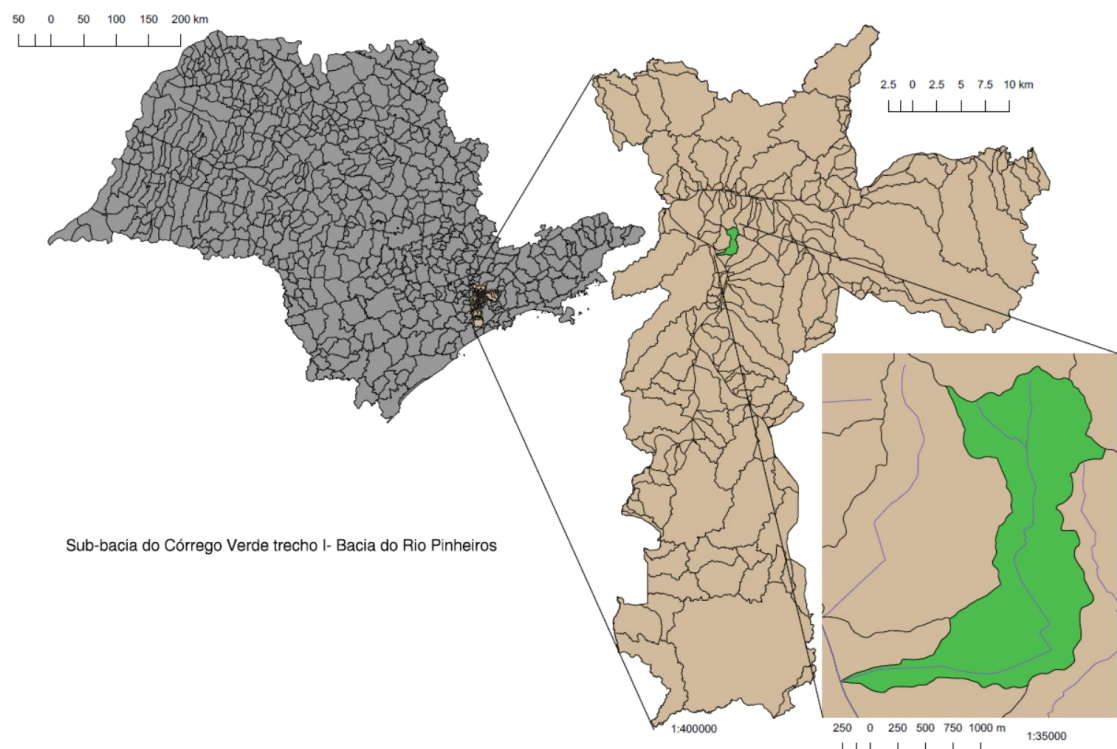


Figura 4-1: Localização da bacia.



Figura 4-2: Imagem da Bacia do córrego verde I, em 1930. Uma observação mais atenta (observando o traçado azul mais claro) mostra sinais de que o seu percurso foi alterado fortemente para se adequar às quadras e ao crescimento urbano (SARA Brasil 1930)

Seu relevo é irregular, com ponto mais alto a cerca de 830 m acima do nível do mar e sua foz na cota 720 m. Tendo a extensão de cerca de 4,5 km, o córrego tem declividade média a cerca de 2,5%. A montante o solo é sedimentar terciário enquanto no percurso do rio é encontrada planície aluvial e, por fim, onde o córrego encontra-se com o rio Pinheiros, observa-se uma pequena porção de terra mole e compressível (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2017).

A área é servida por duas linhas de metrô, as linhas Verde e Amarela, sendo que a linha verde cruza o trecho inicial do córrego e a linha amarela, além de atravessar, percorre seu alinhamento paralelamente no trecho onde se encontra na rua dos Pinheiros.

Por quase todas as ruas da região está presente uma rede de gás natural para fins de abastecimento dos imóveis. Estas interferências com a rede de gás foram consideradas no projeto. O traçado da rede de gás foi obtido a partir de uma solicitação para a COMGÁS de forma parcial.

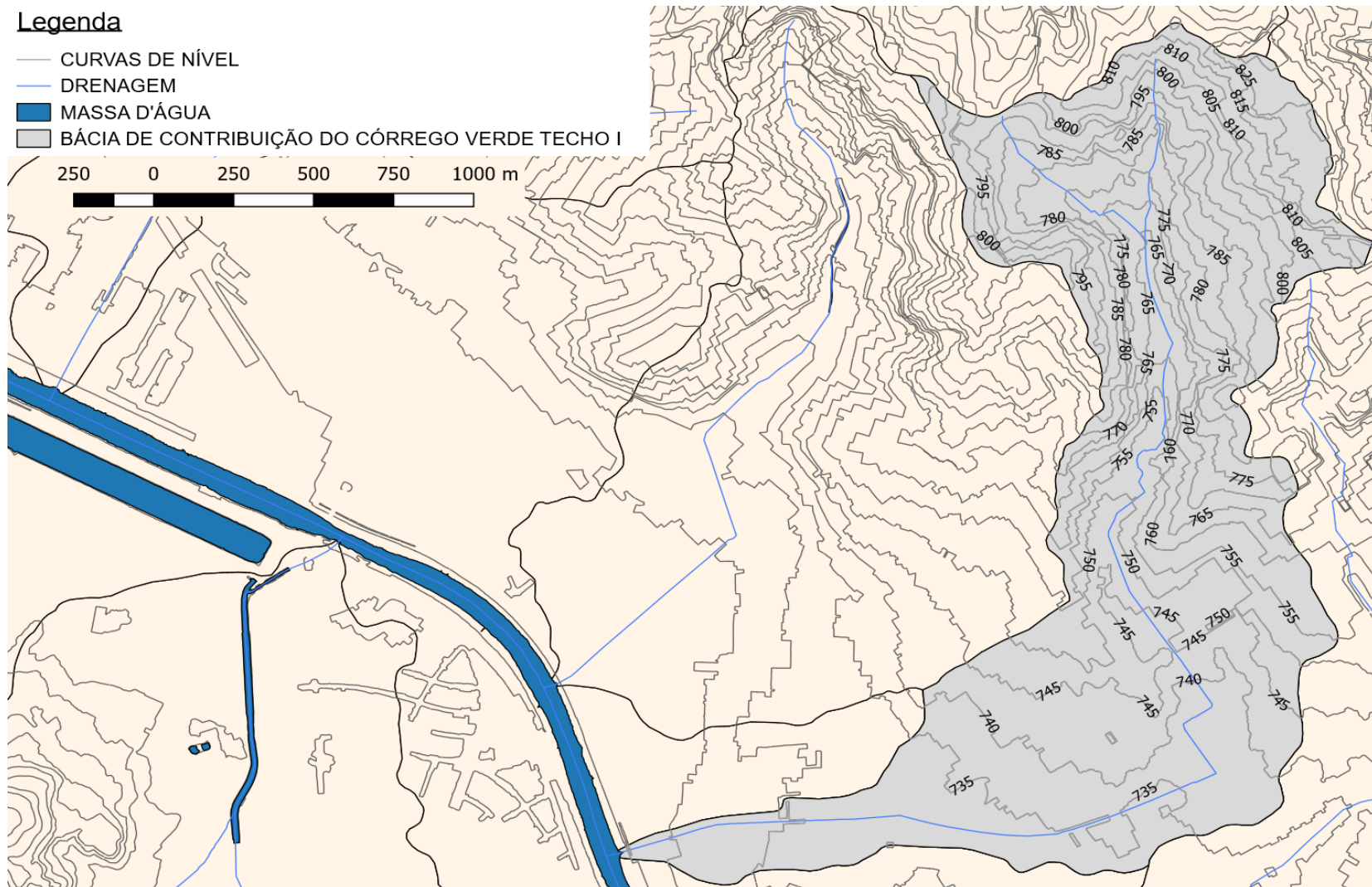


Figura 4-3: Curvas de nível do Córrego Verde.

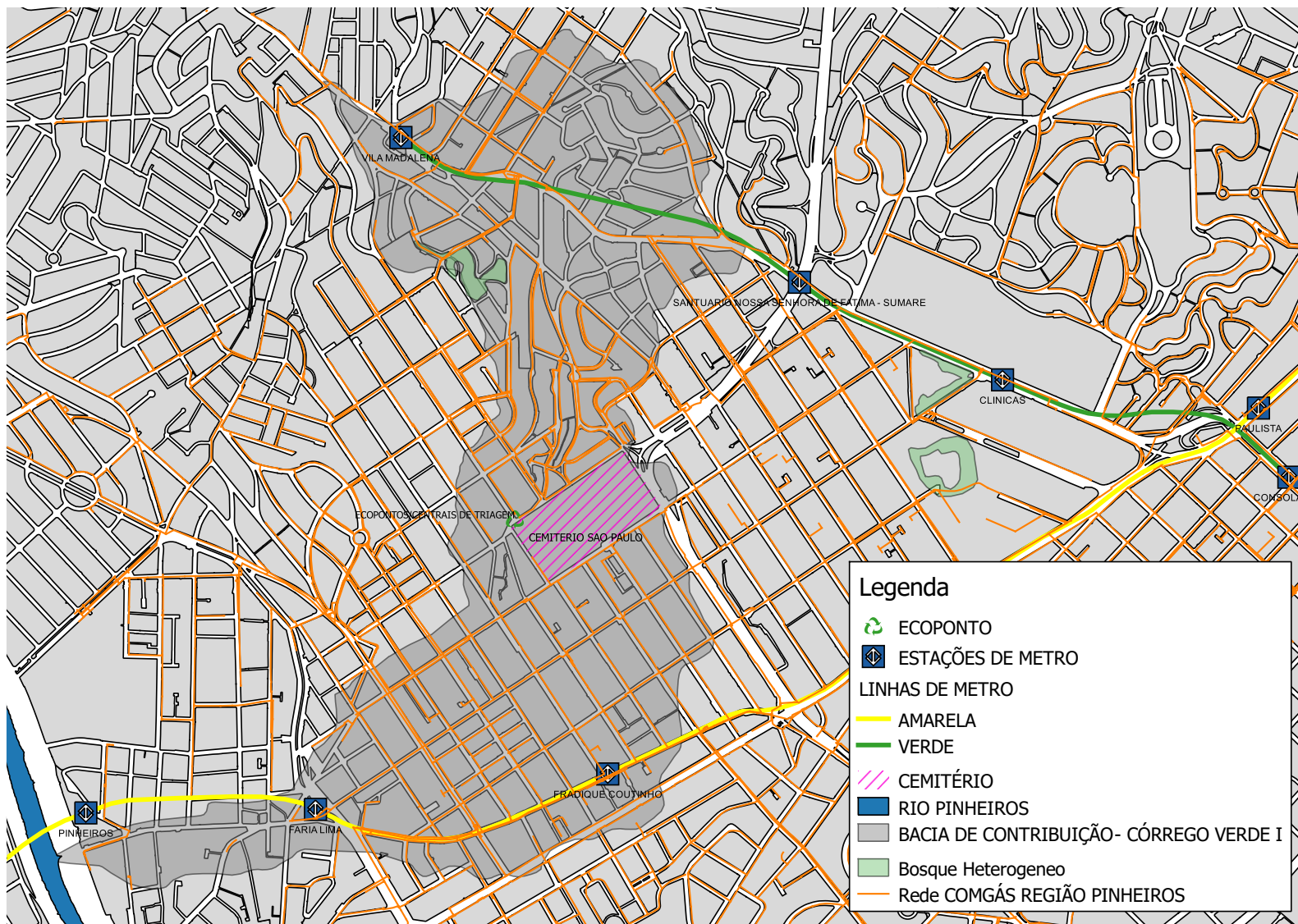


Figura 4-4: Pontos de Interesse, linhas de metrô e rede de gás

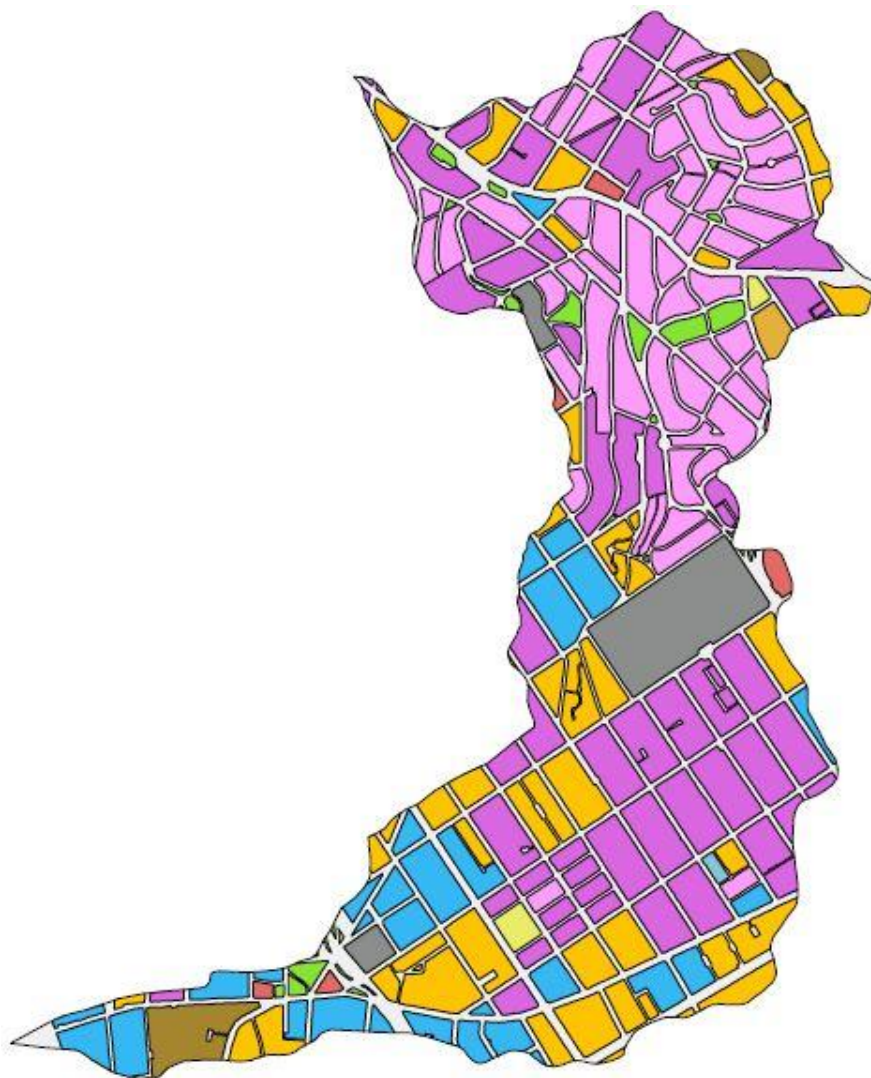


Tabela 4-1: Tabela de áreas referentes ao uso de solo (GEOSAMPA)

Uso de solo	Dados	
	AREA TOTAL (m²)	AREA TOTAL(%)
Resid. horiz. de médio/alto padrão	442.564	16,52%
Resid. vertical de médio/alto padrão	632.164	23,60%
Comércio e serviços	395.542	14,77%
Residencial e Comércio/Serviços	244.493	9,13%
Residencial e Indústria/Armazém	10.268	0,38%
Comércio/Serviços e Indústria/Armazém	4.446	0,17%
Equipamento público	17.166	0,64%
Escola	12.351	0,46%
Terrenos Vagos	130.201	4,86%
Sem predominância	42.820	1,60%
Ruas	703.592	26,27%
Praças e canteiros centrais	43.062	1,61%
	2.678.667	100,00%

Figura 4-5: Bacia do córrego verde I discriminada em seu uso de solo e suas respectivas áreas totais

Em sua parte central, a bacia tem um cemitério que, segundo o GeoSampa (mapa interativo da prefeitura de São Paulo), é considerado como terreno vago a título de uso de solo.

A bacia é predominantemente residencial, esse tipo de superfície é de cerca de um quarto da sua área total. Os cálculos das áreas foram produzidos a partir dos arquivos fornecidos pela prefeitura de São Paulo pelo site GeoSampa e foram processados usando o programa opensource QGIS, com o sistema de referência de coordenadas SIRGAS 2000/UTM Zona 23S.

A canalização do Córrego Verde I e o padrão de ocupação da cidade são as principais características que levaram a problemas de inundações na região. Mais comumente ligadas aos meses de verão, por apresentarem maior ocorrência de chuvas, as enchentes causam prejuízos na região, perdas materiais e problemas de saúde pública.

Para ilustrar a situação das enchentes, o professor Rodolfo Scarati forneceu fotos de ocorrências passadas.

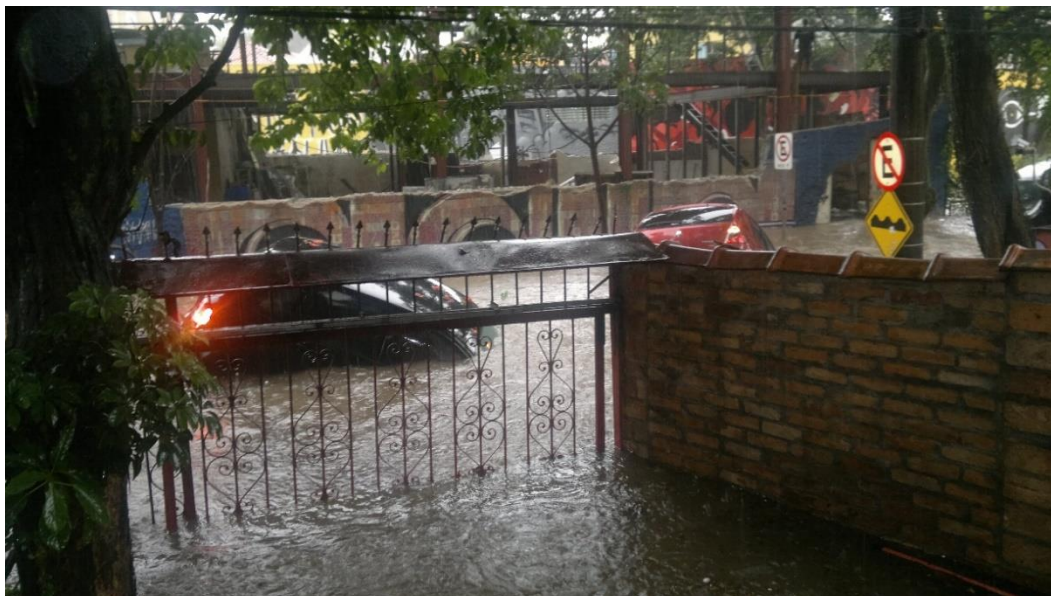


Figura 4-6: Enchente na Vila Madalena (tirada em 16/02/2011)



Figura 4-7: Foto aérea de enchente na Rua Medeiros de Albuquerque-Vila Madalena (GAZETA DE PINHEIROS, 2015)

4.2 Modelagem da Bacia Hidrográfica

4.2.1 Visita de campo

Antes de iniciar a modelagem no software, o grupo aproveitou o mês de julho para realizar visitas de campo na bacia. A principal finalidade das visitas foi se ambientar à área da bacia, verificando em campo os diferentes usos do solo praticados, as áreas e dimensões disponíveis, locais para possível implantação dos dispositivos e reconhecer as áreas críticas em termos de inundação.

Na visita foi aproveitado para verificar a disposição física das ruas e avenidas, medir dimensões médias que serviram de base para a modelagem destas seções no PCSWMM. Além disso, foi calculado a densidade média de bocas de lobo existente por tipo de via, o que serviu como referência para a largura equivalente dos orifícios adotados no modelo, responsáveis pela interface entre a macro e a micro drenagem da bacia.

A seguir, fotos da visita realizada no dia 22/07:



Figura 4-8: Medições sendo realizadas pelo grupo na rua Abegoária.



Figura 4-9: Área de possível implantação de reservatório, no início da rua Abegoária, esquina com as ruas Simpatia e João Moura.



Figura 4-10: Área crítica de alagamento, no início da rua Aspícueta.



Figura 4-11: Beco do Batman, um dos pontos mais baixos da primeira porção da bacia e um dos mais críticos em termos de inundações.

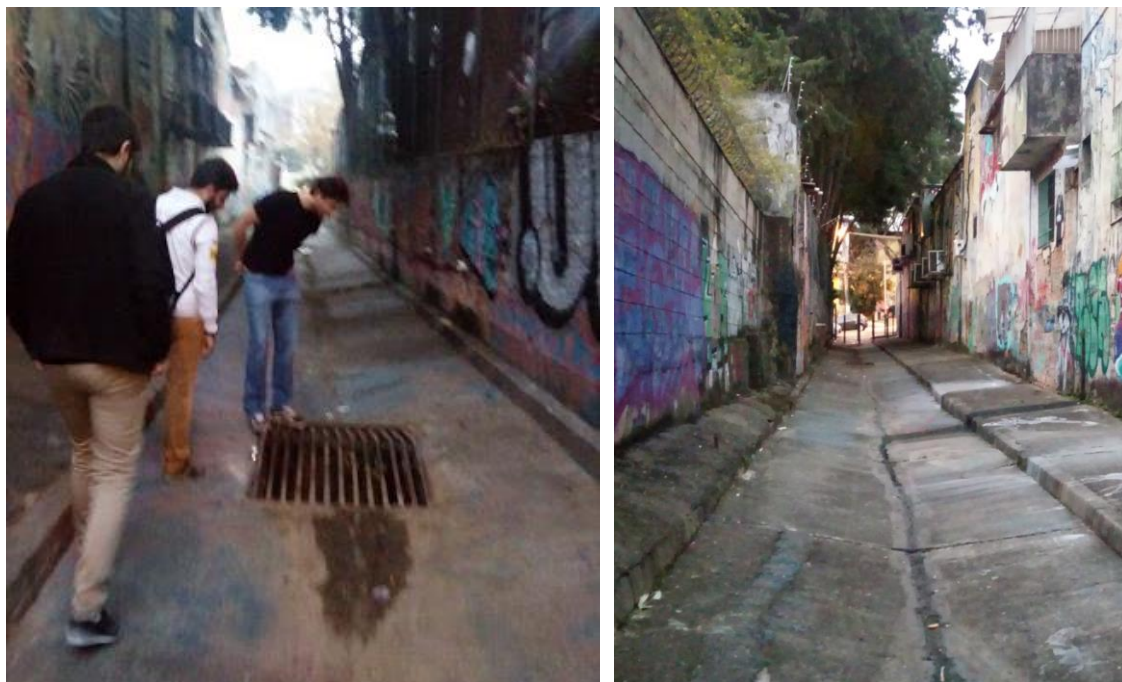


Figura 4-12: Trecho de acesso à galeria do Córrego Verde, entre as ruas Harmonia e Girassol.

4.2.2 Criação do modelo

A seguir serão descritas em detalhe as etapas de criação do modelo.

TERRENO

O processo de modelagem no PCSWMM foi iniciado importando o contorno da bacia, dados de uso e ocupação do solo, topografia do Geosampa e o mapa das ruas da região disponível pelas plataformas Google e Bing Maps (esta última é a base oficial utilizada pelo PCSWMM).

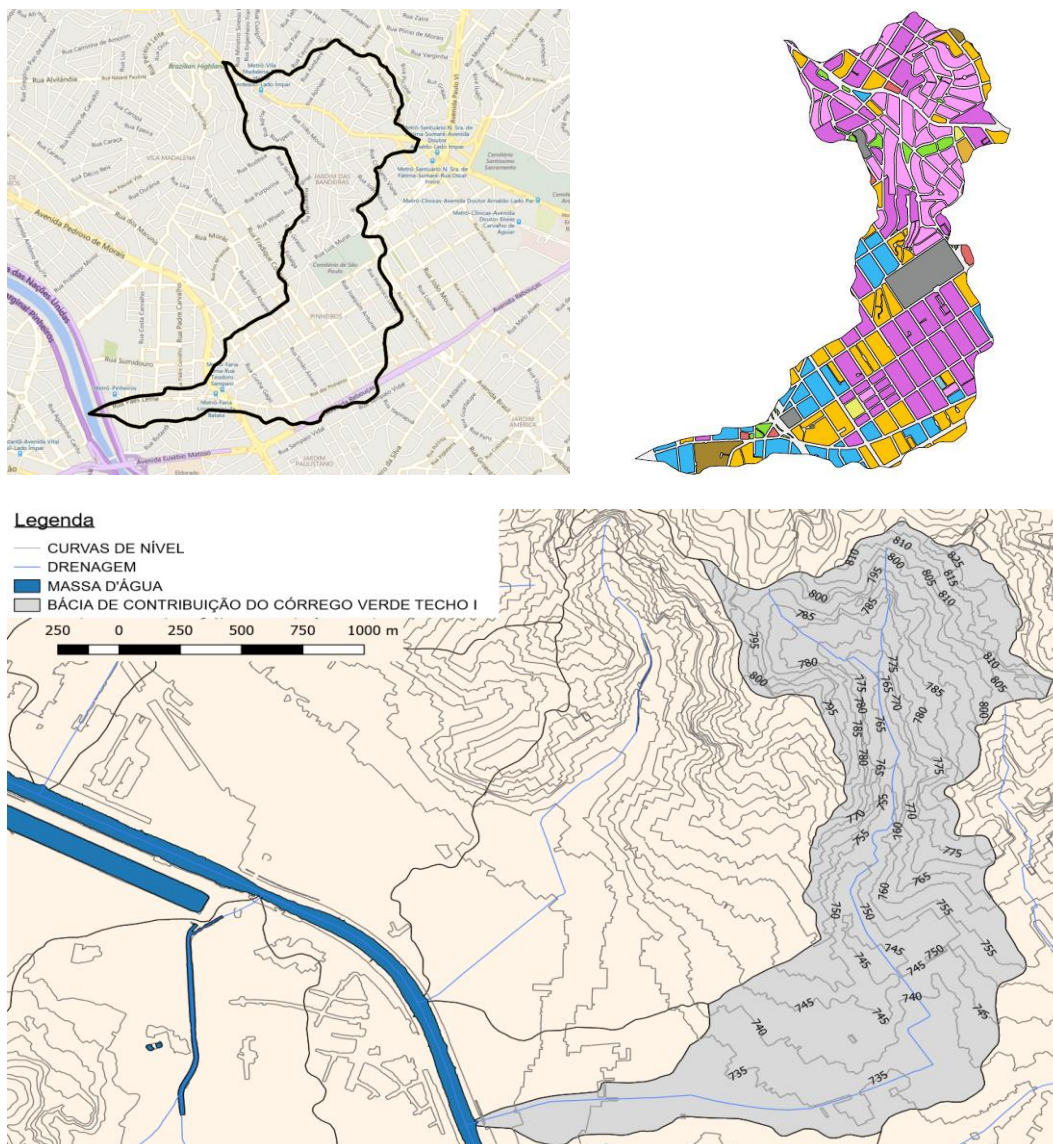


Figura 4-13: Dados de entrada para criação do modelo do terreno no PCSWMM.

VIÁRIO

A partir do modelo do terreno, foram feitos três modelos de ruas, cada qual com suas características geométricas: **Avenida**, seção com dimensões baseadas na Avenida Heitor Penteado, utilizada para representar as avenidas Brigadeiro Faria Lima e Rebouças; **Rua 1**, seção baseada na Rua Abegoária e suas medições realizadas em campo, utilizada para representar diversas vias coletoras e maior porte; **Rua 2**, seção baseada na rua Simpatia, utilizada para representar as vias de menores dimensões, as ruas locais. Todas estas vias foram modeladas como condutos de seção aberta, com as respectivas dimensões e declividades de calçada, leito carroçável e seus respectivos coeficientes de Manning (de acordo com o material, revestidos de concreto/asfalto para o leito carroçável, 0,014, e alvenaria argamassada para a calçada, 0,02). São modelos utilizados para a simulação dada as alturas de lâmina d'água e outras características da bacia, devendo ser utilizado com cuidado em outros casos. A seguir, a ilustração da seção-tipo de uma avenida.

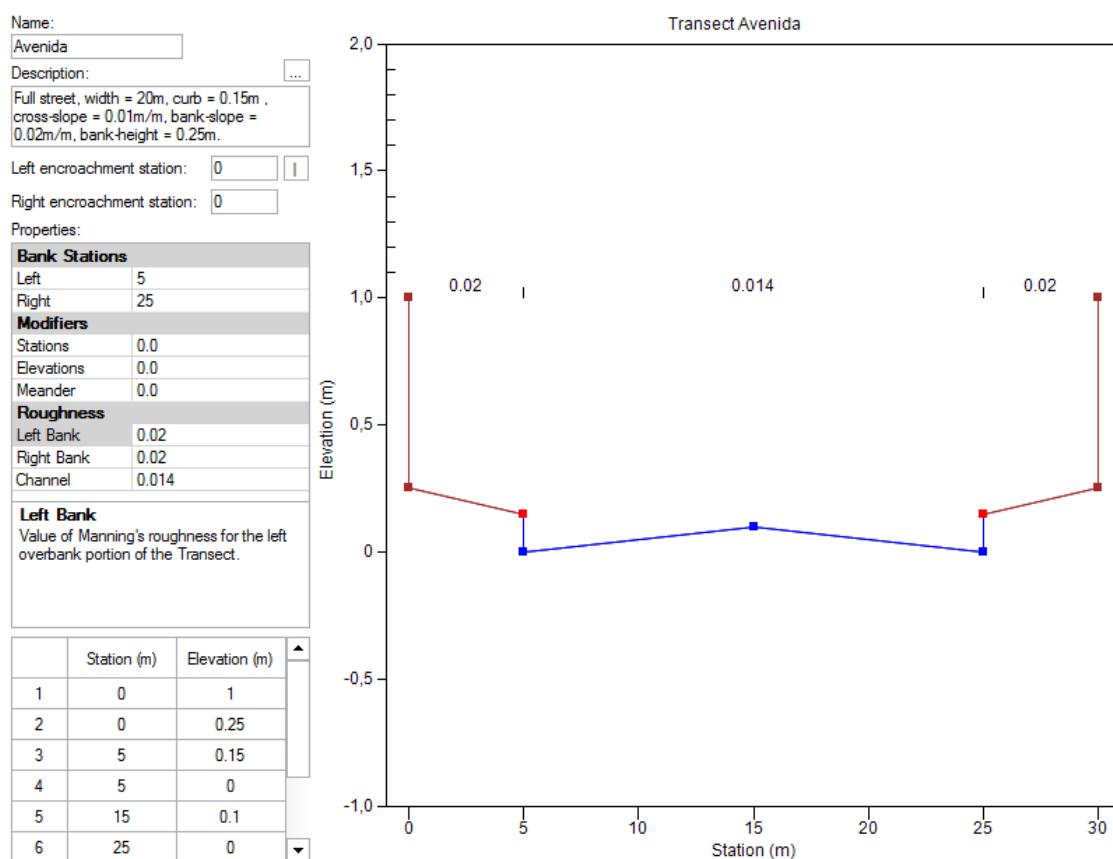
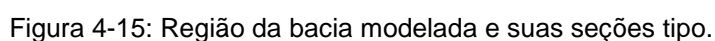


Figura 4-14: Seção tipo de uma avenida.

A figura a seguir ilustra uma região da bacia modelada segundo o processo descrito anteriormente. Cada trecho amarelo representa um conduto, onde o escoamento desenvolvido seguirá o sentido determinado pela seta deste trecho. Os números 1, 2 e 3 indicam três exemplos de seções tipo do viário. A número 1 se refere à **Avenida**, no caso a Heitor Penteado; a número 2 à **Rua 2**; e a 3 à **Rua 1**. As regiões destacadas em verde se referem às microbacias hidrográficas e serão descritas posteriormente.



TAXA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DA BACIA

Para que se pudesse adquirir uma estimativa de áreas verdes na bacia foi feito o processamento de uma imagem obtida a partir do satélite Rapid Eye, sendo essa imagem retirada em 09/09/2013 às 14:18:13 e obtida pela plataforma do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais). Para isso foi utilizado o programa Spring, distribuído também pelo INPE.

Para isso foram seguidos os passos:

1. A partir da plataforma do INPE foi obtida uma foto de tirada do satélite Rapid Eye;
2. Ao inserir a imagem ao Spring foi feito primeiramente aplicação de realce de contraste com uma operação linear;

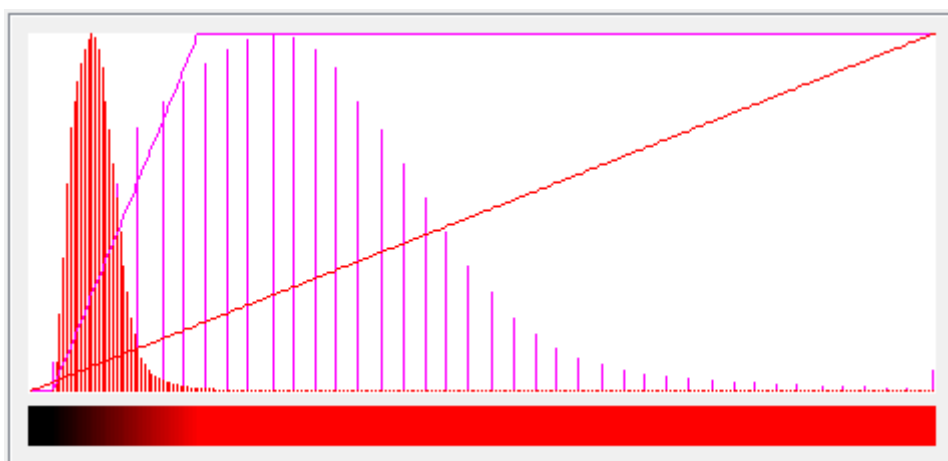


Figura 4-16 Histograma da Banda 1

3. Após o contraste, as bandas são arranjadas para se obter uma imagem em falsa-cor, ou seja, colocar como vermelho a banda de infravermelho próximo. Se escolhe essa configuração devido a característica de vegetações de terem maior reflectância na banda de infravermelho próximo;

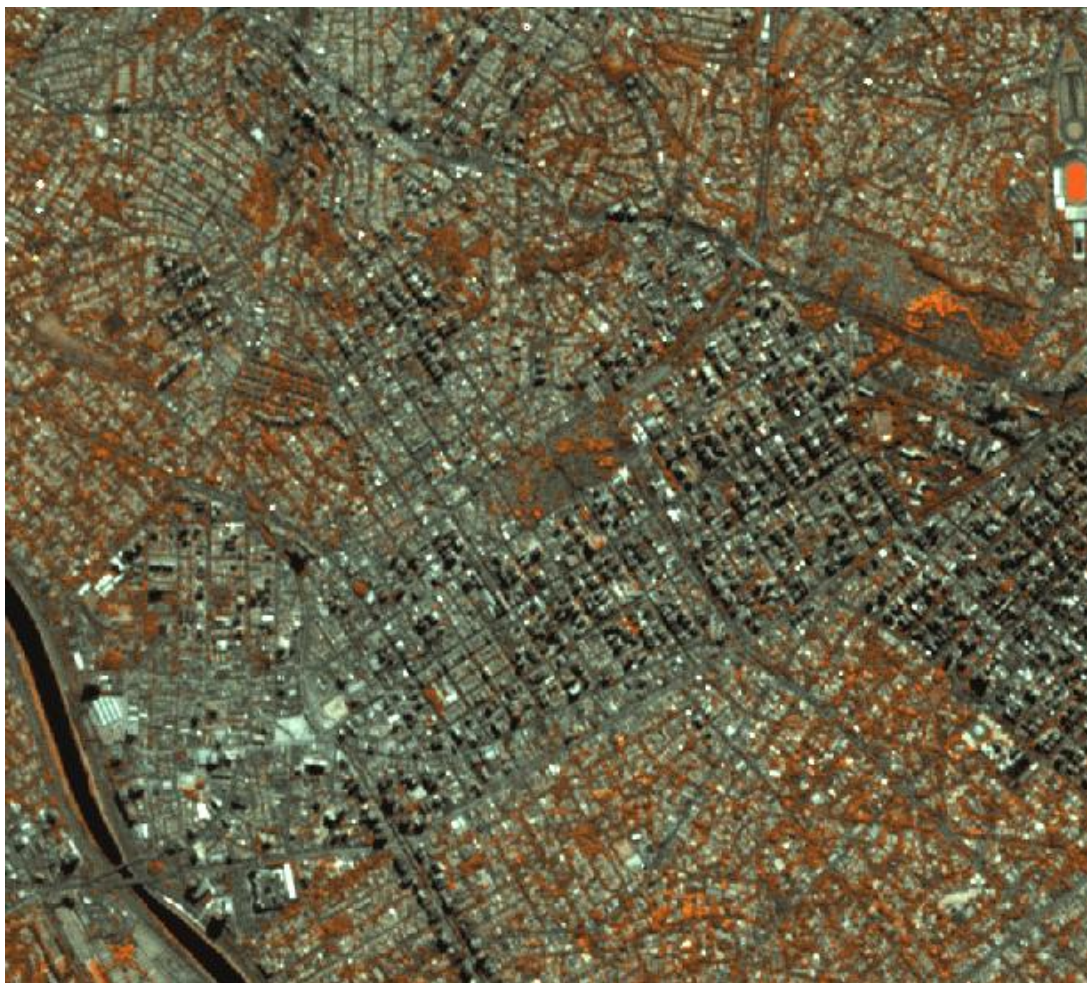


Figura 4-17 Imagem falsa-cor com banda 1-azul, banda 2- verde e banda 5 vermelho.
(referente ao dia 09/09/2013 às 14:18:13)

4. Com as bandas processadas, a imagem foi submetida a segmentação do Raster e depois em uma classificação não-supervisionada para relacionar os segmentos em função das suas similaridades nas bandas adotadas. Para isso foi adotado similaridade de 95% entre pixels e número mínimo de grupo de pixels segmentados em 10. O resultado é mostrado a seguir:

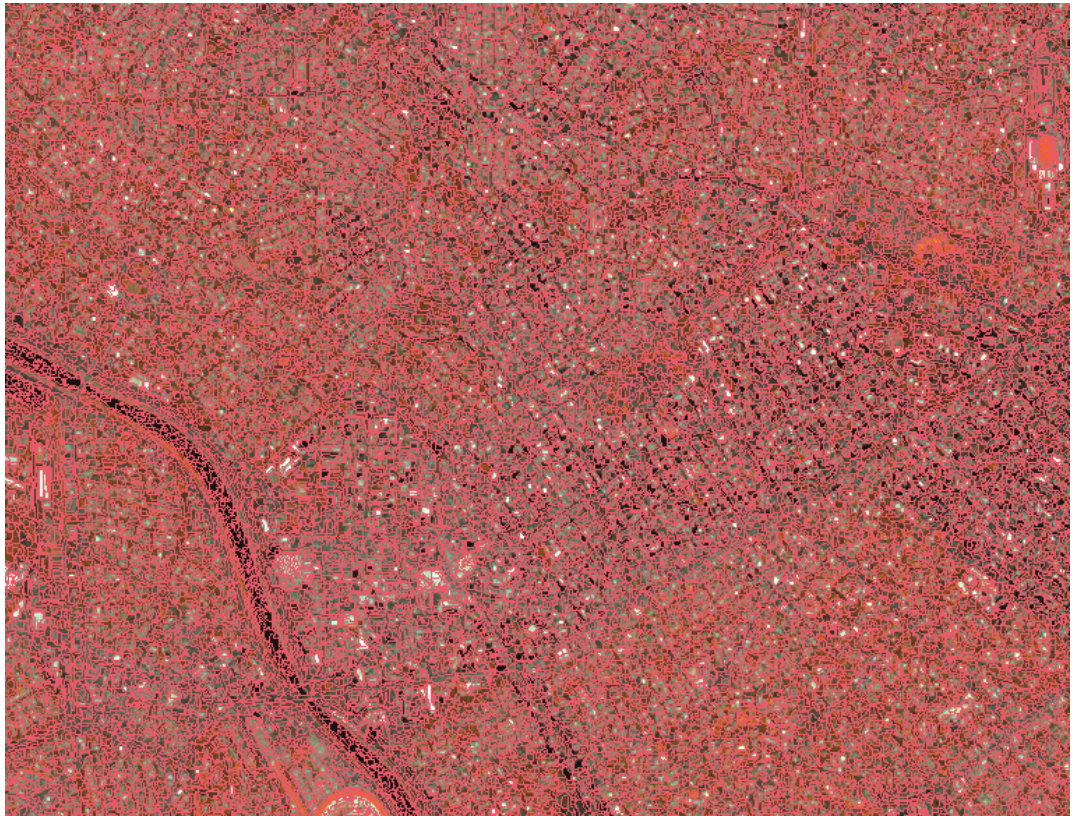


Figura 4-18 Imagem segmentada pelo Spring

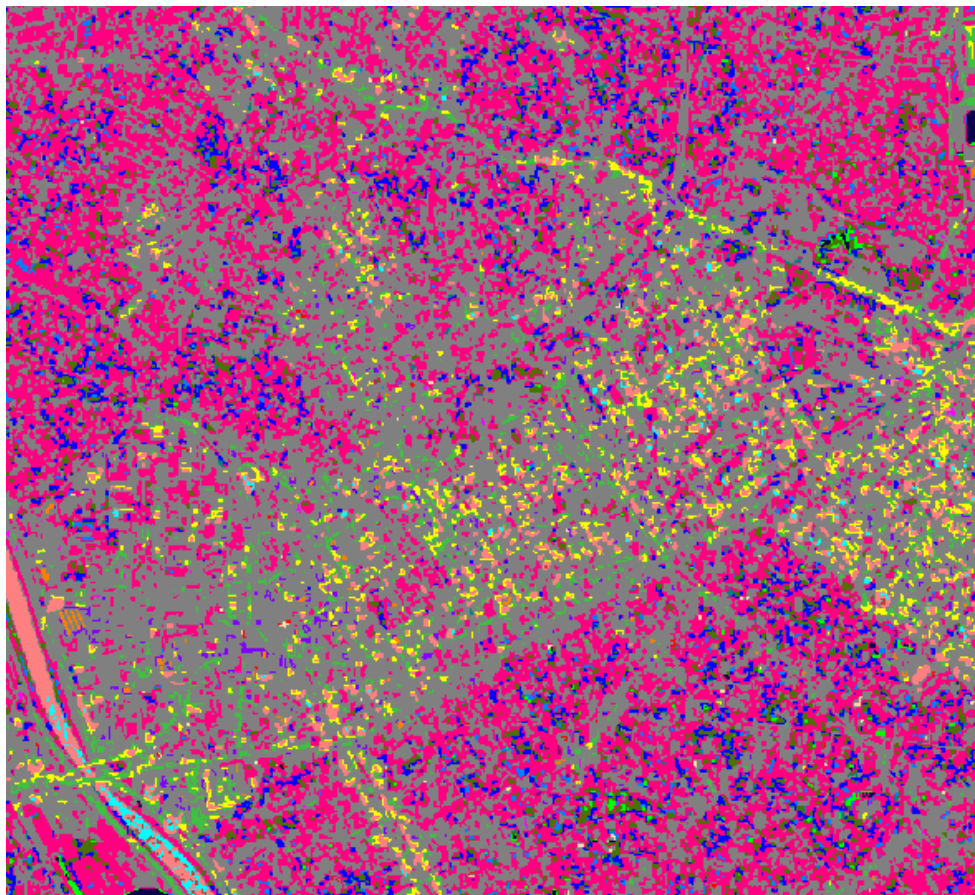


Figura 4-19 Classificação não-supervisionada

5. Então com as classes resultantes, elas foram correlacionadas as diferentes classes temáticas na bacia, sendo elas: Vegetação (em verde), Ruas (em cinza) e Rio (em azul). Vendo que há anomalias na análise na classificação da análise do programa Spring, posteriormente foram deletados polígonos que se encontravam em áreas sem vegetação a partir de imagens aerofotogramétricas presentes no Google Earth.



Figura 4-20 Rotulação das áreas de interesse

6. Como para fins de análise refinada da vegetação da bacia e tentando contornar a resolução de 5 m do satélite, foram incorporados ao nosso grupo de polígonos as informações de vegetação viária presente na plataforma GeoSampa. Esses dados, que são fornecidos como nuvem de pontos, foram sujeitos a um buffer (jargão para deslocar o perímetro de uma linha, ponto e polígono a uma distância a ser determinada pelo usuário) de 0,80 m (número discutido pelo grupo de pesquisa como razoável para representar a área de solo ocupado por uma árvore). Isso resultou em uma nuvem de círculos de raio

0,80 m com centro onde os pontos se localizavam. Esses círculos foram unidos aos polígonos (usando o software QGIS) obtidos pelo Spring para se obter o valor final.



Figura 4-21 Resultado final das áreas verdes presentes na bacia

Por fim obtivemos o número de 10,38% de vegetação para a bacia em questão.

MICROBACIAS

Levando em consideração os diversos tipos de uso e ocupação do solo da bacia como um todo, adotou-se uma divisão em microbacias. Bacias menores, de menor área, cada uma representando a propriedade daquela região específica. Cada uma delas representa também o tipo de ligação existente entre a micro e a macrodrenagem daquela região, baseada na densidade de ruas por área e densidade de bocas de lobo por rua daquela região, método que será mais detalhadamente descrito no próximo item.

Baseado nas localizações de todos os nós que determinam as extremidades dos condutos (ruas), foram determinadas estas áreas das microbacias. Cada nó representa, entre outras coisas, o ponto em que será definida e precipitada a chuva de projeto. Assim, o método adotado para delimitar-se a área de cada uma destas regiões foi o dos polígonos de Thiessen, método já descrito na etapa teórica deste trabalho (mais especificamente, no item 3.2.7 Distribuição Temporal da Chuva), com base na localização de cada nó.

Além disso, com base nos usos do solo encontrados para a bacia, foi adotada uma agregação. Para fins de projeto, adotou-se 6 tipos de uso e ocupação a fim de serem utilizados na modelagem. A relação entre os usos reais e os adotados no modelo foi a seguinte, já adiantando a divisão em relação ao CN associado à cada tipo de solo (valores extraídos da Tabela 4-3).

Tabela 4-2: Padrões de uso e ocupação do solo e CNs utilizados no modelo.

USO E OCUPAÇÃO DO SOLO UTILIZADOS NO MODELO			
GEOSAMPA	MODELO	CN 1	CN 2
Residencial horizontal	Residencial <500m ²	87	89
Escola			
Residencial vertical	Residencial >1300m ²	77	79
Residencial/Comércio			
Residencial/Indústria			
Comércio e Serviços	Comércio e de Escritórios	93	94
Comércio e Indústria/Armazém			
Sem predominância			
Equipamento público			
Terrenos vagos	Baldio/Boas condições	6	71
Área verde	Com relva com mais de 75 % da área	67	71
-	Área pavimentada	98	98

Estas agregações foram realizadas com base em uma análise através de imagens do Google Earth, e a própria análise de campo que permitiu observar visualmente quais categorias mais se aproximavam em termos de potencial de geração de poluição e de porcentagem de área impermeabilizada.

Para complementar estas informações, foi consultada a base de dados do Geosampa que forneceu exatamente o litotipo de solo encontrado em cada ponto da bacia. Os litotipos encontrados na região foram:

- 1. Sedimentos aluvionares quaternários;
- 2. Sedimentos terciários da bacia de São Paulo.

Com base na tabela a seguir do manual de drenagem da PMSP, foi consultado o CN para cada um destes tipos (CN 1 e CN2 já apresentados, respectivamente).

Tabela 4-3: CN de acordo com o tipo de solo para a RMSP
(PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c).

Tipo	Utilização ou Cobertura / Uso do Solo	LITOTIPO					
		1	2	3	4	5	6
1	ZONAS CULTIVADAS						
	sem conservação do solo	85	86	83	88	90	84
	com conservação do solo	75	76	73	78	80	74
	pastagens ou terrenos em más condições	82	84	81	86	88	82
2	BALDIOS / boas condições	67	71	64	74	77	66
3	PRADOS / boas condições	64	67	61	71	75	62
4	BOSQUES OU ZONAS FLORESTAIS						
	cobertura ruim	71	74	69	77	80	70
	cobertura boa	62	66	58	70	74	60
5	ESPAÇOS ABERTOS / RELVADOS / PARQUES / boas condições						
	com relva em mais de 75% da área	67	71	64	74	77	66
	com relva de 50 a 75% da área	74	76	71	79	82	72
6	ZONAS						
	comerciais e de escritórios	93	94	93	94	95	93
	industriais	89	90	89	91	92	89
	residenciais						
	lotes de área (m²) % impermeável						
	<500 65	87	89	86	90	91	87
	1.000 38	79	81	77	83	85	78
	1.300 30	77	79	75	91	94	76
	2.000 25	75	78	73	80	83	74
	4.000 20	74	76	71	79	82	72
7	PARQUES						
	estacionamentos, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98	98	98
	arruamentos e estradas asfaltadas, com drenagem	87	88	86	89	90	86
	paralelepípedos, terra	84	85	83	87	88	84

Estes tipos de uso são de grande importância, pois influenciam diretamente nos padrões de escoamento superficial da região, uma vez que apresentam impermeabilidades diferentes. Para o cálculo e simulação deste fator, foi utilizado também o CN de cada um destes tipos de uso e ocupação.

Para cada polígono foi obtida a proporção em termos de litotipo, área de cada grande categoria de uso e ocupação do solo. Foi realizada uma ponderação com base

nas áreas para obtermos uma permeabilidade e geração de poluição equivalentes de cada microbacia. Isto é, para cada tipo de solo e uso e ocupação modelado existe um CN associado, e para cada microbacia existe um CN equivalente.

Adotou-se a condição II de umidade do solo que é a situação média na época das cheias, de acordo com o método do SCS.

A compacidade de cada microbacia foi determinada aproximando seu formato por um quadrado, isto é, com dois lados iguais de modo que a área fosse igual à área real em planta. Como a grande maioria destas regiões realmente se aproxima de um quadrado, esta aproximação foi considerada razoável pelo grupo.

Finalmente, com base na taxa de impermeabilização da bacia inteira (descrita anteriormente), determinaram-se as taxas (e áreas) permeáveis, impermeáveis e “zero-impermeáveis” para cada microbacia. A figura a seguir ilustra um exemplo de microbacia com estas propriedades e informações.



Figura 4-22: Exemplo de microbacia modelada no PCSWMM.

GALERIA DO CÓRREGO VERDE

Baseado nos dados colhidos do estudo disponibilizado pelo Prof. Rodolfo Scarati, (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011) e nas informações da

Neste estudo, as seções tipo seguem a seguinte disposição:

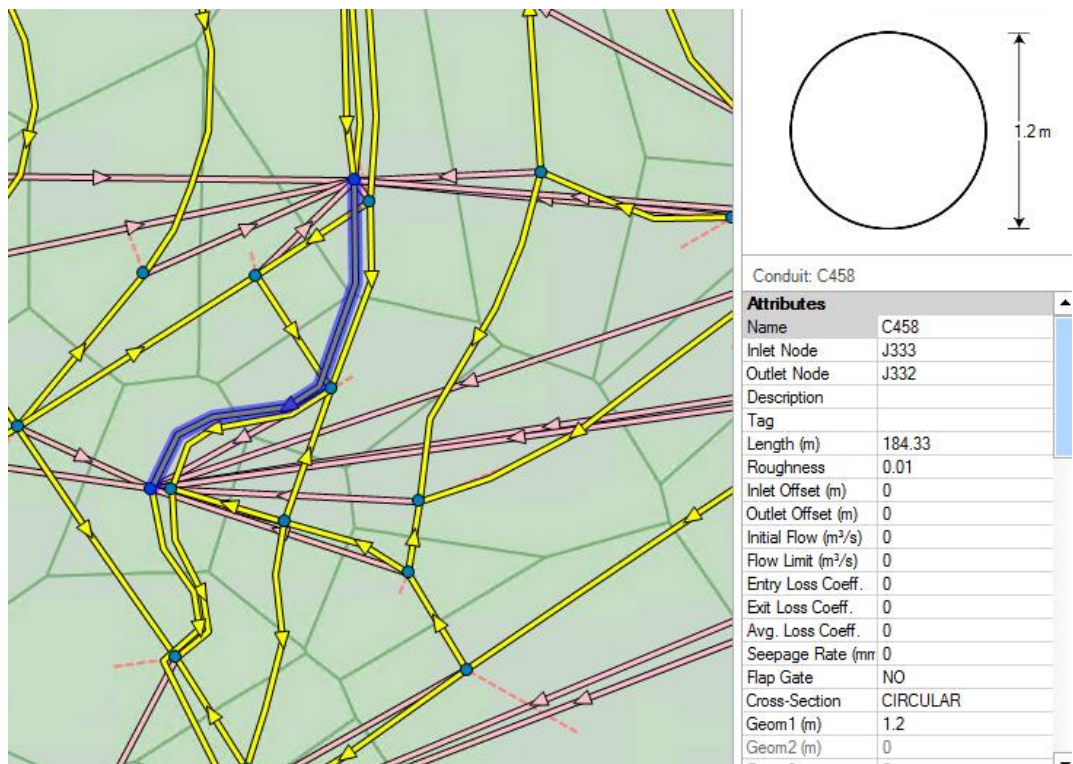


Figura 4-23: Trecho em planta da galeria modelado, neste caso com uma seção circular.

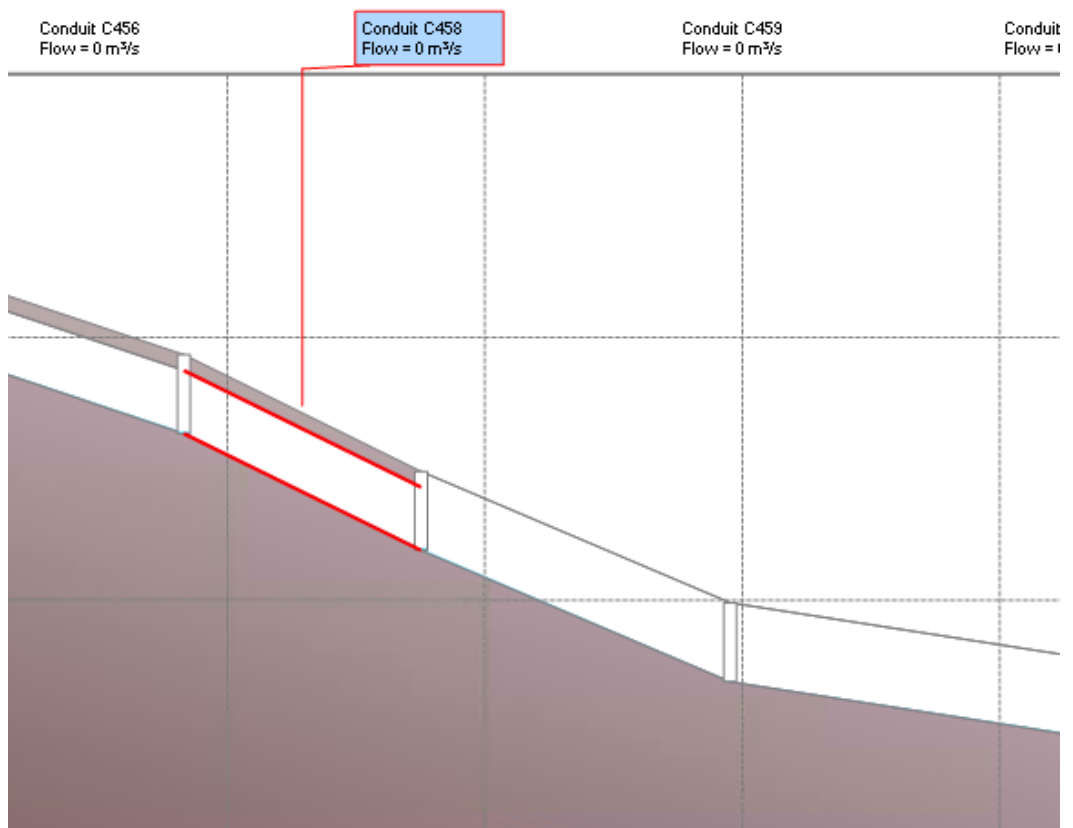


Figura 4-24: Mesmo trecho modelado, em perfil.

BOCAS DE LOBO

Seguindo o processo de modelagem partiu-se para a alocação e definição geométrica das bocas de lobo de cada microbacia. Estas estruturas representam a interface entre a micro drenagem e a macrodrenagem, no caso a galeria onde escoar o fluxo do próprio rio e a água advinda das ruas. Isto é, as bocas de lobo são as responsáveis por retirar a água das ruas e da superfície e leva-la à galeria que escoará a água para fora da bacia.

Assim, ligou-se cada nó (que recebe a chuva da respectiva microbacia) à galeria principal do rio por meio de orifícios, estruturas que apresentam o mesmo comportamento hidráulico que as bocas de lobo. A seguir, a disposição dos orifícios (linhas rosa), ligando cada nó de microbacia à galeria do rio (neste caso escondida, para melhor visualização).

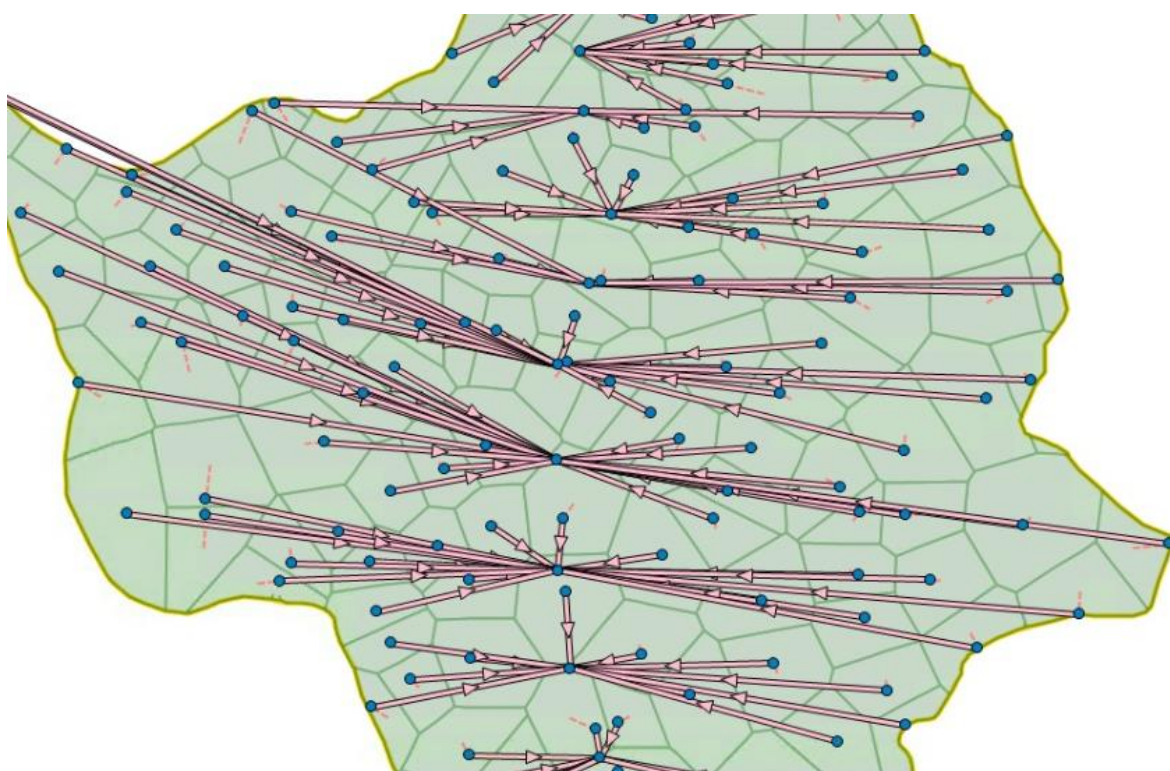


Figura 4-25: Recorte do mapa de ligações dos orifícios de cada microbacia à galeria do rio.

Já os orifícios em si foram modelados para representar uma boca de lobo equivalente para cada microbacia. Assim, todos possuem 0,15 m de altura e uma largura equivalente, que é proporcional à quantidade de bocas de lobo contidas

naquela microbacia. Além disso, o coeficiente de descarga é 0,61, o adotado usualmente para cálculo e dimensionamento de bocas de lobo. O método utilizado para estimar o número de bocas de lobo em cada microbacia se baseou na relativa homogeneidade da distribuição de bocas de lobo que observamos. Obtivemos uma média do número de bocas de lobo por metro de rua para o tipo Rua 2 (tipo de via mais representativo na bacia), que ficou em torno de 0,034 bocas de lobo por metro de rua. Em segundo lugar, obtivemos a densidade média de metros de rua por metro quadrado da bacia (valor que variou pouco em diversas áreas da bacia), e observamos valores variando entre 0,02 e 0,03, e com isso adotamos 0,025.

Áreas que fogem desta estimativa, como áreas com vias tipo Avenida e nas proximidades do cemitério, foram analisadas separadamente e com fatores ajustados. Desta forma, estimamos o número médio de bocas de lobo por metro quadrado na bacia, e multiplicamos este valor pela área de cada microbacia. O orifício que representa a boca de lobo equivalente de cada microbacia, portanto, consiste em um orifício retangular com 15cm de altura e cuja largura é a multiplicação do número de bocas de lobo pela largura de uma boca de lobo, 90cm. Abaixo pode-se observar um exemplo de como o elemento de orifício é representado no modelo.

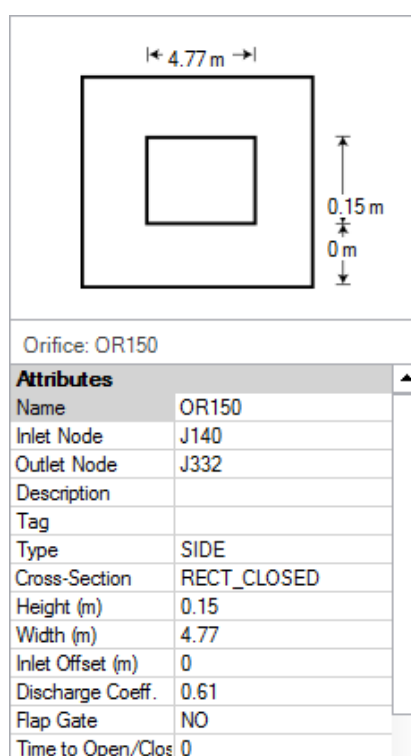


Figura 4-26: Orifício modelando uma boca de lobo equivalente para a microbacia.

CHUVA DE PROJETO

Para rodar o modelo e calibrá-lo, comparando com os valores de chuvas reais medidas na bacia e com o modelo utilizado no estudo de (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011), foi utilizada a seguinte chuva de projeto:

- Evento com período de retorno de 100 anos, duração de 2 horas e que segue a distribuição Huff. Totalizando um volume de chuva de 113,9mm.

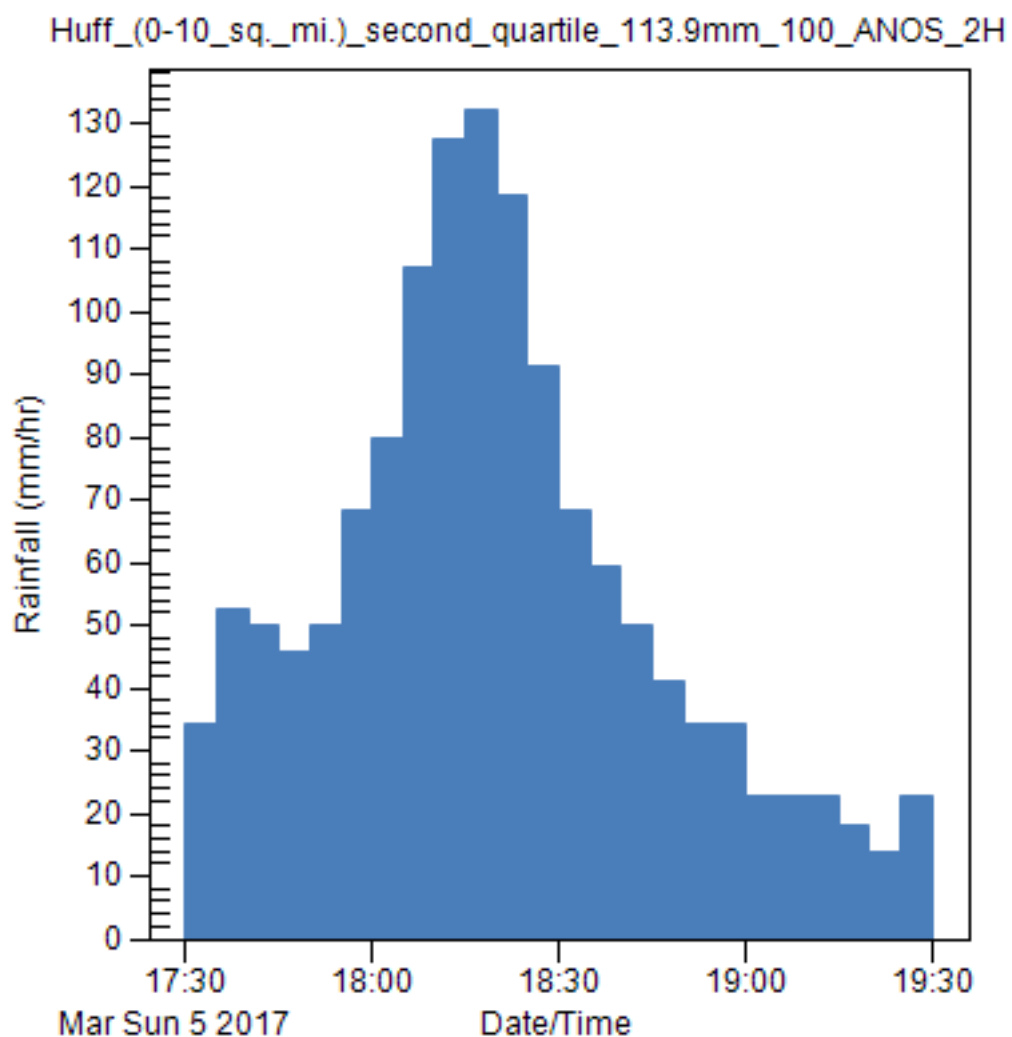


Figura 4-27: Chuva de projeto utilizada. A figura acima mostra o hidrograma deste evento, utilizado no próprio programa para cálculo da simulação.

A escolha desta chuva se deu por diversos motivos. Inicialmente, foram

procurados eventos reais de chuva que ocorreram na bacia e causaram enchentes e danos reais, recorrendo às notícias veiculadas na imprensa sobre a região. Encontramos um evento ocorrido no dia 5 de março de 2017 que se enquadrava neste quesito.

De acordo com a notícia veiculada dia 07 de março de 2017 (G1 SÃO PAULO, 2017a), neste dia ocorreu uma chuva que gerou enchentes na região do Beco do Batman. As imagens permitem inferir que realmente a lâmina d'água do escoamento superficial na região era de cerca de 30cm.



YouTube Moradores cobram solução definitiva para alagamentos no Beco do Batman

Figura 4-28: Imagem veiculada na imprensa sobre a enchente do dia 05 de março de 2017 (G1 SÃO PAULO, 2017b).

Consultando a base de dados da Defesa Civil, das medições do pluviômetro da região de Pinheiros (MERO et al., 1979), verificou-se o volume de chuva total foi de 44,1mm e a duração foi de 2 horas, ou seja, uma chuva de período de retorno de 2 anos, aproximadamente.

Tabela 4-5: Totais precipitados a partir da relação IDF para São Paulo (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011).

Duração (min)	TR (anos)						
	2	5	10	25	50	100	500
10	15.7	21.2	24.8	29.4	32.8	36.2	44.1
20	24.1	32.6	38.2	45.2	50.5	55.7	67.8
30	29.5	39.8	46.7	55.3	61.8	68.1	82.9
60	38.3	51.8	60.8	72	80.4	88.7	107.9
120	42.9	58	68	80.6	90	99.3	120.7

Portanto, concluiu-se que uma chuva de período de retorno reduzido já produzia efeitos negativos na região.

Entretanto, como o objetivo do trabalho é avaliar a questão da macrodrenagem, de forma a mitigar os efeitos de chuvas com volumes ainda maiores, com períodos de retornos maiores, a chuva escolhida foi um evento parecido com o adotado no estudo de (SCARATI MARTINS; LEME DE BARROS, 2011), para avaliar a macrodrenagem da região.

Portanto, adotou-se uma chuva ainda maior do que a observada no início deste ano. Consultando a IDF da região e a Tabela 4-5, verifica-se que o volume para uma chuva de 2 horas e TR de 100 é de 100mm, aproximadamente. Este foi o volume de referência escolhido. Assim, chegamos a chuva apresentada no início deste item (113,9 mm).

A distribuição Huff é muito utilizada em pequenas bacias e recomendada pelos manuais técnicos da área. Esta distribuição classifica todas as tormentas de acordo com o quartil de duração, onde se verificam as maiores intensidades de precipitação. Para pequenas bacias (com área menor do que 1000 km²), a maior intensidade de precipitação ocorre com maior frequência nos primeiros dois quartis (33% em cada) (PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2012c). Portanto, adotou-se esta distribuição do segundo quartil com base nos parâmetros já explicados anteriormente.

Por falta de dados, não foi possível realizar uma calibração do modelo, porém se utilizou projetos já existentes para se comparar os resultados da simulação.

4.2.3 Primeira simulação: Verificação dos pontos críticos

Ao rodar a primeira simulação do modelo constatou-se a existência de diversos pontos de alagamento. A mancha de inundação apresentada a seguir revela que a microdrenagem não é suficiente para retirar toda a água da chuva, o que é esperado uma vez que a microdrenagem não é dimensionada para suportar uma chuva com TR de 100 anos.

Além disso, pode-se observar que há uma maior concentração e intensidade das manchas de inundação nos pontos mais baixos da bacia, ou seja, na região do talvegue do rio.

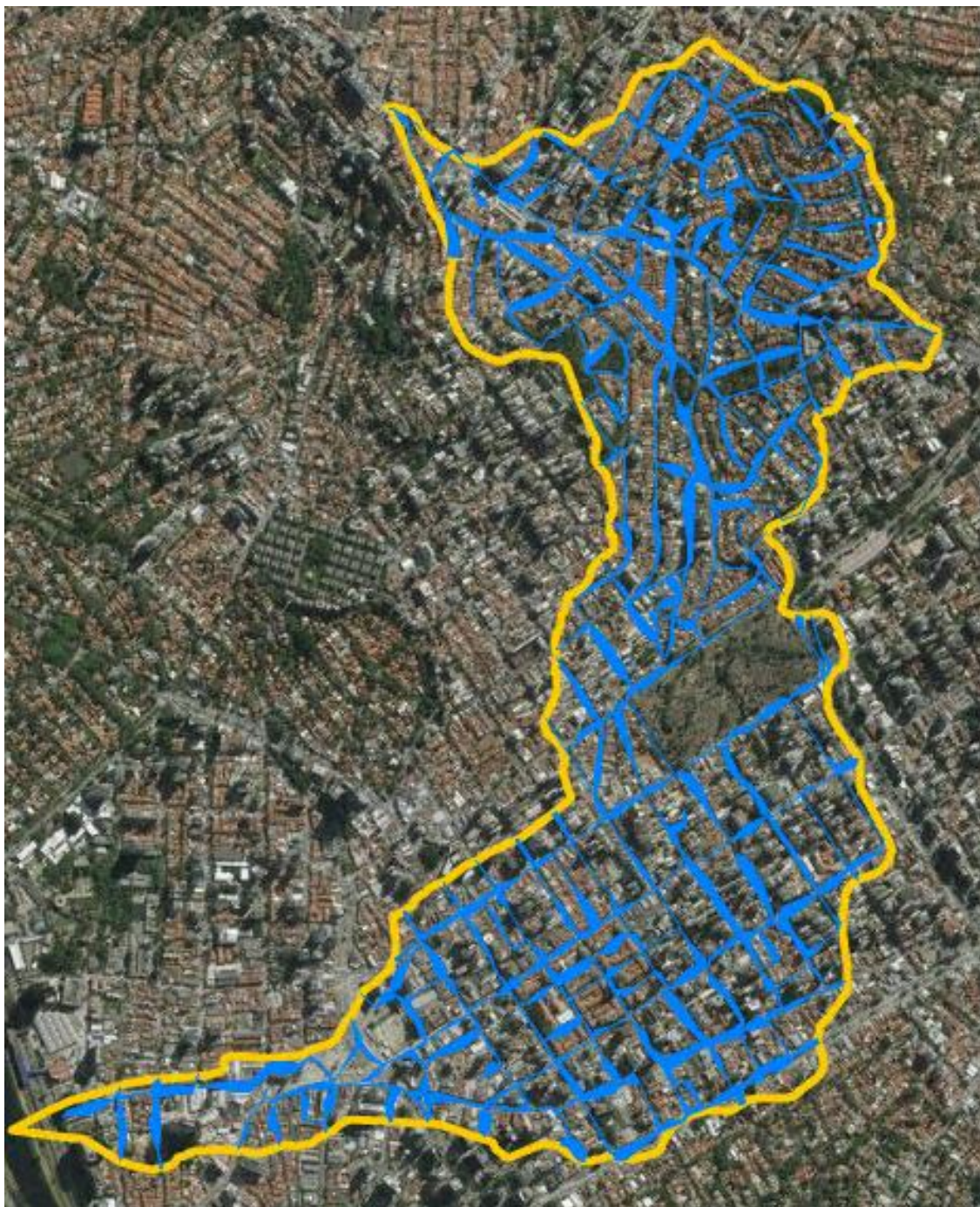


Figura 4-29: Mancha de inundação obtida após a primeira simulação do modelo.

uma animação do nível d'água de todos os trechos modelados como condutos, observou-se um aumento de grande porte nos condutos que representam a galeria e são condutos de seção fechada. As imagens a seguir comparam o nível d'água de todos os trechos antes e durante o ponto mais crítico da chuva de projeto.



Figura 4-30: Comparação dos níveis d'água dos condutos antes e no momento mais crítico da chuva de projeto, evidenciando a saturação da galeria.

Para comprovar a saturação da galeria, foram verificados todos os seus trechos, comprovando o escoamento em condutos forçados. Os perfis mostram a seção da galeria completamente cheia e os gráficos de vazão revelam um patamar superior, evidenciando o escoamento em pressão. A seguir, dois exemplos destes trechos:

- **Rua Abegoária**

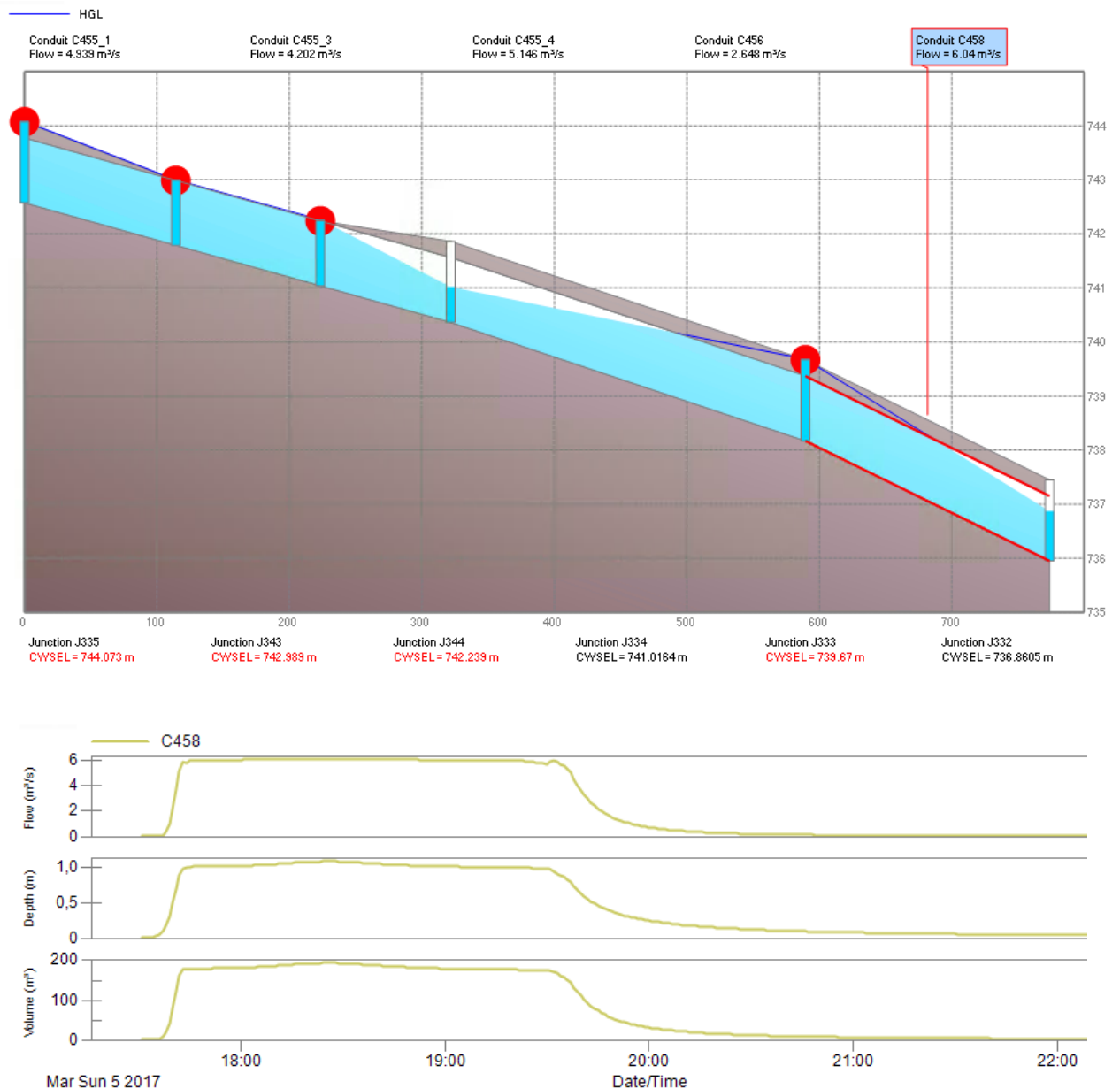


Figura 4-31: Modelo da situação atual da galeria do Córrego Verde na Rua Abegoária submetida à chuva de projeto.

- Rua Mateus Grou

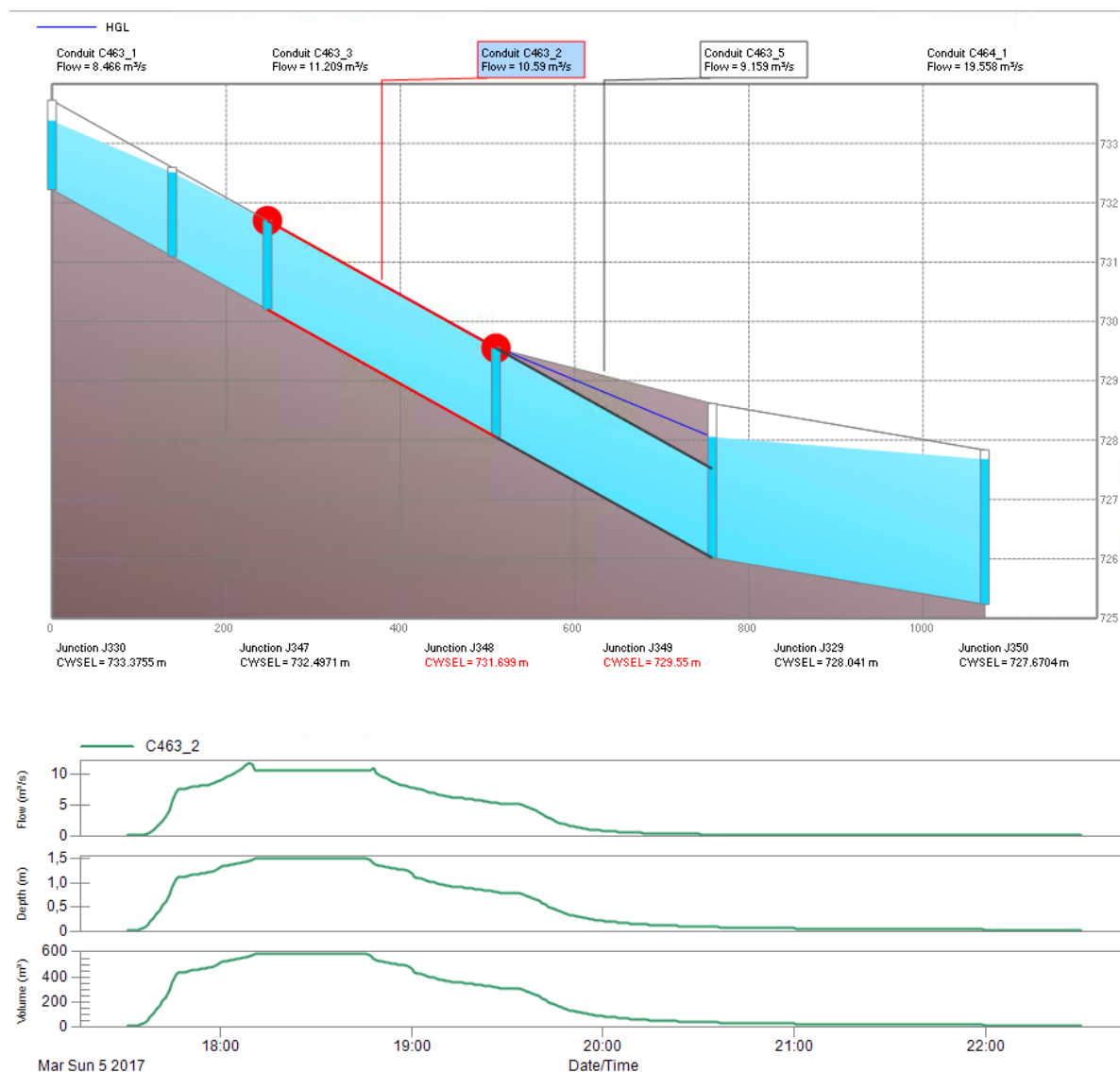


Figura 4-32: Modelo da situação atual da galeria do Córrego Verde na Rua Mateus Grou submetida à chuva de projeto.

Como decorrência da saturação da galeria e também da insuficiência das bocas de lobo, foram observados diversos trechos de ruas com grandes alagamentos. Um destes trechos mais críticos foi observado na região do Beco do Batman, comprovando a criticidade da região em relação a este aspecto, mostrada a seguir.

No caso, foi observado uma lâmina d'água de quase 30cm, claramente um extravasamento da sarjeta.

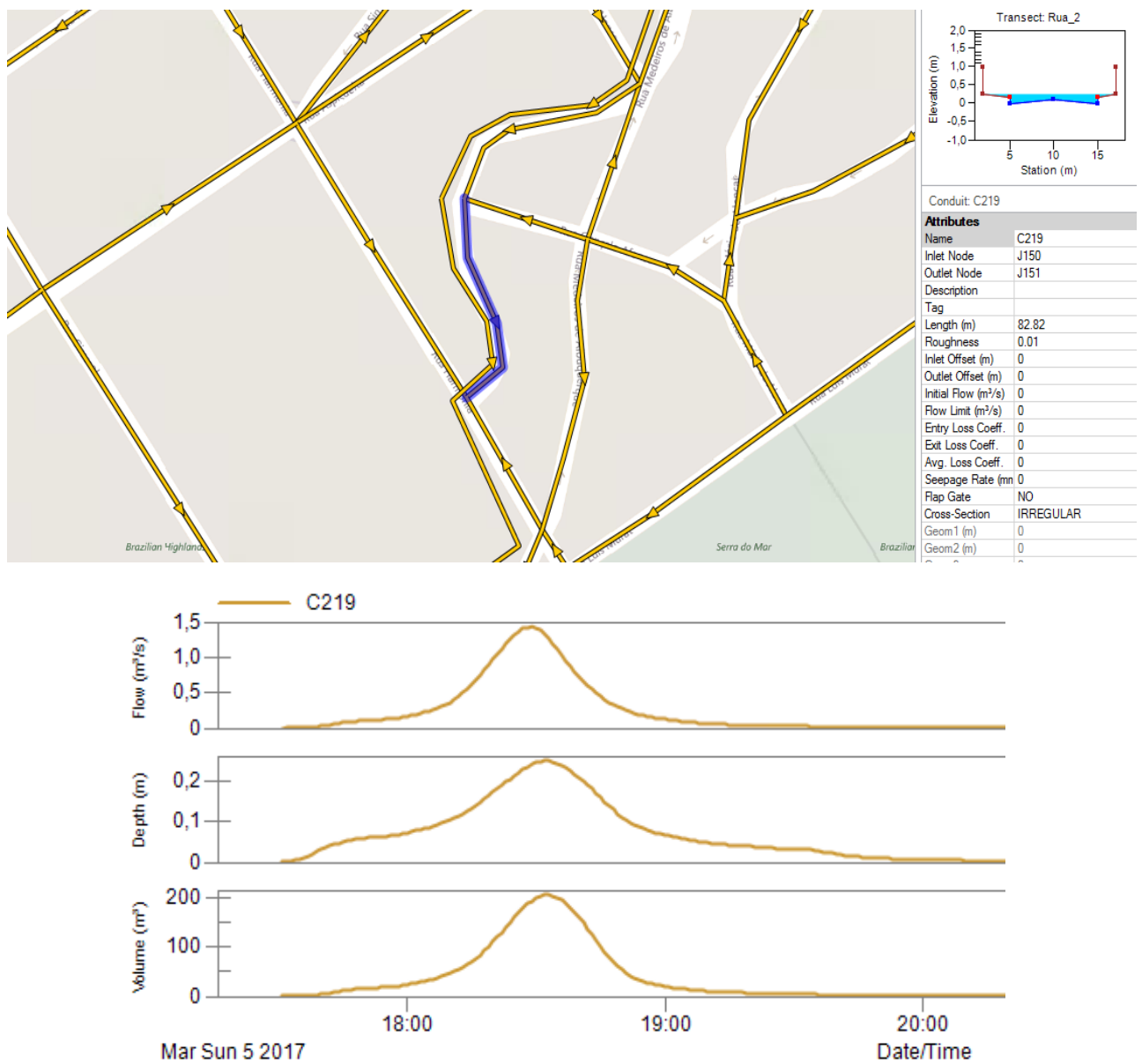


Figura 4-33: Modelo atual da região do Beco do Batman submetido à chuva de projeto.

4.3 Intervenções propostas

A solução escolhida para melhorar a distribuição do escoamento na galeria de maneira a atenuar os picos nessas regiões foram reservatórios tubulares, ou supertubos. Estes dispositivos são compostos por grandes tubos subterrâneos de concreto pré-moldado dispostos com baixa declividade, que atuam no armazenamento da água (ABCP, 2016). Eles costumam ser alocados onde se encontram as galerias, de forma a substituí-las.

As figuras a seguir ilustram o perfil de um reservatório tubular em funcionamento:

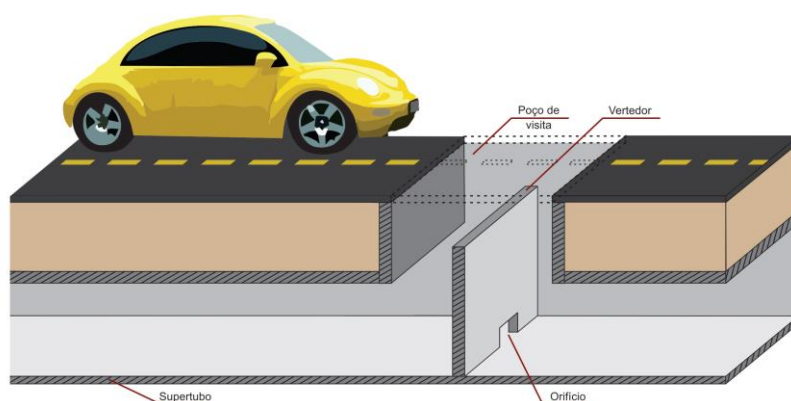


Figura 4-34: Período seco, sem vazão (FCTH, 2014a)

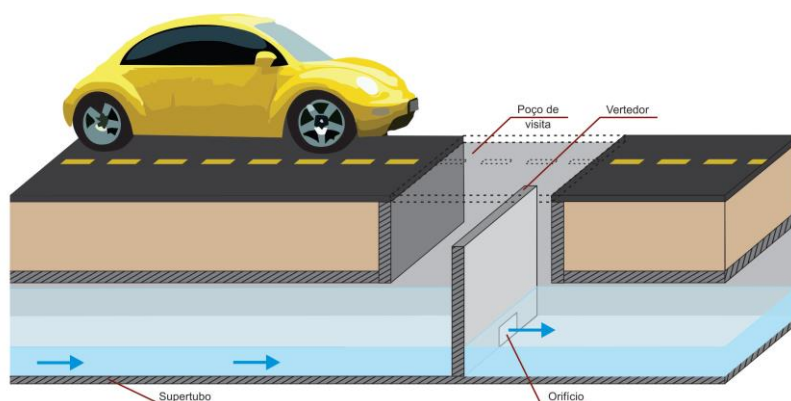


Figura 4-35: Vazão baixa, operação pelo orifício (FCTH, 2014a)

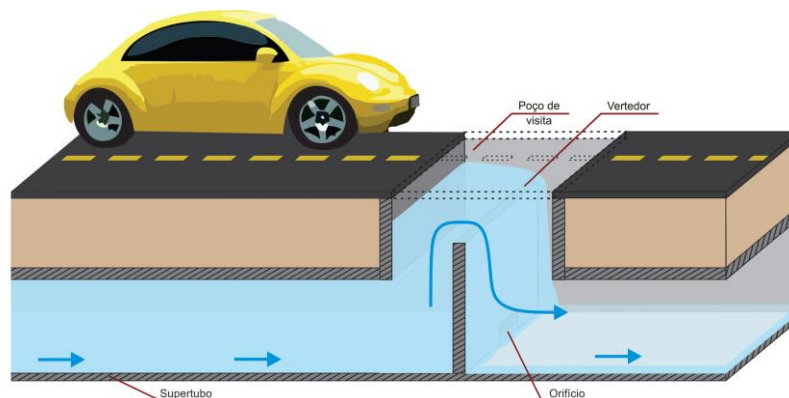


Figura 4-36: Vazão alta, operação também pelo vertedor (FCTH, 2014a)

A seguir, pode-se observar o processo de execução de um supertubo.



Figura 4-37: Execução de supertubo na região da Lombardia, Itália (ABCP, 2016)

No exemplo acima, observa-se a escavação de uma vala e o posicionamento das peças pré-moldadas.

Esta solução apresenta como vantagem o fato de gerar menos interferência no ambiente urbano por não demandar desapropriações, característica muito importante considerando a saturação da bacia do Córrego Verde, além de permitir a separação das águas de primeira chuva (ou *first flush*). Por outro lado, seu custo de implantação pode ser elevado (ABCP, 2016). Vale destacar que esta alternativa foi utilizada em um projeto de drenagem na bacia do Anhangabaú realizado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica em 2014 e se mostrou a melhor opção em comparação com outros tipos de reservatório.

Com base nas visitas de campo, no conhecimento da região e nos resultados do modelo gerado foram selecionadas algumas regiões de maior relevância para receber intervenções que ajudariam a mitigar e amenizar os efeitos negativos causados pelas chuvas. Para determinar estes pontos mais críticos, foram considerados os locais que historicamente apresentam maiores problemas de alagamento. Na determinação do volume de cada reservatório, buscamos utilizar sempre a maior área disponível em cada ponto de intervenção, de modo a maximizar o volume de armazenamento, sem interferir em áreas particulares para evitar desapropriações.

O processo foi feito utilizando a ferramenta de medição de áreas do Google Maps, sempre respeitando os limites do leito carroçável. A altura dos reservatórios foi determinada com base na altura da galeria ou supertubo do trecho, e a cota da base do reservatório foi escolhida de modo a coincidir com a cota da base da galeria ou supertubo do trecho. Durante o processo de criação do modelo foram testadas diferentes configurações possíveis, especialmente na região da Rua Mateus Grou, buscando sempre evitar que a galeria entrasse em conduto forçado. Finalmente, também foi analisada a influência de um aumento no número de bocas de lobo para aumentar a vazão de entrada de água na galeria e consequentemente reduzir a lâmina d'água nas vias.

Desta forma, foram eleitas as seguintes intervenções:

1. Reservatório na rua Abegoária (substituindo a galeria):

- Dimensões: Seção de 7,5 m x 3 m e comprimento de 321 m;
- Cota inicial: 740,5 m;
- Cota final: 740,3 m;
- Área em planta: 2.408 m²;
- Volume: 7.223 m³.

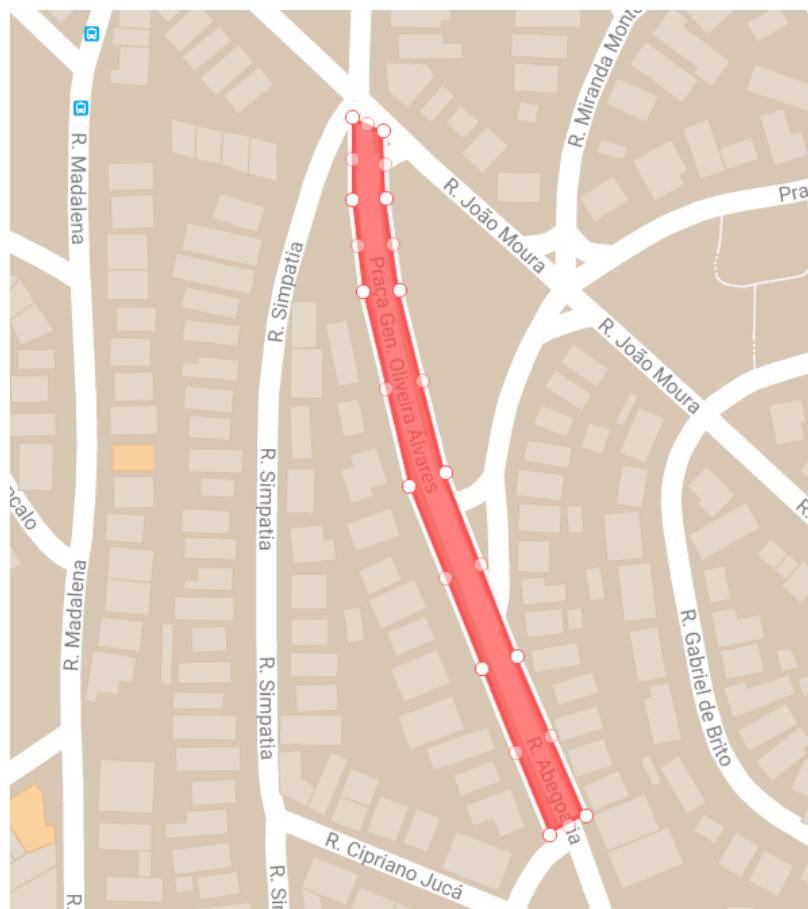


Figura 4-38: Localização do reservatório linear na rua Abegoária

2. Reservatório no encontro das ruas Abegoária com Cipriano Jucá (reservatório fora da galeria);

- Área em planta: 750 m²;
- Profundidade: 3 m;
- Volume: 2.250 m³.

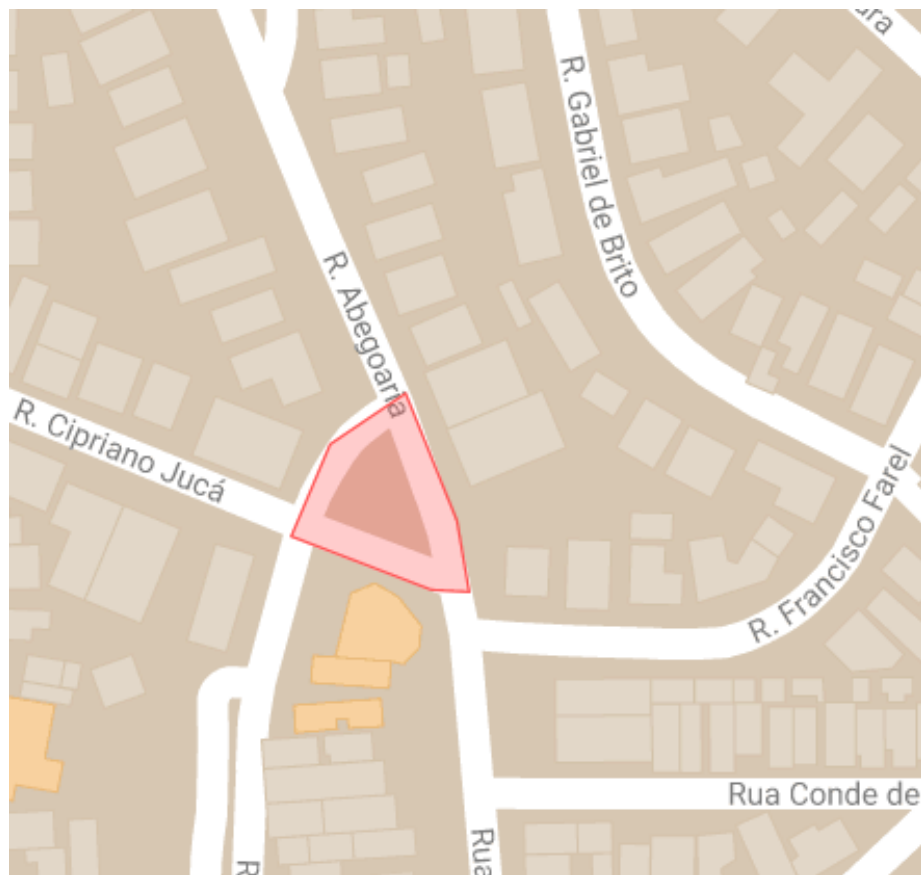


Figura 4-39: Localização do reservatório no encontro das ruas Abegoária e Cipriano Jucá.

3. Reservatório no encontro das ruas Aspicuelta e Medeiros de Albuquerque (reservatório fora da galeria);;

- Área em planta: 600 m²;
- Profundidade: 2 m;
- Volume: 1.200 m³.

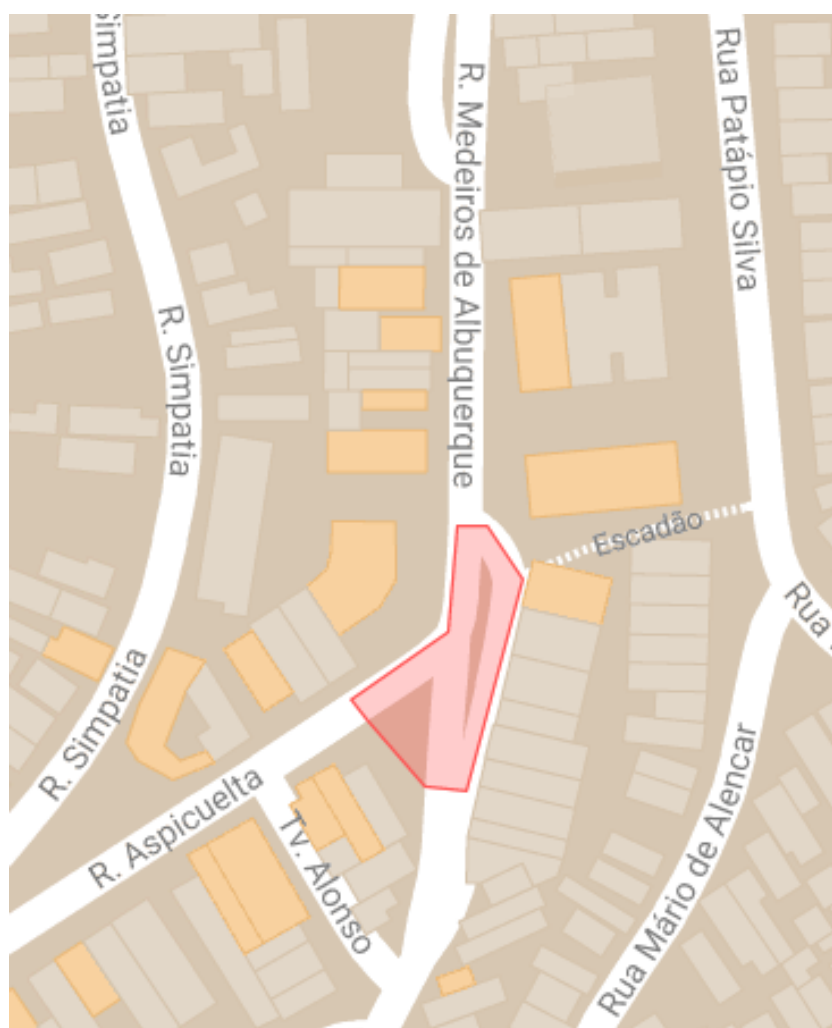


Figura 4-40: Localização do reservatório no encontro da rua Medeiros de Albuquerque com Aspicuelta.

4. Reservatório linear na rua Mateus Grou (substituindo a galeria);

- Dimensões: Seção de 8 m x 3,5 m e comprimento de 433 m;
- Cota inicial: 727,8 m;
- Cota final: 727,8 m;
- Área em planta: 3.464 m²;
- Volume: 12.124 m³.

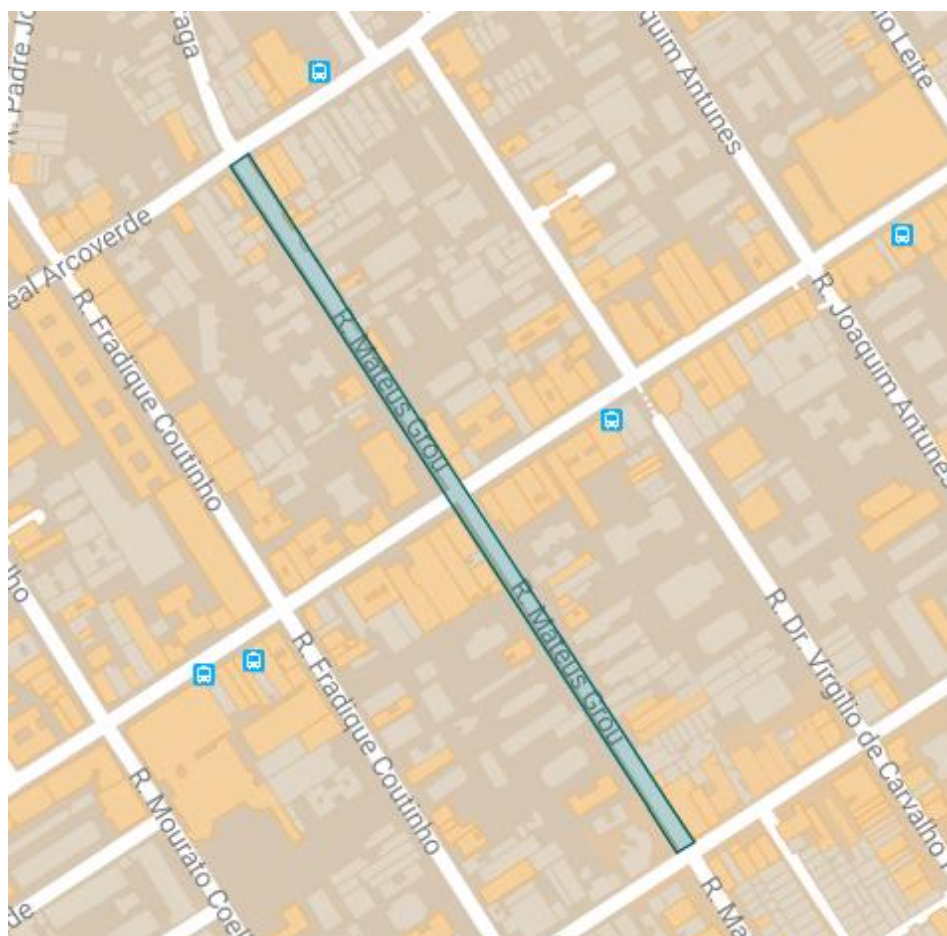


Figura 4-41: Localização do reservatório linear na rua Mateus Grou.

5. 2 Reservatórios no final da rua Mateus Grou, nas ruas Artur de Azevedo e Fradique Coutinho (reservatório fora da galeria);

I. Rua Artur de Azevedo

- Área em planta: 600 m²;
- Profundidade: 3,5 m;
- Volume: 2.100 m³.

II. Rua Fradique Coutinho

- Área em planta: 750 m²;
- Profundidade: 3,5 m;
- Volume: 2.625 m³.



Figura 4-42: Localização dos reservatórios nas ruas Artur de Azevedo e Fradique Coutinho.

Portanto, as intervenções propostas totalizam uma área em planta de 8.572 m² somente localizados em áreas públicas e um volume de reservatórios de 27.522 m³.

Além dos reservatórios propostos, as bocas de lobo também terão sua largura equivalente aumentada em 10%, para que o aumento de capacidade da macrodrenagem (galeria) seja efetivamente aproveitado para melhora também na microdrenagem das ruas.

4.3.1 Comparação de cenários: Antes e depois das intervenções

As intervenções propostas foram a criação de reservatórios in-line fora da galeria (com perfis de reservatório do PCSWMM, “Storage”) e criação dos reservatórios lineares alterando-se as seções e declividades dos condutos da própria galeria. A seguir, o modelo criado para simular os efeitos das intervenções, com os 4 reservatórios in-line que não foram concebidos na própria galeria (representados por quadrados verdes). Os reservatórios lineares não se destacam pois são condutos cujas propriedades geométricas foram alteradas.



Figura 4-43: Modelo da bacia (ruas, galeria e reservatórios) pós intervenções.

Observando os efeitos das intervenções na galeria, fica evidente que houveram melhoras significativas especialmente nas regiões próximas aos reservatórios. A seguir, apresentamos a comparação de alguns pontos, cuja situação anterior às intervenções era crítica e a melhora observada no escoamento da galeria foi significativa.

GALERIA

1. Rua Abegoária

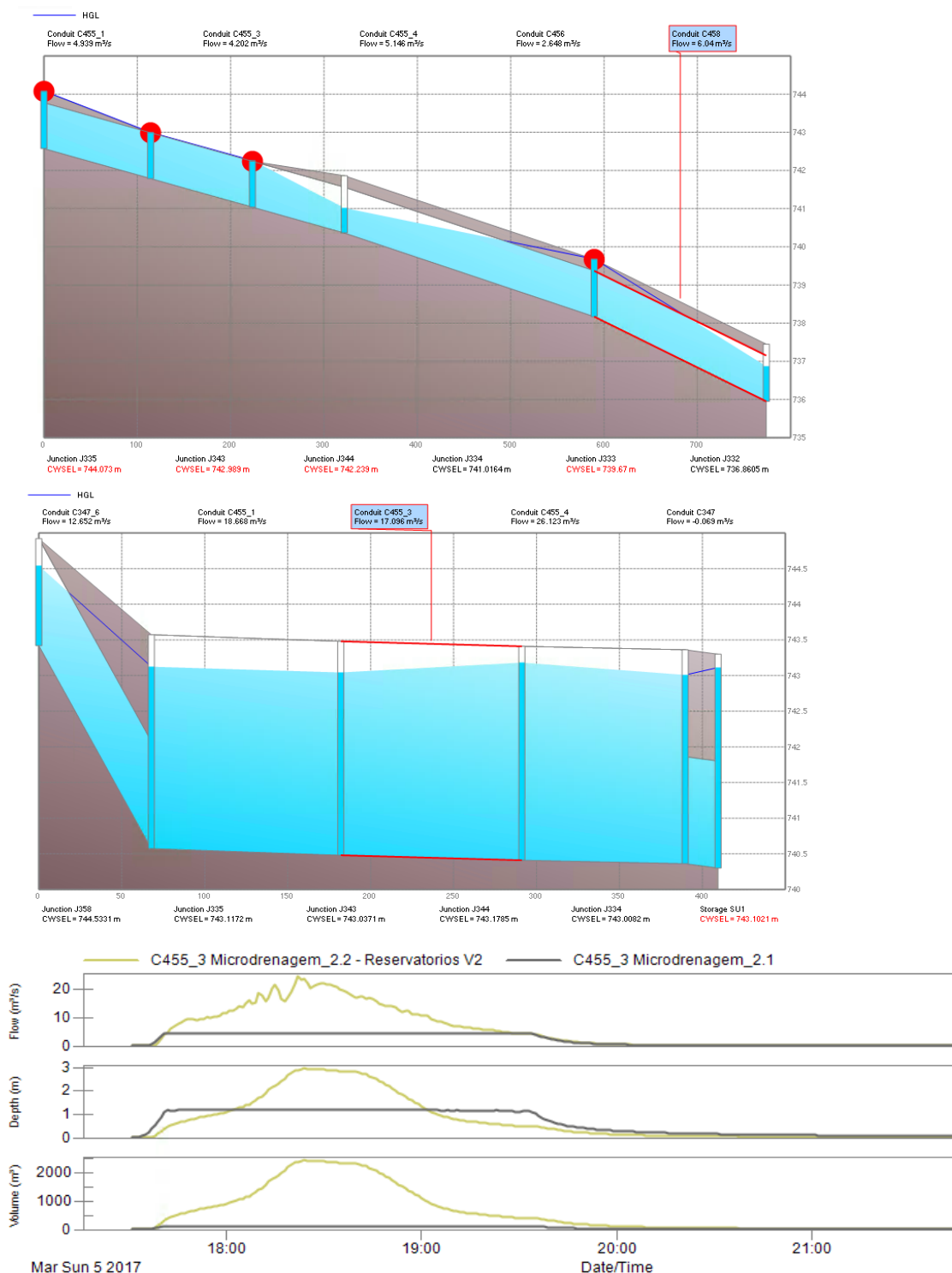


Figura 4-44: Galeria na região da rua Abegoária, antes e depois da adoção dos reservatórios.

Observa-se claramente o aumento de seção da galeria, ficando mais profunda e com maior capacidade na região do reservatório linear. Isto permite que o

escoamento sem pressão (o gráfico da Figura 4-44 apresenta os resultados considerando o cenário atual e o cenário depois de todas as intervenções), o que é possível de se observar no perfil da linha d'água e nos gráficos de vazão sem o patamar (gráfico preto se refere à situação sem reservatórios e o dourado, à versão com os reservatórios) e com um fluxo (capacidade) consideravelmente maior.

Além disso, é possível observar na Figura 4-44 que o reservatório fora da galeria (Storage SW1) está funcionando, detendo grande quantidade de água.

2. Rua Luis Murat

Na galeria que passa por baixo da rua Luis Murat, logo após o Beco do Batman, observa-se uma melhora no escoamento. Apesar o escoamento não ocorrer sob pressão antes das intervenções, o reservatório Offline implantado na esquina das ruas Aspicuelta e Medeiros de Albuquerque, à montante deste trecho da galeria, alivia este trecho da galeria, com um menor pico de vazão e um retardamento (aumento da base do gráfico) do escoamento, evidenciando a detenção do reservatório.

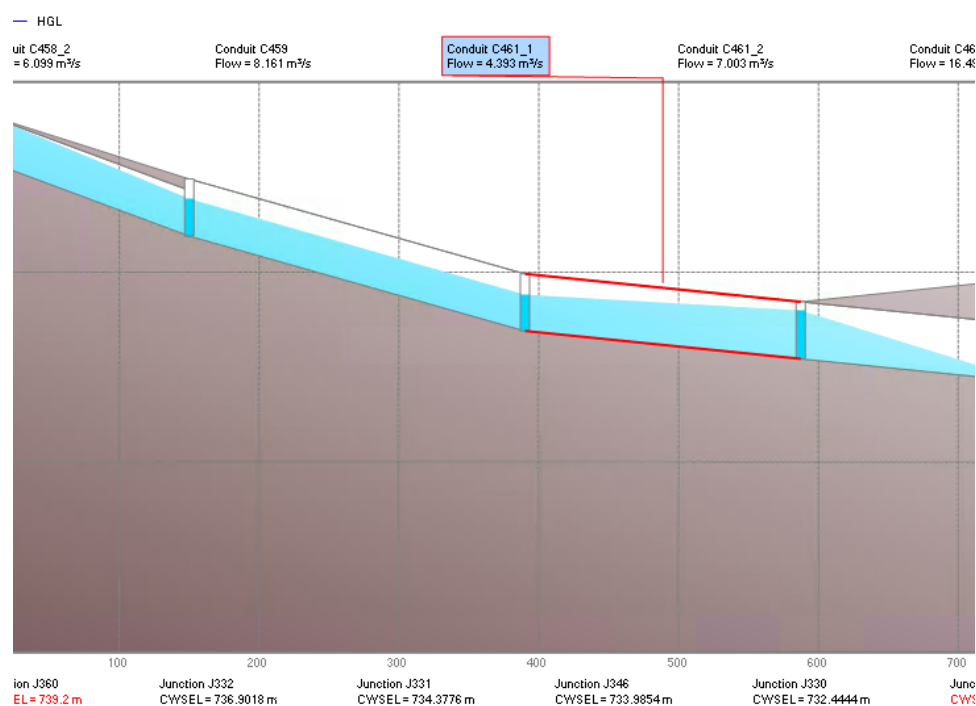


Figura 4-45: Escoamento na galeria na região das ruas Luis Murat e Belmiro Braga, após as intervenções.

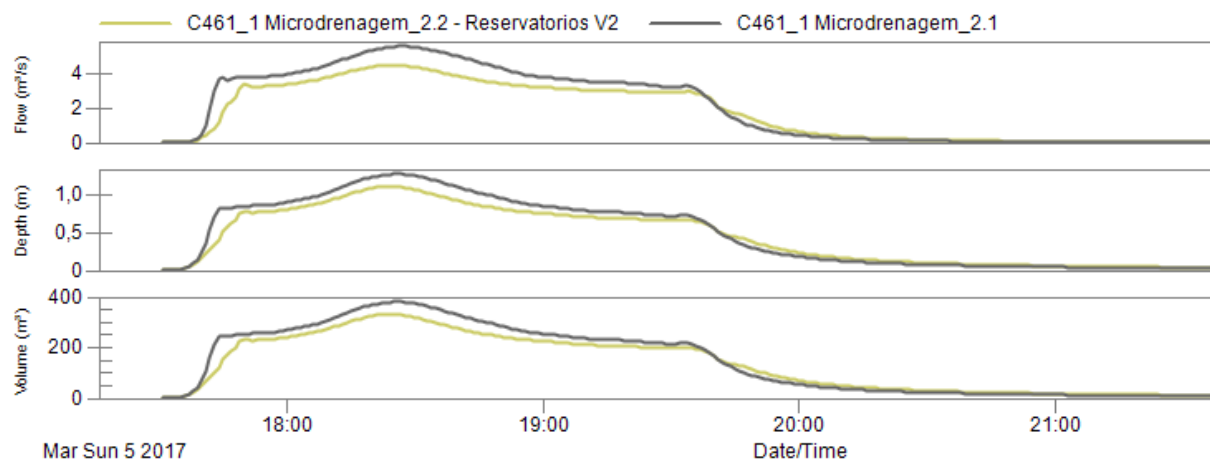


Figura 4-46: Comparação entre cenários com e sem reservatórios neste trecho da galeria.

3. Rua Mateus Grou

O modelo da galeria na região da rua Mateus Grou, antes das intervenções, mostrava uma galeria quase que completamente saturada e com escoamento sob pressão. Para se obter um reservatório linear, com declividade quase nula, gerando um “super tubo” praticamente plano, foi necessário criar um conduto novo, gerando uma pequena queda d’água em seu início. Daí a comparação independente deste trecho.

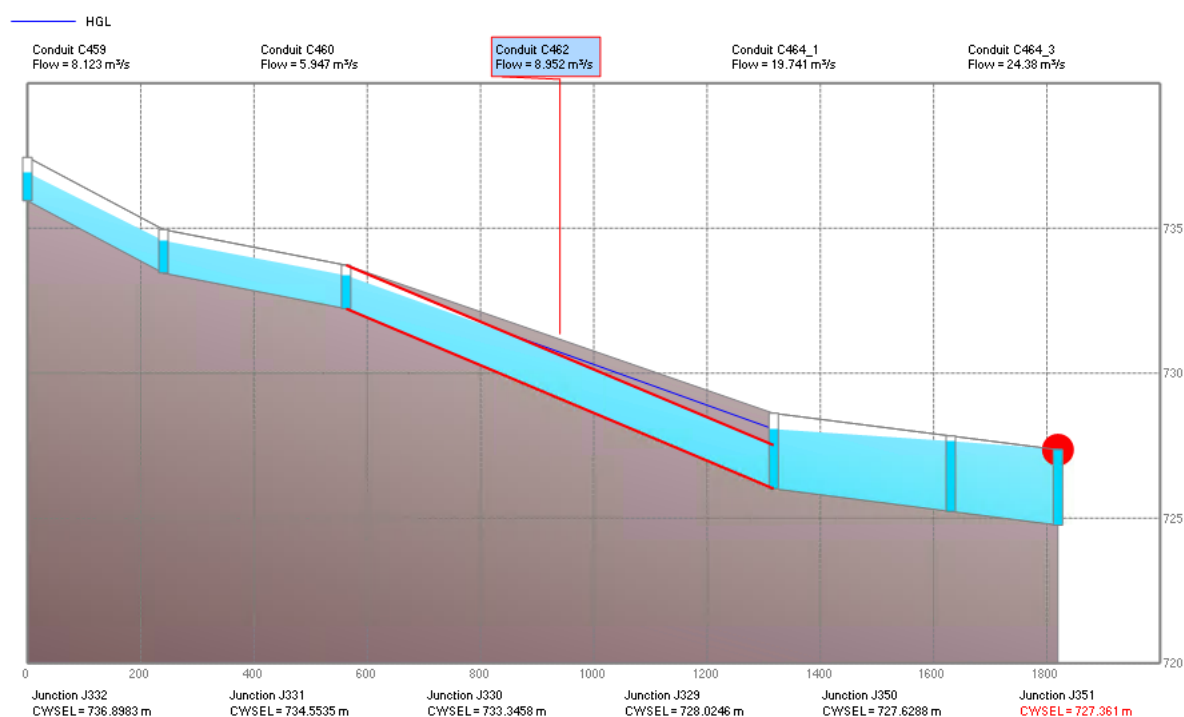


Figura 4-47: Galeria da rua Mateus Grou, antes da adoção do reservatório linear.

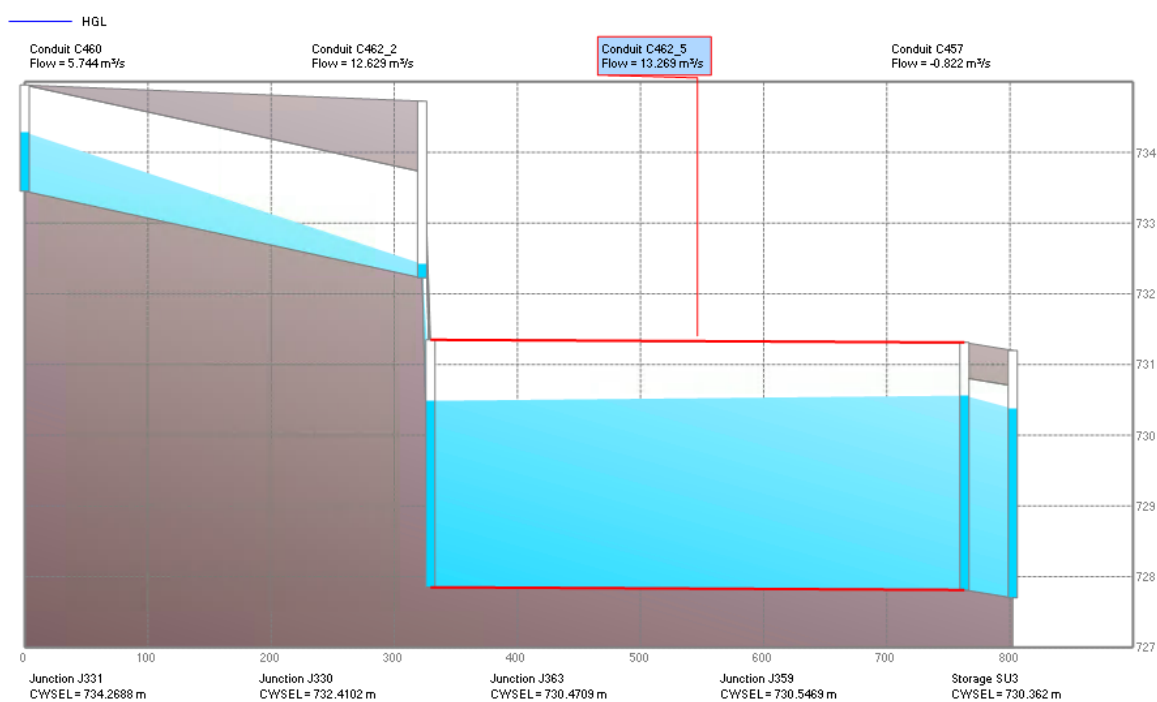


Figura 4-48: Modelo da galeria da rua Mateus Grou, com adoção do reservatório linear.

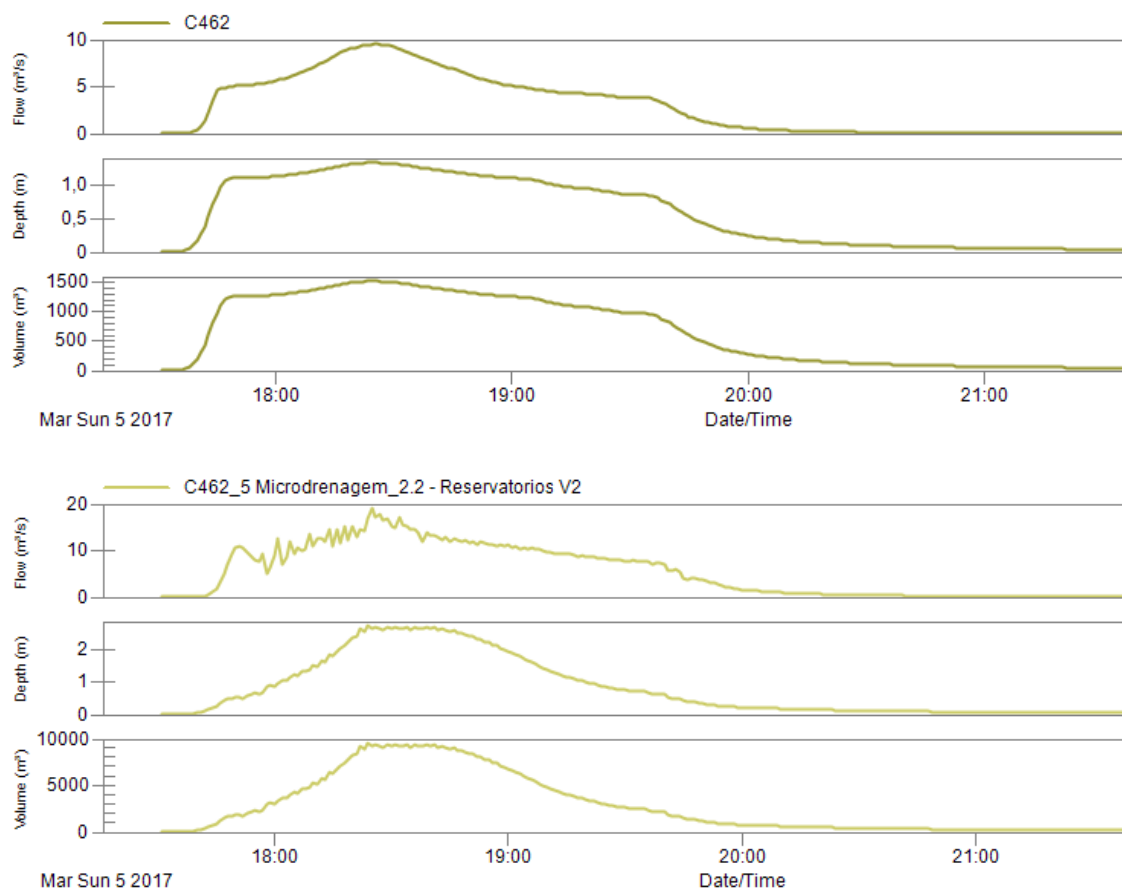


Figura 4-49: Comparação da situação da galeria da rua Mateus Grou, antes e depois da adoção dos reservatórios.

Fica evidente que houve um aumento de capacidade neste trecho da galeria e que os reservatórios Offline à jusante deste trecho estão fazendo efeito, devido à oscilação observada na vazão. Não ocorre mais escoamento sob pressão neste trecho.

Além disso, durante o dimensionamento deste reservatório linear, verificou-se a necessidade de implantação dos dois reservatórios Offline à jusante do reservatório linear, pois o aumento de capacidade do reservatório linear gerava um escoamento sob pressão muito forte à jusante deste trecho. Com a adoção dos dois reservatórios Offline à jusante do linear, a melhor alternativa foi alcançada, uma vez que a galeria apresenta dois trechos bifurcados nesta região e cada um dos reservatórios amortece o aumento de capacidade do trecho anterior da galeria (reservatório linear).

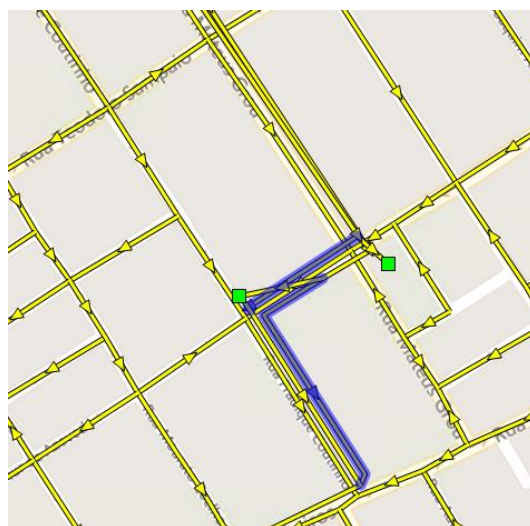


Figura 4-51: Trechos da galeria à jusante da rua Mateus Grou (após bifurcação).

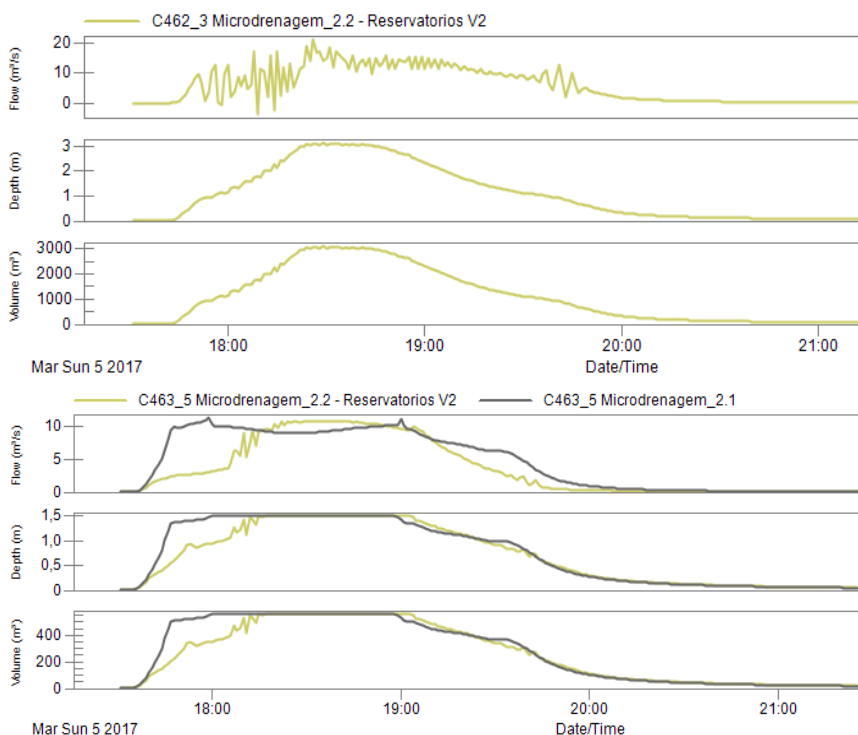


Figura 4-50: Efeito dos dois reservatórios Offline nos respectivos trechos da galeria.

4. Rua dos Pinheiros – Até exutório no rio Pinheiros

Nos trechos à jusante das intervenções propostas, isto é, a partir da rua dos Pinheiros até o exutório no próprio rio Pinheiros foi observado o mesmo comportamento. Como não houveram intervenções aplicadas diretamente neste trecho e nesta região da bacia, as galerias continuam apresentando certo grau de saturação.

Entretanto, o ganho observado é a detenção dos volumes de água. Em todos os trechos desta região observa-se que ocorre um retardo no fluxo dos volumes de água que ficam detidos nos reservatórios. Ainda é um volume pequeno em comparação com o resto da bacia, mas já mostra o efeito global destes reservatórios adotados localmente.

Para evidenciar este comportamento, um trecho da rua dos Pinheiros, próximo ao Largo da Batata e à avenida Faria Lima, mostra o que é observado em praticamente todos os trechos da galeria à jusante da rua Mateus Grou.

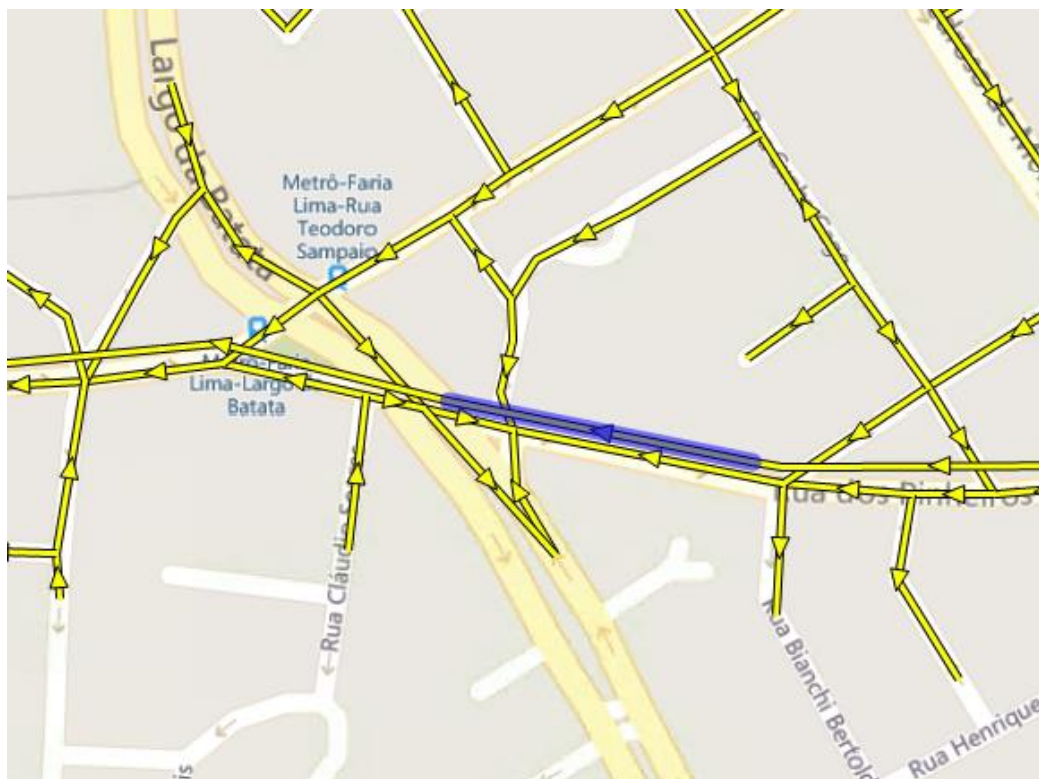


Figura 4-52: Trecho que evidencia o comportamento observado no trecho mais baixo da bacia.

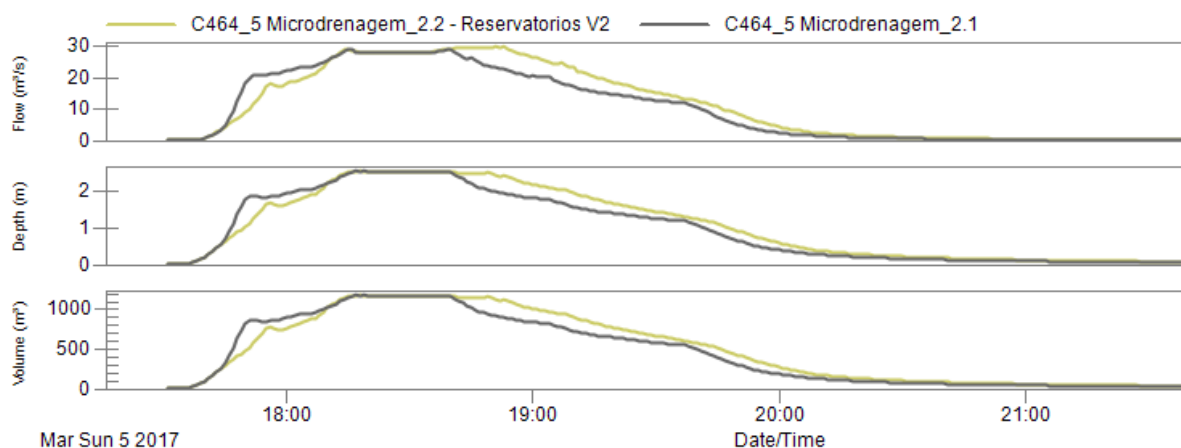


Figura 4-53: Detenção gerada pelos reservatórios à montante.

É importantíssimo mencionar que além das melhorias apresentadas nestes trechos, a entrada de água na galeria também é maior. Com o aumento de 10% da capacidade das bocas de lobo, há uma entrada ainda maior de água na galeria. Ainda assim, foram observadas as melhorias citadas anteriormente.

VIAS

Como já apresentado, foram desenvolvidos dois modelos da bacia estudada. O primeiro apresenta a situação real, atual sistema de drenagem na bacia do Córrego Verde I, o segundo apresenta as alterações propostas, reservatórios e aumento do número de bocas de lobo. Ambos foram testados com a mesma chuva de tempo de retorno de 100 anos.

Pelas imagens e animações fornecidas no software é possível notar algumas diferenças entre os dois modelos, como altura da lâmina de água sobre as vias e pontos de condutos sobre pressão. Porém as imagens não são tão precisas para uma análise mais detalhada e pode-se ter a possibilidade de direcionar a uma conclusão inusitada. Para se evitar esse efeito e objetivando um resultado sólido e consolidado, foi feito um levantamento dos valores das alterações da bacia.

Esse levantamento se constituiu na comparação dos valores, obtidos no software, de lâmina de água e fluxo de água em cada via (conduto) simulado. Cada conduto teve sua situação anterior e posterior, às alterações propostas, comparada. Assim foi possível se obter um resultado comprovado pelos números que de fato ocorriam nos dois cenários e de forma mais detalhada.

Foi observado que 98,9% das ruas tiveram seus valores de fluxo de água escoada reduzido, e 30% apresentaram redução da lâmina de água.

A tabela abaixo apresenta os principais valores de redução de lâmina de água e suas localizações.

Tabela 4-6: Valores de redução na lâmina d'água escoada nas ruas.

Links que apresentaram reduções de lâmina d'água acima de 16%

Link	%	Rua
C163	50%	Início da Abegoária
C165	50%	Início da Abegoária
C166	44%	Início da Abegoária
C161	41%	Início da Abegoária
C164	36%	Início da Abegoária
C187	36%	Final da Abegoária
C188	33%	Final da Abegoária
C218	33%	Rua Harmonia com Beco do Batman
C219	32%	Beco do Batman
C231	32%	Rua Harmonia com Beco do Batman
C152	25%	Praça Rafael Sapienza
C160	23%	Início da Rua Simpatia
C195	23%	Rua Medeiros de Albuquerque
C144	21%	Rua João Moura
C209	21%	Rua Medeiros de Albuquerque
C113	21%	Início da Abegoária
C196	20%	Rua Cipriano Jucá
C60	20%	Avenida Doutor Arnaldo
C145	20%	Rua João Moura
C217	20%	Beco do Batman
C207	18%	Rua Aspicuelta
C212	18%	Rua Medeiros de Albuquerque
C100	17%	Rua Alves Guimarães
C25	17%	Rua Luminárias
C312	17%	Rua Mourato Coelho
C313	17%	Rua Sebastião Velho
C341	17%	Rua Cardeal Arcoverde
C346	17%	Rua Cardeal Arcoverde

A imagem a seguir ilustra estas alterações.

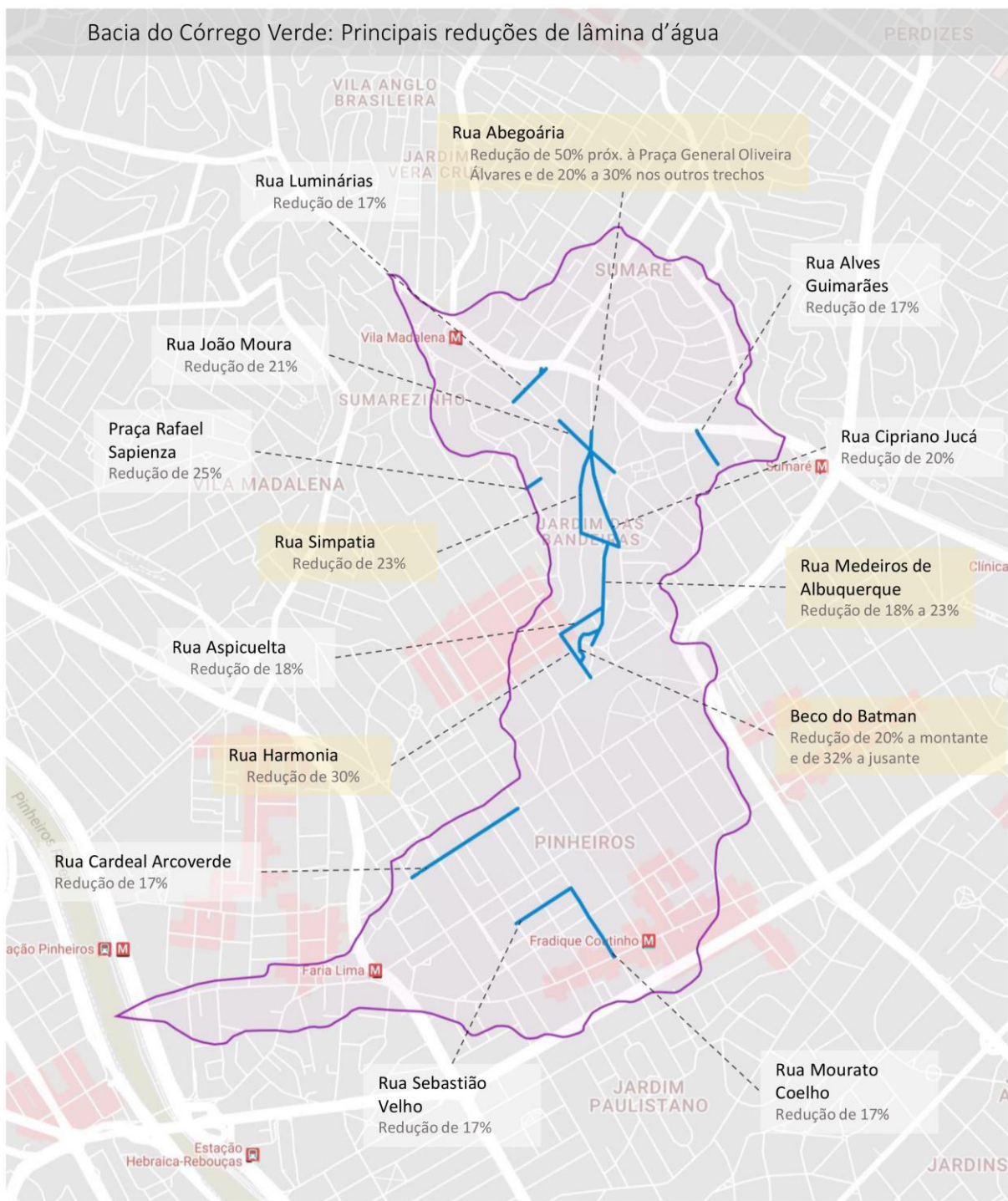


Figura 4-54: Principais reduções de lâmina d'água em relação à situação atual

É possível observar que os principais pontos de alteração ocorrem nas regiões onde foram posicionados os reservatórios (observar Figura 4-44).

Abaixo são apresentados alguns valores das regiões próximas às modificações propostas. É notável os efeitos da implementação das mudanças projetadas.

Tabela 4-7: Valores médios de redução da lâmina d'água, fluxo superficial e fluxo superficial máximo nas regiões das alterações do modelo.

Média de redução da lâmina d'água nos locais onde houve alteração	14,8%
Média de redução do fluxo superficial nos locais onde houve alteração	76,4%
Média de redução da vazão máxima nos locais onde houve alteração	9,5%

O gráfico abaixo apresenta os resultados de redução de lâmina d'água e do fluxo máximo dos condutos (trechos de vias) que obtiveram a maior diferença.

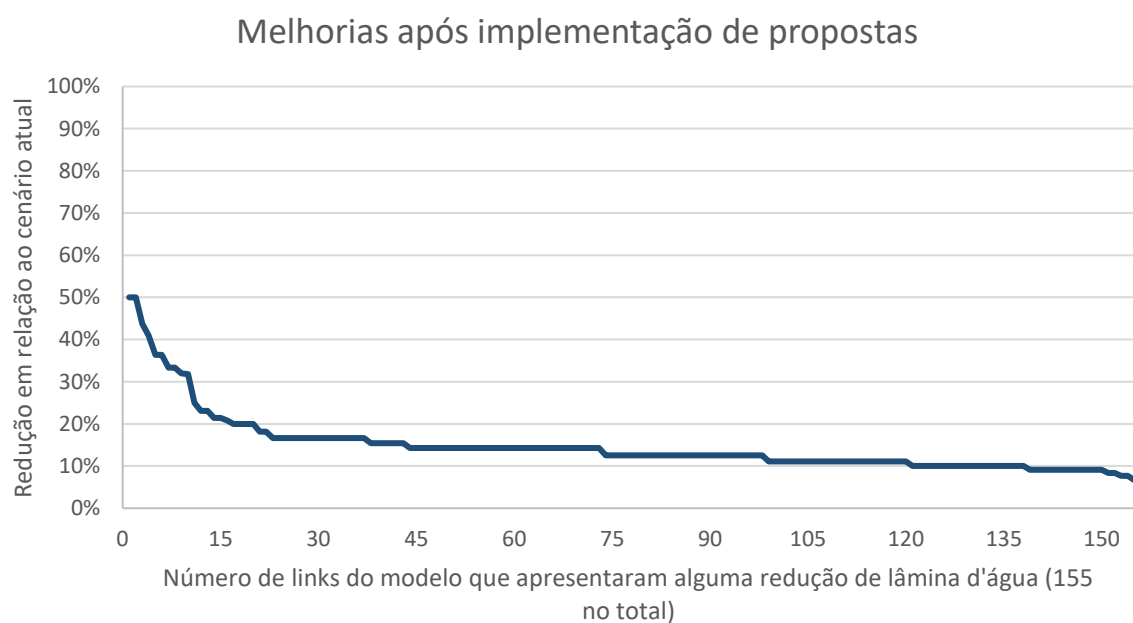


Figura 4-55: Gráfico de melhorias observadas nos escoamentos superficiais nas vias (lâmina d'água).

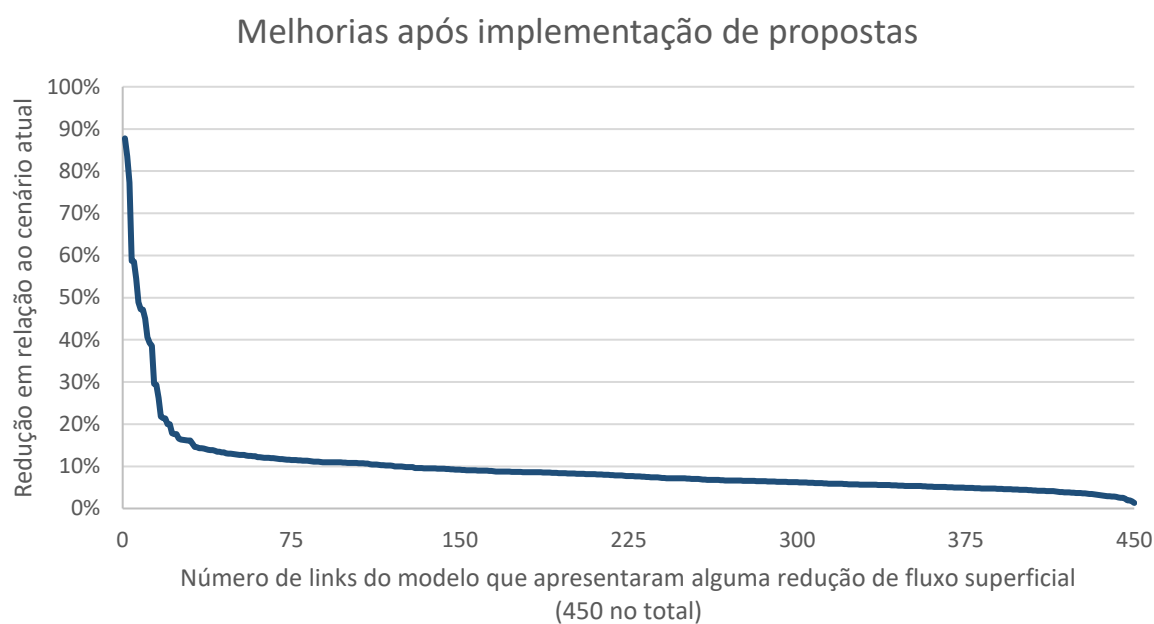
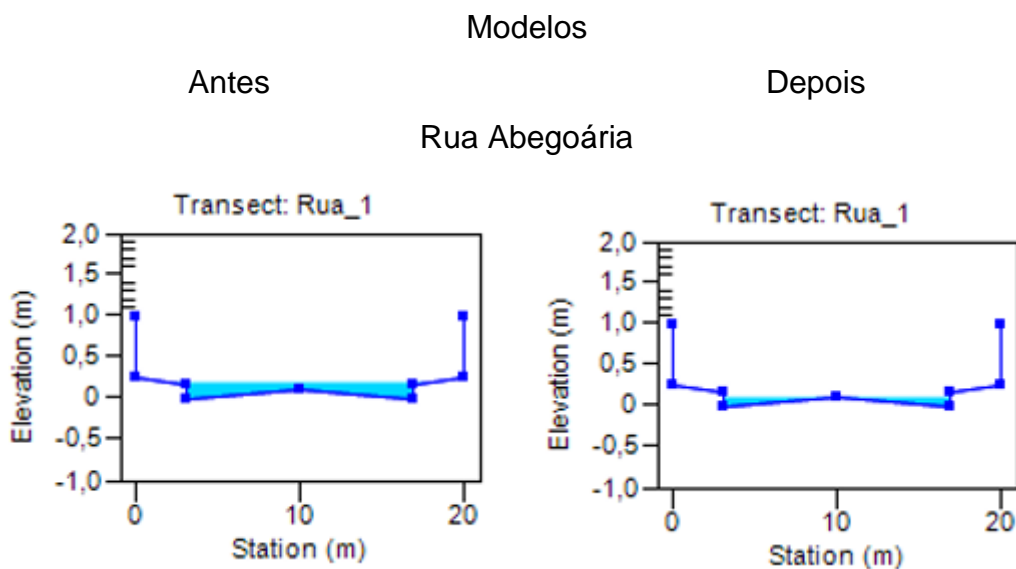
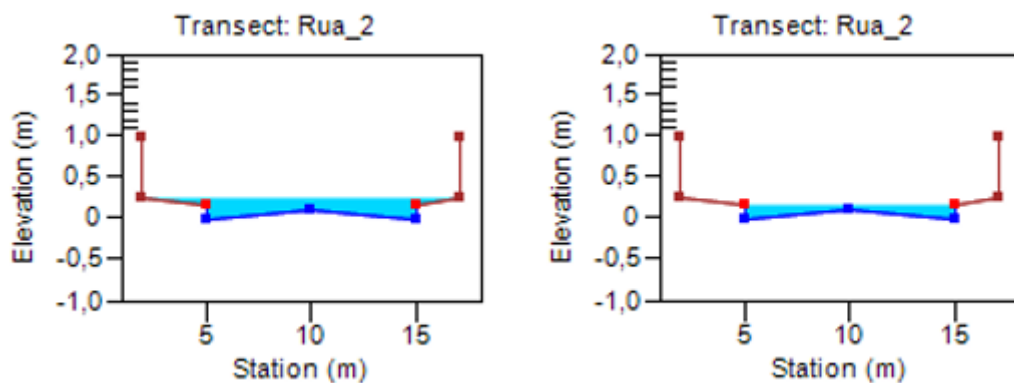


Figura 4-56: Gráfico de melhorias observadas nos escoamentos superficiais nas vias (fluxo máximo).

As imagens abaixo ilustram algumas das diferenças apresentadas no gráfico. Elas mostram as seções com suas alturas máximas de lâmina d'água para a Rua Abegoária, Beco do Batman e Rua Harmonia.



Beco do Batman



Rua Harmonia

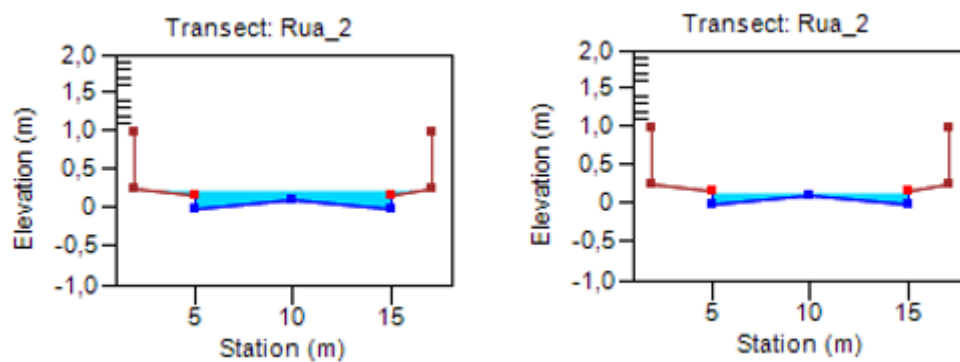


Figura 4-57: Exemplos de lâminas d'água antes e depois

A mancha de inundação gerada após a implementação das propostas também diminuiu, entretanto esta análise é mais difícil de ser visualizada, pois as melhorias descritas e apresentadas são delicadas e de menor porte, tornando sua visualização na escala de toda a bacia mais difícil. Ainda assim, é qualitativamente interessante de ser apresentado.

Ainda é importante mencionar que a chuva de projeto é uma chuva com período de retorno de 100 anos. Ou seja, sem um dimensionamento preciso da microdrenagem, continuarão ocorrendo alagamentos em ruas, devido ao elevado volume precipitado. O mais relevante observado e calculado neste projeto é o fato de que a galeria teria melhor condições de suportar este aumento advindo das vias.

Portanto, ainda que de difícil visualização em uma escala global da bacia, houve melhora na mancha de inundação da bacia, que ainda existe para uma chuva com TR de 100 anos.

A proposta foi feita por meio de um balanço entre os volumes dos reservatórios e o número de bocas de lobo adicionado. Este número busca retirar a água da

superfície, direcionando-a para a galeria, como consequência aumentando a lâmina d'água e pressão nesse conduto.

Os reservatórios combatem o efeito mencionado acima. Dessa forma eles se contrapõem às bocas de lobo. Os testes no software foram necessários para se encontrar o melhor ponto entre aumento de número de bocas de lobo e volume do armazenamento de água.

O resultado final obtido foi um aumento de 10% do número de bocas de lobo e um volume total de 27.522 m³ de reservatórios

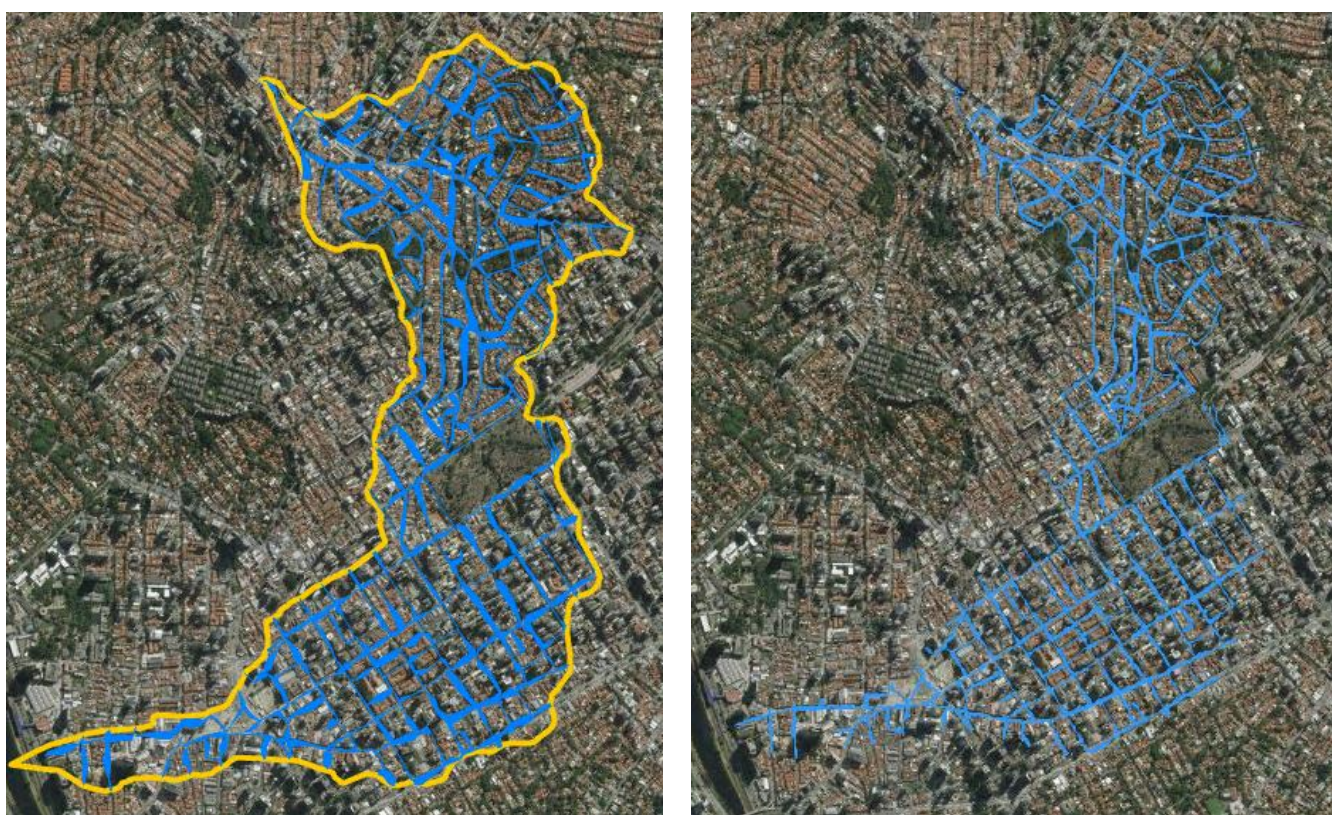


Figura 4-58: Manchas de inundação da bacia, antes e depois das intervenções propostas (para um evento de período de retorno de 100 anos).

4.3.2 Custos associados às intervenções propostas

Custo dos tubos para rede coletora de águas pluviais

Foi previsto no projeto do relatório a expansão da captação de água pela rede coletora de águas pluviais. Dessa forma o número de bocas de lobos foi aumentado

na bacia do córrego verde. O custo unitário de instalação e da peça é de R\$792,43. Os valores foram obtidos no Sistema Nacional De Pesquisa De Custos E Índices Da Construção Civil 1 (SINAPI – 10/2017) (CAIXA, 2017). Para se ter um melhor dimensionamento do preço, seria necessário também calcular os custos de adaptação do sistema de drenagem, porém foi considerado que todas as bocas de lobo instaladas seriam em conjunto com outras já existentes, reduzindo assim esse custo.

Como já descrito foi feito um cálculo aproximado para se encontrar o número total de bocas de lobo na bacia. Sendo que depois da alteração, o cenário final ficou com 10% a mais de bocas de lobo. Assim o custo total é calculado abaixo:

N° de boca de lobo acrescentadas = N° Inicial de boca de lobo x % de aumento

Preço total = Preço Unitário x N° de boca de lobo

Tabela 4-8 - Quantidades de bocas de lobos e custos.

Bocas de Lobo		
Aumento	10%	
Qtd Inicial	2547	unid
Qtd Final	2802	unid
Qtd Adicionada	255	unid
Preço Unitário	R\$ 792,43	
Preço Final	R\$ 201.858,34	

Temos que o valor final para aumento das bocas de lobo é de R\$ 201.858,34.

Foi adotada a simplificação de que o sistema de tubos e drenagem entre as bocas de lobo e a galeria principal foram mantidos. Somente o potencial de captação de água da rua aumentou.

Custo dos Reservatórios

Entre as alterações realizadas na bacia visando melhorar a drenagem, foram

projetados 6 reservatórios, a tabela a seguir apresenta as informações de cada um:

Tabela 4-9 - Descrição dos reservatórios modelados.

Reservatório	Local	Tipo	Seção/Área [m²]	Comprimento/ Altura [m]	Volume Total [m³]
1	Rua Abegoária	Linear	22,5	321	7222,5
2	Rua Cipriano Jucá	Offline	750	3	2250
3	Rua Medeiros de Albuquerque	Offline	600	2	1200
4	Rua Mateus Grou	Linear	28	433	12124
5	Rua Artur de Azevedo	Offline	600	3,5	2100
6	Rua Fradique Coutinho	Offline	750	3,5	2625
				Total	27522

Para se estimar o custo de construção dos reservatórios foi utilizado o estudo de controle de inundações na região do Anhangabaú (FCTH, 2014b). Esse documento apresenta a opção de solução de reservatórios lineares, igual a escolha adotada no presente relatório. O que permite ser obtido um valor representativo do orçamento necessário para execução das obras necessárias.

Os valores monetários apresentados no estudo são de 2013, assim foi utilizado o Índice Nacional de Custo da Construção (INCC) para se obter valores com base em 2017. A tabela apresenta os valores de cada ano.

Tabela 19 - Valores de INCC (ÁVILA, 2017).

INCC	
Data	Valor acc. do ano
out/17	3,85%
dez/16	6,13%
dez/15	7,48%
dez/14	6,95%
dez/13	8,09%

O estudo apresentava a opção de construção de um reservatório linear de 19 km e seção de 10 m², dimensionado para tempo de retorno de 100 anos. Sendo que seu custo total foi orçado em R\$202.000.000,00.

Baseado no volume total do reservatório, orçamento e INCC entre 2014 e 2017, temos que o custo do reservatório por metro cúbico é de R\$1.346,94/m³. Esse valor inclui a execução da obra e as adaptações das ligações com outras partes do sistema de drenagem.

Utilizado esse valor para estimar os custos dos reservatórios aplicados ao modelo temos os resultados apresentados na tabela abaixo:

Tabela 4-10 - Custos dos reservatórios e custo total.

Reservatório	Local	Volume Total [m³]	Custo Total
1	Rua Abegoária	7223	R\$ 9.728.333,06
2	Rua Cipriano Jucá	2250	R\$ 3.030.633,35
3	Rua Medeiros de Albuquerque	1200	R\$ 1.616.337,79
4	Rua Mateus Grou	12124	R\$ 16.330.399,45
5	Rua Artur de Azevedo	2100	R\$ 2.828.591,13
6	Rua Fradique Coutinho	2625	R\$ 3.535.738,91
	Total	27522	R\$ 37.070.033,69

Temos que o custo total dos reservatórios é de R\$ 37.070.033,69.

Para se ter uma melhor noção do que o valor acima representa, ele foi comparado com outro custo por metro cúbico, porém da execução de reservatórios a céu aberto. Esses valores foram coletados na tese de mestrado “Relação de Eficiência e Custos dos Reservatórios de Detenção e Pavimento Permeável na Bacia Hidrográfica do rio Pirajuçara” (PEREIRA, 2014). Nele é apresentado um levantamento de reservatórios da bacia do rio Pirajuçara e seus respectivos custos (estimados). Para se definir esses valores foram utilizadas tabelas de custo da SIURB, tabelas do DAEE e o Índice Nacional de Custo da Construção (INCC).

Essa tese apresentou seis reservatórios, com base em seus volumes e custos foi possível chegar em um número médio do preço da construção de um reservatório

por metro cúbico. A tabela abaixo apresenta os resultados:

Tabela 4-11 - Listas de reservatórios utilizados para cálculo de preço médio por volume
(PEREIRA, 2014).

Reservatório	Volume [m³]	Custos de implementação dos reservatório (base Mar/14)	Custo dos lotes urbanos para desapropriamento (estimado)	Custo total de implantação (estimativa)	Custo por volume (R\$/m³)
Nova República	120.000	R\$ 22.187.265,34	R\$ 12.000.000,00	R\$ 31.831.787,00	R\$ 265,26
Maria Sampaio (CPTM)	12.000	R\$ 17.703.191,57	R\$ 16.800.000,00	R\$ 34.503.192,00	R\$ 2.875,27
Sharp	500.000	R\$ 53.678.180,65	R\$ 108.000.000,00	R\$ 161.678.181,00	R\$ 323,36
Eliseu de Almeida (Cedrolândia)	110.000	R\$ 19.615.886,65	R\$ 32.200.000,00	R\$ 51.815.887,00	R\$ 471,05
Parque Pinheiros	120.000	R\$ 20.139.764,54	R\$ 14.365.000,00	R\$ 34.504.765,00	R\$ 287,54
Portuguesa	120.000	R\$ 14.931.787,16	R\$ 16.900.000,00	R\$ 31.831.787,00	R\$ 265,26
				Média	R\$ 747,96

Um ponto a se atentar é que os valores apresentados estão na base do ano de 2014. Utilizando o INCC do respectivo período temos que o custo médio é R\$ 886,03 / m³ na base de 2017.

Vemos que o custo dos reservatórios enterrados são 52% maior que os a céu aberto. Porém existem pontos que devem ser considerados. Não existem áreas públicas suficientes, na bacia, disponíveis para que seja possível executar reservatórios abertos que contenham o volume de água necessário no cenário analisado.

Um dos grandes benefícios da escolha da respectiva solução para o Córrego Verde é que ela é realizada somente em áreas públicas, sem a necessidade de mudança na configuração viária, ou realocação da população local e desapropriação dos mesmos. Os impactos causados aos cidadãos são, dessa forma, reduzidos.

Dessa forma vemos que o maior custo de execução da obra enterrada pode se justificar pelos ganhos de qualidade de vida da população, mínimo impacto ao bairro e solução do problema de drenagem na bacia.

Custos Totais

A execução de uma obra em zonas urbanas pode possuir grande complexidade e diferentes custos. Nos itens anteriores foram destacados os principais custos envolvidos com as alterações propostas, materiais, mão de obra, encargos, etc. Assim é possível ter uma estimativa do seu valor total, sendo ele:

$$CTOTAL = C_{\text{boca de lobo}} + C_{\text{Reservatório}} = 201858,34 + 37070033,69 = 37.271.892,03$$

Assim temos como custo total estimado de projeto o valor de R\$ 37.271.892,03.

5. ANÁLISE CRÍTICA

Por se tratar de uma simulação deve-se discutir o valor de sua representatividade em relação ao cenário real. Sendo o SWMM um programa que compartimentaliza os diferentes aspectos do cálculo hidrológico e hidráulico é de se entender que haja diferenças entre o que é encontrado na realidade e o que foi encontrado no resultado do programa.

Sendo um modelo que se utiliza de representações espaciais em 2D ele não é capaz de representar a influência dos prédios e outras construções no plano analisado, além de possíveis inconsistências que se encontram nas diferentes superfícies de uma bacia. O escoamento superficial é simplificado, uma vez que a chuva é concentrada em um ponto de cada microbacia e a partir deste ponto esco exclusivamente de acordo com o modelo digital do terreno até as vias, o que é evidentemente uma simplificação porque não leva em conta as edificações e outros obstáculos do terreno. Foi também considerado que a impermeabilização da bacia não cresce ao longo do tempo.

Outras simplificações foram utilizadas. O número de bocas de lobo utilizado foi baseado em um número médio de algumas ruas, sendo esse valor propagado para toda bacia. Em vez de se posicionar cada boca de lobo no mapa, foi calculado o número total por microbacia, sendo feito um orifício de tamanho proporcional e ligado diretamente à galeria principal. Dessa forma a ligação entre boca de lobo e galeria foi simplificada e não segue rigorosamente o caminho do sistema de drenagem real, por galerias secundárias.

Outro ponto a ser observado é a aproximação da infiltração do solo, onde foram usados valores de CN de outros locais e baseados no uso e ocupação do solo. Cada microbacia teve o valor de CN calculado baseado em uma média ponderada em relação ao respectivo uso e ocupação do solo da região.

Dado à falta de dados de vazão do córrego, não foi possível realizar uma calibração precisa do modelo. Foram utilizados valores de outros estudos e modelos feitos para a região e os dados se mostraram compatíveis, mas uma calibração com outros eventos reais tornaria o modelo mais preciso e robusto. Outro ponto a ser melhorado é a simulação do modelo com chuvas de diferentes durações, varrendo uma gama maior de cenários.

Além disso, para as propostas apresentadas não foram consideradas interferências e limitações de terreno para as escavações ou ainda outros conflitos com uso do solo subterrâneo. O traçado da linha 4 do metrô foi levado em consideração para alguns pontos, mas uma análise adequada e profunda destes aspectos não foi feita, ficando o trabalho restrito a uma proposição de soluções e análise dos resultados que estas alternativas trariam, sem a devida análise de sua viabilidade.

Outra questão simplificada neste trabalho, mas que ainda poderia ser explorada, é a questão da implementação, manutenção e monitoramento das alterações propostas. Além de se localizar os pontos onde se encontrarão os reservatórios e bocas de lobo, é necessário projetar sua construção. Essa etapa requer um levantamento de pontos de instalação, onde seja possível a alocação de máquinas e pessoal para a obra. Além do tempo necessário para sua realização e interferências com o meio urbano, como fechamento de ruas, paralização temporária de serviços públicos como fornecimento de água, gás, energia, etc. Deve-se ainda fazer uma análise da viabilidade de execução das obras nos potenciais locais dos reservatórios, pois podem existir questões que impeçam ou inviabilizem a obra.

Além da implementação, também é necessário se pensar na operação e manutenção dos reservatórios. É um ponto sensível, pois envolve o comprometimento da realização de um serviço a longo prazo. Sem ele o investimento na realização das medidas ficaria perdido. É necessário discutir e estudar se os responsáveis seriam capazes de manter e operar os dispositivos escolhidos adequadamente, tendo em vista a difícil realidade financeira e administrativa dos órgãos públicos na cidade de São Paulo.

Apresentados estes pontos de análise prática da implementação e manutenção, torna-se necessário, também, uma análise financeira mais aprofundada dos seus custos indiretos e avaliação dos prejuízos evitados, sendo possível realizar uma comparação entre benefícios e custos. Essas alterações, como descrito anteriormente, causam distúrbios à cidade e à população, criando um custo para a proposta. Dessa forma além dos custos diretos, é necessário se analisar os bônus e ônus indiretos.

6. CONCLUSÕES

A partir do estudo de caso e da modelagem da bacia hidrográfica, conclui-se que a implementação das intervenções propostas traria reais benefícios em termos de controle de cheias e inundações para a região da bacia do Córrego Verde I.

As propostas não exigem o uso de espaços privados (portanto, desapropriações), sendo positivo do ponto de vista da implementação real do projeto em uma área urbana já consolidada, tanto do ponto de vista da viabilidade operacional quanto da viabilidade econômica. É possível resolver os problemas de cheias da bacia do Córrego Verde, com um risco associado a eventos com período de retorno de 100 anos, sem aumentar a vazão de saída da bacia e prejudicar outras bacias.

Vale ressaltar que este tipo de solução é interessante em ambientes urbanos consolidados, sendo sempre necessária a realização de estudos comparativos para selecionar a melhor alternativa de cada caso.

Ainda assim, é essencial observar que alguns aspectos de elevada importância têm de ser levados em conta para que estes benefícios sejam efetivamente concretizados e mantidos ao longo da eventual vida útil do projeto. Este trabalho focou principalmente a avaliação das melhorias e ganhos que certos elementos trariam à drenagem urbana da região, sem se aprofundar e detalhar a operação em si desta rede.

O projeto geométrico das galerias e dos reservatórios deve ser mais profundamente detalhado para que a operação destes leve em conta que após os eventos de chuva, o esvaziamento e drenagem deles seja feito gravitacionalmente. Caso isto não seja possível exclusivamente pela força gravitacional, a eventual operação por bombas teria de ser corretamente dimensionada e adotada.

Além disso, seria interessante, até mesmo ideal considerando o desenvolvimento sustentável da região, integrar todo este sistema de drenagem proposto ao uso de técnicas compensatórias de baixo impacto de controle na fonte, os LIDs (“Low Impact Development”). Dessa maneira, os aspectos de qualidade da água drenada também seriam melhorados, além dos benefícios adicionais deste tipo de solução, como a melhoria na qualidade de vida da população e criação de espaços urbanos mais agradáveis.

Uma solução que seria eventualmente viável e contribuiria positivamente para

esta melhoria na qualidade da água seria dimensionar volumes nos reservatórios que se destinariam a receber o “first flush”, o primeiro volume dos eventos de chuva, carregado de poluentes e direcioná-los para o sistema de tratamento de esgotos. Seria uma alternativa viável, que aproveitaria as intervenções propostas neste trabalho e contribuiria para a melhora qualitativa da drenagem, uma vez que este trabalho focou principalmente os aspectos quantitativos. Seria objeto de uma eventual continuação deste estudo.

Ao finalizar o trabalho de formatura concluímos que um projeto de engenharia deste porte, por mais simples que possa parecer, é uma tarefa extremamente complexa e que envolve diversas áreas do conhecimento. Tanto em relação à área técnica da modelagem quanto em relação à aspectos mais genéricos de execução do projeto e operação da cidade.

Levando em conta os aspectos técnicos, concluímos que o conhecimento teórico é necessário e de suma importância, pois ao longo do projeto nos deparamos com diversos questionamentos e dúvidas de matéria técnica, que foram devidamente solucionados com a ajuda do corpo docente da universidade.

No entanto, o aspecto prático do projeto, a dinâmica de realização das atividades, a gestão do processo, dos prazos, da equipe, e muitos outros fatores são particularidades que só são efetivamente assimiladas e aprendidas na prática. Somente com a realização de um projeto deste porte, com todas as dificuldades e desafios inerentes ao processo, aprendemos e vivenciamos a experiência de fazer parte de um projeto de engenharia, o que é absolutamente essencial na formação de um engenheiro e até então era apenas uma noção para o grupo. Hoje podemos afirmar que adquirimos um pouco desta vivência e estamos cada vez mais próximos de nossa futura atividade profissional.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP. **PROJETO TÉCNICO: SUPERTUBOS**. [s.l: s.n.].
- ALVAREZ, R. P. P. Estudo Experimental e Teórico da qualidade de água da drenagem urbana com base ecohidologica. p. 215, 2010.
- ASCE. **Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems**. [s.l.] American Society of Civil Engineers, 1992.
- ÁVILA, L. Tabela do INCC: Atualizada e Histórico. **Clube dos Polpadores**, 2017.
- BAPTISTA, M. B.; DE OLIVEIRA NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. [s.l.] ABRH, 2011.
- BBC UK. **Terminology for the study of Rivers**. Disponível em: <http://www.bbc.co.uk/schools/gcsebitesize/geography/water_rivers/background_rivers_rev2.shtml>. Acesso em: 27 maio. 2017.
- BRATTEBO, B. O.; BOOTH, D. B. Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems. **Water research**, v. 37, n. 18, p. 4369–4376, 2003.
- CAIXA. Catalogo de Composições Analíticas - SINAPI. 2017.
- CGSD, S. D. M. City of Griffin Stormwater Department (CGSD). **Prepared by Integrated Science & Engineering, Griffin**, 2000.
- DAEE – CTH. **Precipitações Intensas Na Bacia Do Alto Tietê**. São Paulo: [s.n.]. Disponível em: <<http://www.daee.sp.gov.br/images/documentos/cth/equacao2.pdf>>.
- DE ALMEIDA, I. K. et al. Estimativa de tempo de concentração em bacia hidrográfica. **Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, n. January 2015, 2013.
- DUARTE, R. X. M. Reservatórios de Lote para Drenagem Urbana. **Trabalho Final de Graduação. Escola Politécnica, UFRJ**, 2003.
- DURRANS, S. R.; DIETRICH, K. Stormwater conveyance modeling and design. 2003.
- FCTH, F. C. T. DE H. **Bacia do Anhangabaú, São Paulo: uma nova abordagem para o controle de inundações em áreas densamente urbanizadas**. Disponível em: <<http://www.abes-sp.org.br/arquivos/apresentacao090316-2.pdf>>.
- FCTH, F. C. T. DE H. **Bacia do Anhangabaú , São Paulo Localização - Uma**

nova abordagem para o controle de inundações em áreas densamente urbanizadas. [s.l: s.n.].

FOTH. **Second Street Detention Basin.** Disponível em: <<https://www.foth.com/second-street-detention-basin/>>. Acesso em: 11 jun. 2017.

G1 SÃO PAULO. **Moradores da Vila Madalena cobram providências contra alagamentos no Beco do Batman.** Disponível em: <<https://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/moradores-do-beco-do-batman-cobram-providencias-contra-alagamentos.ghtml>>. Acesso em: 30 nov. 2017a.

G1 SÃO PAULO. **Moradores da Vila Madalena cobram providências contra alagamentos no Beco do Batman.**

GAZETA DE PINHEIROS. **POLÊMICO, PISCINÃO DA VILA MADALENA TEM DIFICULDADES PARA SAIR DO PAPEL.** 30 abr. 2015.

HEBER GREEN, W.; AMPT, G. A. Studies on Soil Physics. **The Journal of Agricultural Science**, v. 4, n. 1, p. 1–24, 2009.

JEWELL, R. A. **Soil reinforcement with geotextiles.** [s.l.] Construction Industry Research and Information Association, 1996.

KUTNER, A. S.; CONTE, A. E.; NITTA, T. Análise Geológica e Caracterização dos solos para Avaliação do Coeficiente de Escoamento Superficial na Bacia do Alto Tietê. **XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2001.

LIMA, H. M.; SILVA, E. S.; RAMINHOS, C. Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação. **Rem: Revista Escola de Minas**, v. 59, n. 1, p. 97–109, 2006.

MANNING, J. C. **Applied principles of hydrology.** [s.l.] Waveland Press, 2016.

MERO, F. et al. Análise das precipitações intensas na cidade de São Paulo. **DAEE Comunicação Técnica**, n. 7, 1979.

MIGUEZ, M.; REZENDE, O.; VERÓL, A. **Drenagem Urbana: Do Projeto Tradicional à Sustentabilidade.** [s.l.] Elsevier Brasil, 2015.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. **Ciclo Hidrológico.** Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/agua/recursos-hidricos/aguas-subterraneas/ciclo-hidrologico>>. Acesso em: 7 maio. 2017.

MOURA, N. C. B. DE. **Biorretenção: tecnologia ambiental urbana para manejo das águas de chuva** Universidade de São Paulo, , 2013.

OLIVEIRA, É. D. DE. **Discussões teóricas envolvendo bacia hidrográfica em uma abordagem geográfica** FlorianópolisUFSC, , 1990.

PEREIRA, M. C. S. **Relação de Eficiência e Custos dos Reservatórios de Detenção e Pavimento Permeável na Bacia Hidrográfica do rio Pirajuçara**. [s.l.] Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014.

PREFEITURA DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais; Gerenciamento do sistema de drenagem urbana**. [s.l: s.n.]. v. I

PREFEITURA DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Aspectos tecnológicos**. São Paulo: [s.n.].

PREFEITURA DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais; Aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. [s.l: s.n.]. v. III

PREFEITURA DE SÃO PAULO. **GeoSampa-Sistema de Consulta do Mapa Digital da Cidade de São Paulo**. Disponível em: <http://geosampa.prefeitura.sp.gov.br/PaginasPublicas/_SBC.aspx#>.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Lei n. 16.050 de 31 de julho de 2014. **Diário Oficial Cidade de São Paulo**, n. 140, 2014.

RIGHETTO, A. M. Manejo De Águas Pluviais Urbanas. **Abes**, p. 396, 2009.

RUBIN, J. Theory of rainfall uptake by soils initially drier than their field capacity and its applications. **Water Resources Research**, v. 2, n. 4, p. 739–749, 1966.

SANTAMOURIS, M. Cooling the cities—a review of reflective and green roof mitigation technologies to fight heat island and improve comfort in urban environments. **Solar Energy**, v. 103, p. 682–703, 2014.

SCARATI MARTINS, J. R.; LEME DE BARROS, M. T. Rio Verde 1 (Braço Direito): Avaliação Hidrológica - Hidráulica. v. 1, 2011.

SOUZA, R. M. et al. Estudo comparativo entre os modelos SWMM e HEC-HMS para simulação de escoamento superficial – caso de estudo bacia do Córrego Samambaia. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 5, n. 2, 18 out. 2012.

STOVIN, V.; VESUVIANO, G.; DE-VILLE, S. Defining green roof detention performance. **Urban Water Journal**, p. 1–15, 2015.

TANOUE, M.; HIRABAYASHI, Y.; IKEUCHI, H. Global-scale river flood vulnerability in the last 50 years. **Scientific Reports**, v. 6, n. 36021, 26 out. 2016.

TE CHOW, V. **Open channel hydraulics**. [s.l.] McGraw-Hill Book Company, Inc; New York, 1959.

- TOMAZ, P. **Balanço Hídrico**. Guarulhos: [s.n.].
- TUCCI, C. E. M. Hidrologia: Ciência e Aplicação. **Porto Alegre: Editora da Universidade/ UFRGS**, p. 943, 1993.
- TUCCI, C. E. M. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS, 1995.
- TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. 2001.
- U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY et al. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality**. [s.l: s.n.]. Disponível em: https://cfpub.epa.gov/si/si_public_record_report.cfm?dirEntryId=327450. Acesso em: 30 maio. 2017.
- WAGNER, I.; KRAUZE, K.; ZALEWSKI, M. Blue aspects of green infrastructure. **Sustainable Development Applications**, v. 4, p. 145–155, 2013.
- WILKEN, P. S. Engenharia de drenagem superficial. In: **Engenharia de drenagem superficial**. [s.l.] Cetesb, 1978.
- WOODS BALLARD, B. et al. **The SUDS manual**. London: Ciria London, 2015.