



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO PARA CONTROLE DE ENCHENTES NO BAIRRO DE ÁGUA SANTA

Igor Cardoso Silveira

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Jorge Henrique Alves Prodanoff

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO de 2015

ESTUDO PARA CONTROLE DE ENCHENTES NO BAIRRO DE ÁGUA SANTA

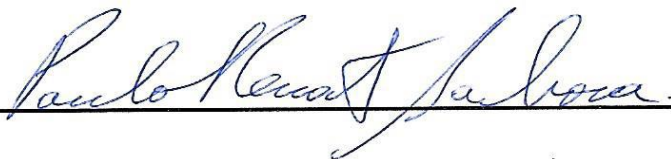
Igor Cardoso Silveira

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL ÊNFASE EM RECURSOS HÍDRICOS E MEIO AMBIENTE.

Examinada por:



(Orientador) Prof. Jorge Henrique Alves Prodanoff



Prof. Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa



Eng.º Antônio Humberto Porto Gomes

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO de 2015

Silveira, Igor Cardoso

Estudo para Controle de Enchentes no Bairro de Água Santa/ Igor Cardoso Silveira – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2015.

X, 81 p.: il.; 29,7 cm

Orientador: Jorge Henrique Alves Prodanoff

Projeto de Graduação – UFRJ/POLI/ Engenharia Civil Ênfase em Recursos Hídricos e Meio Ambiente, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 79-81

1. Introdução. 2. Fundamentação Teórica. 3. Materiais e Métodos. 4. Estudo de Casos. 5. Conclusão. I. Alves Prodanoff, Jorge Henrique. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Engenharia Civil Ênfase em Recursos Hídricos e Meio Ambiente. III. Estudo para Controle de Enchentes no Bairro de Água Santa.

Dedicatória

Aos meus pais Alirio e Cristina, pelo exemplo de vida, apoio e amor; e por todo estímulo e inspiração, ainda que involuntário.

À minha irmã Carol e pequena afilhada Alice, pela amizade e alegria de viver.

Aos meus familiares e amigos, sempre presentes.

À minha namorada Rafaella, por todo companheirismo, dedicação e inspiração.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço ao meu mestre e orientador Jorge Henrique Alves Prodanoff, não apenas pelos inestimáveis conhecimentos técnicos transmitidos, mas também por ter me iniciado na Engenharia de Recursos Hídricos e Meio Ambiente, pela amizade, pela confiança e por toda dedicação.

A todos os professores, em especial aos do DRHIMA/POLI/UFRJ, pelo incentivo, pelas lições de cidadania e pela educação intelectual e moral, que contribuíram para minha formação acadêmica e início da carreira profissional.

Aos colegas da Universidade Federal do Rio de Janeiro, companheiros de estudo nesses anos de luta, sempre compartilhando o estresse, a insônia e o desespero nos momentos críticos, e celebrando com muita alegria, as pequenas, porém merecidas, vitórias.

À Fundação Rio-Águas, pela receptividade nas reuniões e pelo fornecimento do material, sem o qual não seria possível a realização deste trabalho; em particular ao Eng. Antônio Humberto, Gerente de Projetos desta instituição, colaborando com sua experiência e conhecimento.

A todos que de alguma forma contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção de grau de Engenheiro Civil Ênfase em Recursos Hídricos e Meio Ambiente.

ESTUDO PARA CONTROLE DE ENCHENTES NO BAIRRO DE ÁGUA SANTA

Igor Cardoso Silveira

Agosto/2015

Orientador: Jorge Henrique Alves Prodanoff

Curso: Engenharia Civil Ênfase em Recursos Hídricos e Meio Ambiente

O rio Faria, no bairro de Água Santa, município do Rio de Janeiro, sofre com constantes inundações nas épocas de chuvas. O objetivo principal deste trabalho foi estudar a implantação de uma bacia de retenção on-line seca, por gravidade, considerando as características de uma bacia urbana no município do Rio de Janeiro. Para a modelagem e simulação hidráulico-hidrológica foram utilizados os programas Hidro-Flu e SWMM. Então, foram feitos alguns estudos de casos analisando as seguintes situações: medida convencional, drenagem com bacia de retenção 1 e drenagem com bacia de retenção 2. A partir das simulações realizadas, observou-se que a medida convencional aumentou a velocidade de escoamento no rio, diminuiu o tempo de concentração e aumentou os picos de vazão a jusante, quando comparadas com os outros casos.

Palavras-chave: Drenagem urbana sustentável, Bacia de retenção, Controle de enchentes.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

ESTUDY FOR FLOOD CONTROL IN ÁGUA SANTA NEIGHBORHOOD

Igor Cardoso Silveira

August/2015

Advisor: Jorge Henrique Alves Prodanoff

Course: Civil Engineering Emphasis on Water Resources and Environment

The Faria River in the Água Santa neighborhood, Rio de Janeiro municipality, suffers from constant flooding during the rain season. The aim of this study was to define unconventional measures for flood control, considering the characteristics of an urban basin in the city of Rio de Janeiro. The Hidro-Flu and SWMM programs were used for modeling and hydraulic-hydrological simulation. Some case studies have been done analyzing the following situations: conventional measure, drainage with online upstream detention basin and drainage with online downstream detention basin. From the simulations, it was observed that conventional measure increased flow rate in the river, decreased the concentration time and increased downstream flow peaks, when compared with another cases.

Keywords: Sustainable Urban Drainage, Detention Basin, Flood Control.

Sumário

1. Introdução.....	14
1.1. Tema	14
1.2. Delimitação.....	14
1.3. Justificativa	18
1.4. Objetivos	19
1.5. Metodologia	19
1.6. Cronograma.....	19
1.7. Descrição	20
2. Fundamentação Teórica	21
2.1. Contextualização	21
2.2. Estudo Hidrológico.....	22
2.2.1. Definição de critérios, coeficientes e parâmetros de projeto	24
2.3. Modelo Chuva x Deflúvio	32
2.3.1. Método do Hidrograma Unitário do “U.S. Soil Conservation Service” (atual NRCS)	32
2.4. Dimensionamento Hidráulico	37
2.4.1. Critérios, Coeficientes e Parâmetros de Projeto	37
2.4.2. Velocidades Admissíveis	38
2.5. Simulação Hidráulica-Hidrológica	38

2.4.1.	Hidro-Flu.....	39
2.4.2.	SWMM.....	40
2.5.	Medidas Não Convencionais	41
2.5.1.	Detenção dos escoamentos.....	42
2.5.1.1.	Bacias de retenção.....	45
3.	Materiais e Métodos	51
3.1.	Meio Físico	51
3.1.1.	Clima	51
3.2.	Dados de projeto	53
3.3.	Tempo de concentração	55
3.4.	Intensidade pluviométrica	56
3.5.	Desagregação temporal da chuva	57
4.	Estudo de Casos	60
4.1.	Considerações Iniciais.....	60
4.2.	Caso 1 – Medida Convencional	60
4.3.	Caso 2 – Simulação da drenagem com bacia de retenção on-line a montante (Reservatório 1)	65
4.4.	Caso 3 – Simulação da drenagem com duas bacias de retenção on-line	71
5.	Conclusão.....	76
5.1.	Descrição dos estudos contemplados.....	76

5.2. Síntese dos Resultados	77
5.3. Considerações Finais	78
Referências	80

Índice de Figuras

Figura 1 – Mapa com a divisão administrativa do município do Rio de Janeiro.....	15
Figura 2 - Mapa da unidade de conservação, Parque Nacional da Tijuca.....	15
Figura 3 - Bairros atravessados pelo Rio Faria e sua foz no Canal do Cunha.....	16
Figura 4 - Percurso do rio Faria Timbó e seu afluente principal rio Faria, da nascente à foz.....	17
Figura 5 - Rua Eng.º Clóvis Daudt e Rua Paraná, logradouros que sofrem com inundações constantes.	18
Figura 6 - Áreas de influência das equações IDF do município do Rio de Janeiro.	31
Figura 7 – Esquema das obras e dispositivos retenção/detenção.....	43
Figura 8 - Ilustração esquemática dos conceitos de Reservação x Canalização.....	44
Figura 9 - Evolução das obras de retenção em centros urbanos.....	45
Figura 10 - Efeito da retenção a jusante de enchentes.	46
Figura 11 - Bacia de retenção.	46
Figura 12 - Bacia de retenção.....	47
Figura 13 - Reservatórios on-line e off-line.	48
Figura 14 – Exemplo de reservatório sem a preocupação com a estética.....	49
Figura 15 - Exemplo de bacia de retenção off-line bem integrado com a paisagem...	49
Figura 16 - Exemplo de um reservatório projetado como área de lazer.	50
Figura 17 - Subdivisão da bacia.....	53

Figura 18 - Dados do pluviômetro de Benfica para equação IDF.	56
Figura 19 - Hietograma e Hidrograma gerados pelo Hidro-Flu.....	59
Figura 20 - Mapa da área de estudo do caso 1 gerado no SWMM.	61
Figura 21 - Perfil da cota do nível d'água no trecho principal do rio Faria (Caso 1).....	63
Figura 22 - Síntese da profundidade de água dos nós apresentada no Relatório de Estado para o caso 1.....	64
Figura 23 - Síntese do fluxo dos trechos no Relatório do Estado da Simulação para o caso 1.....	65
Figura 24 - Reservatório 1, caso 2.....	66
Figura 25 - Curva de armazenamento do Reservatório 1.....	66
Figura 26 - Síntese do fluxo dos trechos, caso 2.	68
Figura 27 - Profundidade de escoamento do caso 2.....	69
Figura 28 - Curva de enchimento e esvaziamento do reservatório 1.....	69
Figura 29 - Localização do Reservatório 1 (Res1) no mapa da área de estudo modelado no SWMM.....	70
Figura 30 - A curva em vermelho indica o hidrograma afluente ao reservatório e a curva em verde o hidrograma efluente.	70
Figura 31 - Reservatório 2.	71
Figura 32 - Curva de armazenamento do reservatório 2.....	72
Figura 33 - Síntese dos fluxos nos trechos caso 3.....	74
Figura 34 - Síntese da profundidade nos trechos caso 3.	75

Figura 35 - Hidrogramas simulados, sendo a curva em vermelho o hidrograma afluente a bacia de detenção 2 e a curva verde obtida no trecho de jusante a mesma bacia de detenção.....	75
Figura 36 - Curva de enchimento e esvaziamento da bacia de detenção.	76
Figura 37 - Hidrograma no trecho T10-E1 para os casos 1,2 e 3.....	78
Figura 38 – Cálculo da eficiência da bacia de detenção.	78

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Cronograma de execução.....	20
Tabela 2- Coeficiente Ck da equação de Kerby.....	26
Tabela 3 - Estimativa do Raio hidráulico.....	27
Tabela 4 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais fechados.....	27
Tabela 5 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais revestidos.....	28
Tabela 6 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais escavados não revestidos...	28
Tabela 7 – Coeficiente de rugosidade (Manning) cursos d'águas naturais.....	28
Tabela 8 – Coeficiente de rugosidade (Manning) escoamento superficial direto.....	28
Tabela 9 - Tempo de recorrência em função do tipo de drenagem.....	29
Tabela 10 - Coeficientes para as equações de chuvas intensas.....	30
Tabela 11 - Valores de CN, condição hidrológica II.....	36
Tabela 12 - Velocidade máxima para canais revestidos.....	38
Tabela 13 - Conceito de Canalização X Conceito de Reservação.....	42
Tabela 14 - Dados climáticos.....	52
Tabela 15 - Propriedades das sub-bacias.....	54
Tabela 16 - Cálculo do tempo de concentração.....	55
Tabela 17 - Hipóteses para valor do tempo de concentração.....	56
Tabela 18 - Intensidade pluviométrica.....	57

Tabela 19 - Precipitação.....	57
Tabela 20 - Desagregação temporal da chuva.....	59
Tabela 21 - Dados caso 1.....	62
Tabela 22 - Velocidades e profundidades máximas de escoamento, e cálculo da borda livre mínima.	63
Tabela 23 - Dados caso 2.....	67
Tabela 24 - Velocidades e profundidades máximas de escoamento, e cálculo da borda livre mínima.	68
Tabela 25 - Dados caso 3.....	73
Tabela 26 - Velocidade máxima, profundidade de escoamento máxima e cálculo da borda livre mínima.	73
Tabela 27 - Resumo das vazões dos casos estudados nos pontos notáveis do sistema.	77
Tabela 28 - Eficiência das bacias de detenção em relação ao caso 1.	78
Tabela 29 - Proposta de cálculo de eficiência.....	78

1. Introdução

1.1. Tema

Este trabalho trata das técnicas utilizadas no sistema de drenagem urbana e controle de enchentes. Sob essa ótica, o problema é controlar as enchentes no bairro de Água Santa.

1.2. Delimitação

O bairro de Água Santa está localizado na zona norte do município do Rio de Janeiro e, conforme a divisão administrativa do município, a região que engloba o bairro em questão é a área de planejamento 3 (Figura 1).

Segundo dados obtidos no Portal da Prefeitura do Rio de Janeiro, o bairro possui uma área de 242,62 hectares (aproximadamente 2,43 km²) e uma população de 8.756 habitantes. De acordo com os dados do Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) de 2010, realizado pelo Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD) com auxílio de parceiros institucionais, o bairro possui um IDHM de 0,820. Delimitado o bairro e a região na qual está inserido, prossegue-se com a análise do percurso do rio que atravessa o local e é objeto de estudo.

Assim como outros bairros cariocas, esse é cruzado por um importante rio, o rio Faria, que possui 8 quilômetros de extensão e passa por 4 outros bairros da zona norte carioca, Piedade, Encantado, Engenho de Dentro e Inhaúma.

A nascente localiza-se na Serra dos Pretos Forros no bairro de Água Santa. Pouco conhecida pelos cariocas, essa Serra faz parte do setor D do Parque Nacional da Tijuca, encontra-se indicado na parte superior à esquerda da Figura 2. O maciço rochoso de Água Santa é de suma importância para a cidade por estar na direção do parque Estadual da Pedra Branca, sendo assim ele compõe um corredor verde (Programa Corredores Verdes lançado em agosto de 2007 pela Secretaria de Estado do Ambiente) que une duas unidades de conservação de proteção integral do município (Parque Nacional Da Tijuca e Parque Estadual da Pedra Branca).

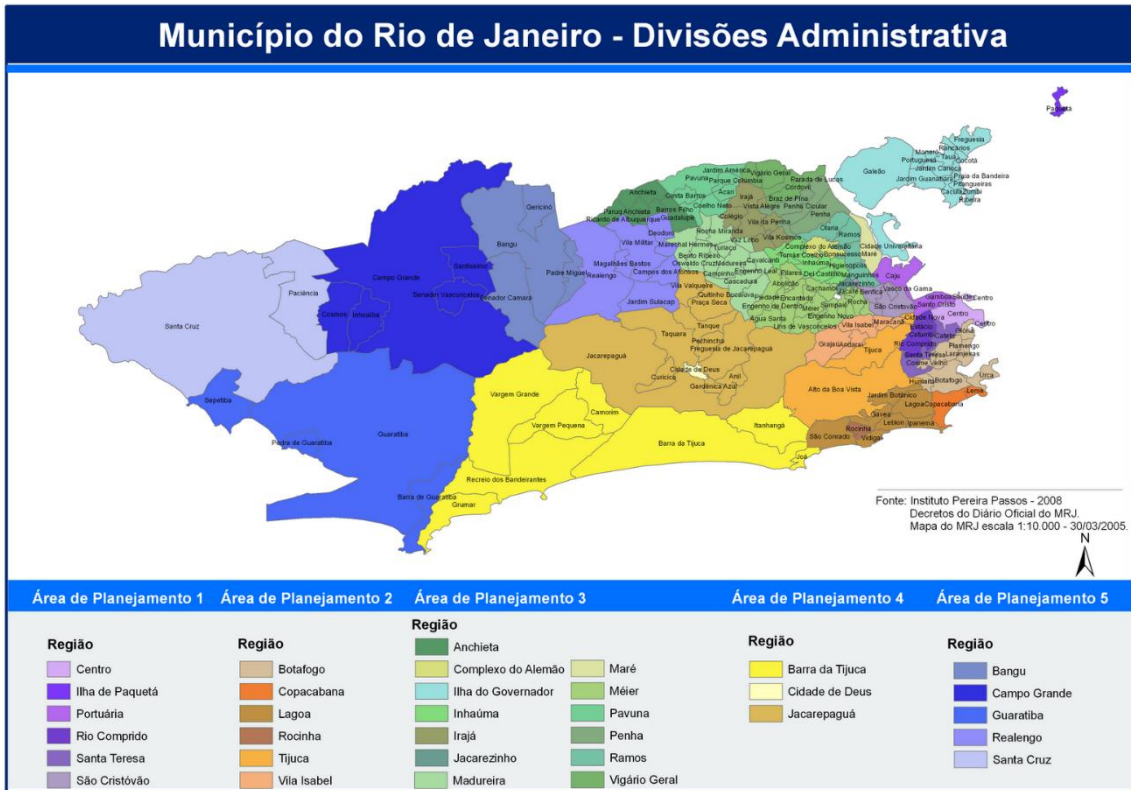


Figura 1 – Mapa com a divisão administrativa do município do Rio de Janeiro.
Fonte: Site AquaFluxus (AquaFluxus, 2015)

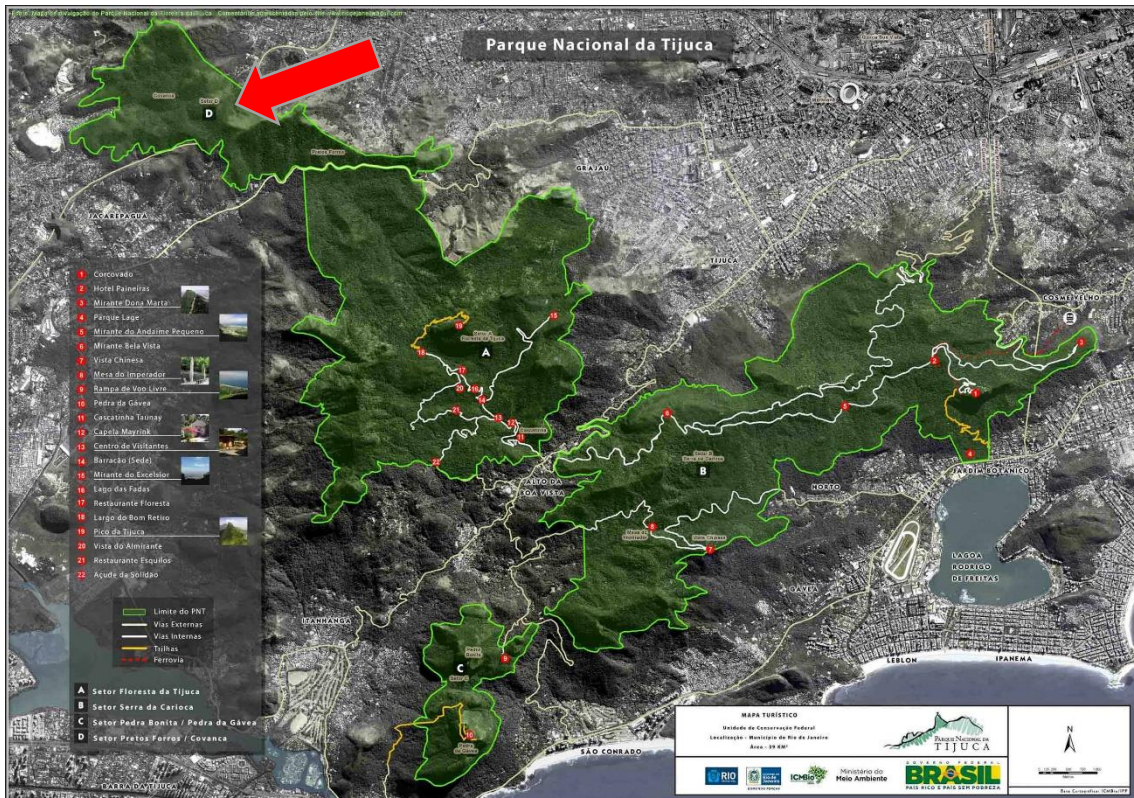


Figura 2 - Mapa da unidade de conservação, Parque Nacional da Tijuca.
Fonte: O mapa acima é distribuído impresso em um folheto no Centro de Visitantes do Parque.

O rio Faria, ao atingir o bairro de Inhaúma une-se ao rio Timbó dando origem ao rio Faria Timbó, um dos principais rios urbanos da região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro. Após percorrer mais 3,2 quilômetros e atravessar mais 3 bairros da cidade (Higienópolis, Bonsucesso e Manguinhos), atinge sua foz no Canal do Cunha. Este canal, por sua vez, se estende por mais 1 quilômetro até atingir o Canal do Fundão que, por fim, deságua na Baía de Guanabara.

Os bairros atravessados pelo rio Faria Timbó e seu afluente principal, Rio Faria, estão marcados na Figura 3. Ademais, para melhor visualização, todo o percurso do rio encontra-se traçado na Figura 4 com auxílio do programa Google Earth.

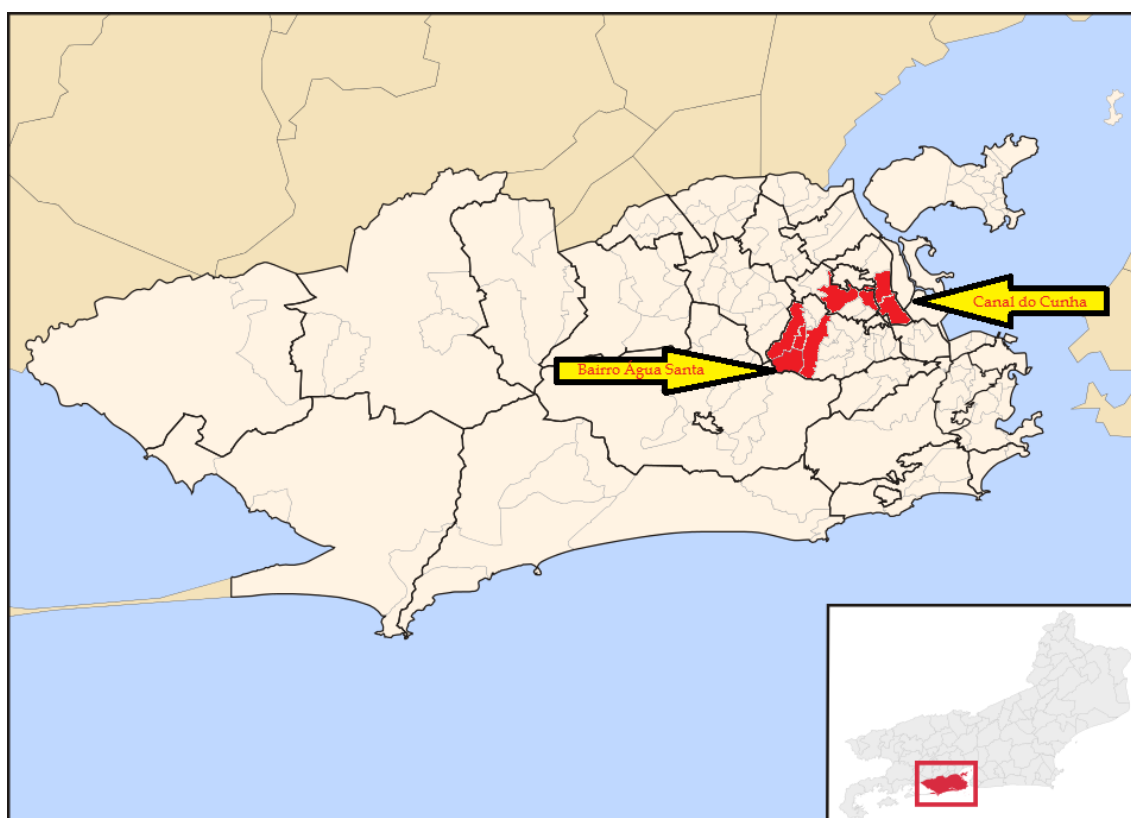


Figura 3 - Bairros atravessados pelo Rio Faria e sua foz no Canal do Cunha.
Fonte: Site wikipédia bairro de Água Santa (Wikipédia, 2015)

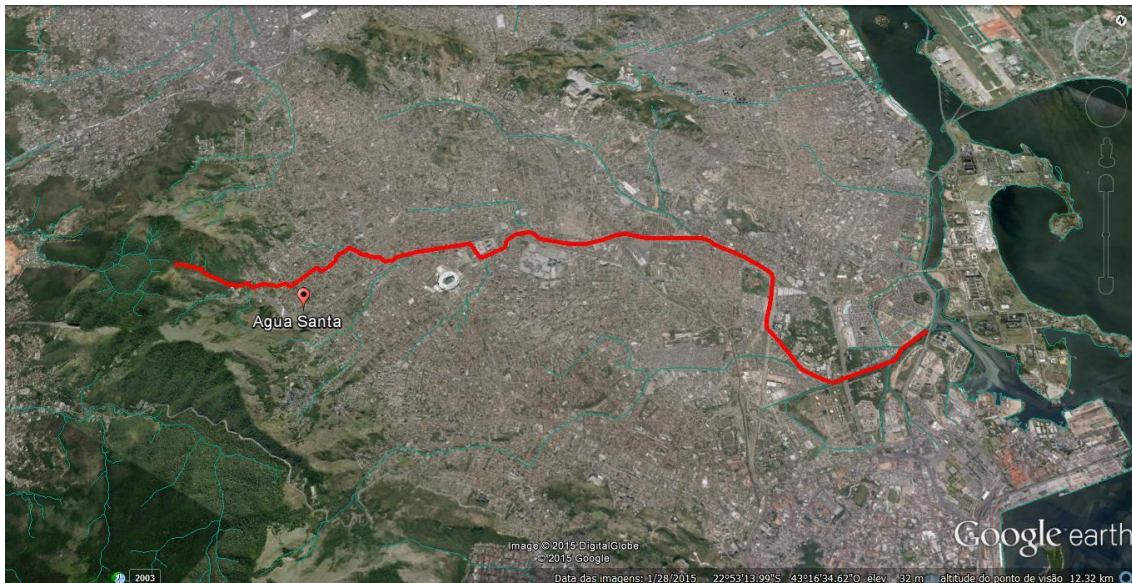


Figura 4 - Percurso do rio Faria Timbó e seu afluente principal rio Faria, da nascente à foz.

Portanto, a área de interesse é o bairro de Água Santa, nas proximidades das ruas Paraná e Eng.º Clóvis Daudt. A Figura 5 mostra a nascente e o percurso do rio Faria em azul, passando pelo Clube Country Várzea, Subestação da Light, rua Eng.º Clóvis Daudt e rua Paraná. Além disso, para facilitar a identificação do local foi marcado o túnel da Linha Amarela e o presídio Ary Franco na mesma figura. Nessa área de interesse, há a demanda pela otimização do sistema de drenagem de águas pluviais para diminuir os prejuízos oriundos das inundações do corpo hídrico, minimizar os riscos a que a população local está sujeita e permitir o desenvolvimento urbano sustentável.

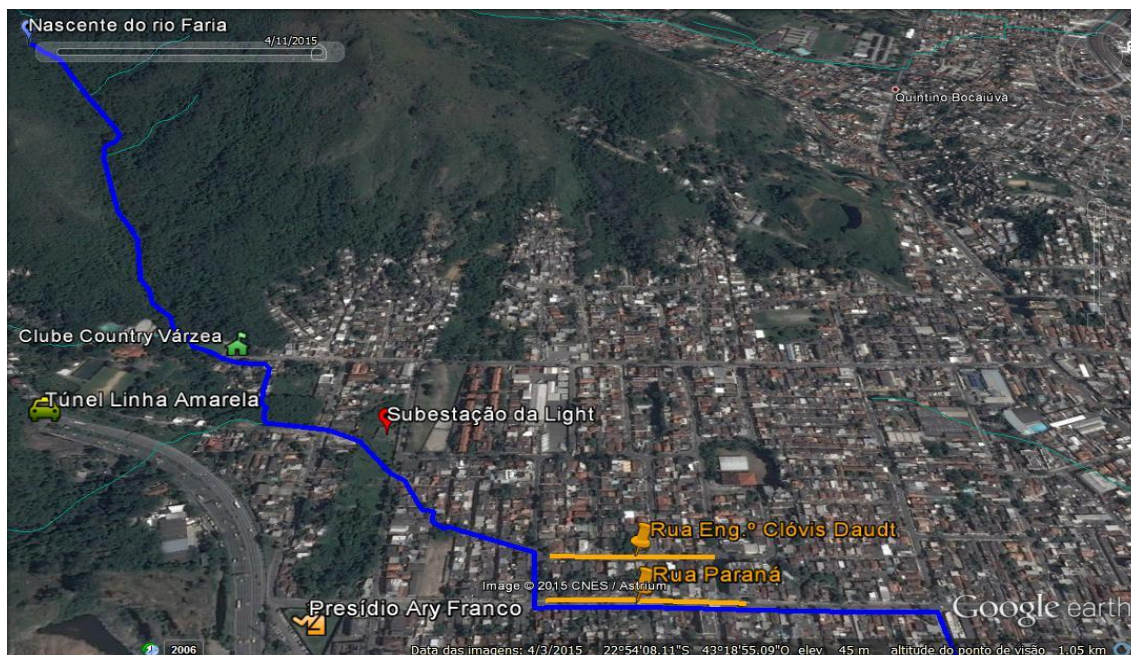


Figura 5 - Rua Eng.º Clóvis Daudt e Rua Paraná, logradouros que sofrem com inundações constantes.

1.3. Justificativa

A estratégia adotada na elaboração da maioria dos projetos de drenagem de águas pluviais no meio urbano, favoreceu o transporte das cheias fluviais para o trecho de jusante do rio. Com isso, o problema das inundações não foi solucionado, mas sim transportado para outro lugar e com amplificação das consequências.

Essa precariedade ou ausência do sistema de drenagem urbana fica evidente nas épocas de chuvas quando as enchentes se tornam frequentes. Estes eventos são bastante comuns nas grandes e médias cidades brasileiras, principalmente naquelas em que a infraestrutura hídrica de drenagem e os planos de emergência para enfrentar períodos de chuvas intensas são deficientes ou inexistentes, ocasionando altos danos materiais à população e ao comércio local e, o pior, a perda de vidas.

Logo, fica evidente a necessidade de rever a estratégia utilizada para elaborar o projeto do sistema de drenagem existente no bairro de Água Santa e, a partir disso, analisar qual o conjunto de medidas a serem adotadas dentro do conceito de Drenagem Urbana Sustentável. Esta será uma conquista não só para a população local, como também para outros bairros da cidade do Rio de Janeiro, tendo em vista que, ao fazer o controle de escoamento na fonte, todos os bairros ribeirinhos a jusante serão beneficiados.

1.4. Objetivos

O objetivo geral desse projeto é estudar a implantação de uma bacia de retenção on-line seca por gravidade, considerando as características de uma bacia urbana no município do Rio de Janeiro. Para atingir esse objetivo são apresentados a seguir os objetivos específicos, uma espécie de roteiro que vai nortear o trabalho:

- Estudar a viabilidade técnica do projeto;
- Fazer pesquisa bibliográfica;
- Elaborar fundamentação teórica;
- Modelar o problema;
- Analisar e interpretar os resultados obtidos.

1.5. Metodologia

A metodologia adotada para a elaboração deste projeto consistiu na execução de cinco etapas. Na primeira etapa, avaliação de viabilidade técnica, foram realizadas visitas de campo com anotações das dificuldades encontradas durante investigação, entrevistas com possíveis envolvidos no problema, caminho percorrido, fotos de prováveis áreas de interferência e demais informações consideradas pertinentes, além da realização de reuniões com a Fundação Rio-Águas (órgão técnico de referência do município do Rio de Janeiro).

A seguir foi feito um trabalho de revisão bibliográfica dos assuntos: sistemas de drenagem urbana sustentável, controle de enchentes e recuperação de rios urbanos. Para essa pesquisa e, também, para a fundamentação teórica, etapa posterior à pesquisa, utilizou-se livros da área de engenharia, hidrologia, hidráulica e urbanismo, normas de instruções técnicas e plantas do acervo da Fundação Rio-Águas.

A modelagem computacional do problema foi feita com o software SWMM (USEPA) e Hidro-Flu (COPPE). Já a conclusão, foi alcançada por uma análise e interpretação dos resultados obtidos com a definição do conjunto de medidas a serem adotados.

1.6. Cronograma

O cronograma, apresentado na tabela 1, serviu como base para o planejamento das etapas e do projeto como um todo. No entanto, devido a dificuldades encontradas nas diferentes etapas, não foi possível o cumprimento fiel de todos os prazos propostos.

Tabela 1 - Cronograma de execução.

ETAPAS	PRAZO	DURAÇÃO (MESES)
Avaliação de viabilidade técnica	01/01/15 a 31/01/15	1
Pesquisa bibliográfica	01/02/15 a 31/03/15	2
Fundamentação teórica	01/04/15 a 30/04/15	1
Modelagem do problema	01/05/15 a 30/06/15	2
Análise e interpretação dos resultados	01/07/15 a 31/07/15	1
	TOTAL	7

1.7. Descrição

Este trabalho é composto por 5 capítulos. O primeiro capítulo apresenta a caracterização do projeto, incluindo o tema, a delimitação da área de estudo, objetivos gerais e específicos, metodologia empregada e cronograma inicial para planejamento de cada etapa do projeto.

No segundo capítulo, é realizada uma fundamentação teórica por meio de uma revisão bibliográfica sobre drenagem urbana, controle de enchentes e medidas não convencionais. Assim sendo, foi contextualizado conceitualmente o projeto, definido critérios, coeficientes e parâmetros hidrológicos, descrito o modelo chuva x vazão e realizada a simulação hidráulico-hidrológica. Além disso, foi abordado com maior detalhe as medidas não convencionais de drenagem urbana, com atenção especial para a técnica utilizada neste projeto.

O terceiro capítulo trata da aplicação do capítulo anterior para a área de estudo. Nele são apresentados os dados de projeto e os cálculos iniciais. Já no quarto capítulo é realizado o estudo de casos com a aplicação dos modelos computacionais. E no quinto e último capítulo, o projeto é concluído e são feitas algumas considerações finais. Em seguida, são apresentadas as referências bibliográficas e eletrônicas, além dos anexos.

2. Fundamentação Teórica

2.1. Contextualização

A atual crise hídrica no Brasil evidencia a complexidade e a fragilidade do gerenciamento desse recurso tão valioso e abundante que é a água. Tal situação seria menos crítica nas grandes metrópoles, caso ainda houvesse uma harmonia no ciclo hidrológico, pois a própria natureza iria se encarregar da busca pelo equilíbrio dentro deste ciclo. Entretanto, essa sinfonia regida pela natureza está dissonante devido a irracional ação antrópica.

Hoje, há um sentimento saudosista e nostálgico a respeito dos rios nas áreas urbanas, devido a lembrança de uma paisagem mais equilibrada entre o meio urbano e o rio (Gorski, 2010, p. 31). Dessa forma, o mal planejamento e o rápido crescimento das cidades brasileiras formaram uma equação cujo resultado é desastroso, gerando uma queda brusca na qualidade de vida dessas grandes cidades. A sociedade passou a encarar os rios como canais de esgotamento sanitário e lixões a céu aberto, e os rios, por sua vez, deixaram de exercer seu papel fundamental que é ser um rio. Os corpos hídricos atendem à necessidade de saneamento básico da população que não foi suprida pelo poder público.

A desordem no crescimento das cidades com intensa urbanização não planejada favoreceu o lançamento de efluentes doméstico e industriais nos rios e o aumento permanente do escoamento superficial das águas de chuva. Este aumento acontece por causa da ampliação das superfícies impermeáveis, tais como ruas, calçadas, passeios públicos, ciclovias, estradas, telhados, calhas fluviais, etc., que reduzem drasticamente a infiltração das chuvas e a respectiva recarga dos lençóis subterrâneos, além de aumentar a velocidade de escoamento das águas superficiais e diminuir a taxa de evaporação. Como consequência, ocorre o encurtamento do ciclo hidrológico, em que a proporção de infiltração é bem menor que a de evaporação, ocasionando a contribuição concentrada de deflúvios e propiciando a incidência de inundações (Gorski, 2010, p. 44).

No entanto, as consequências oriundas das enchentes estão estreitamente ligadas às condições existentes para controlá-las. A maioria das cidades brasileiras adotou, ao longo dos anos, técnicas da engenharia convencional para tentar solucionar este problema. Porém, como pode ser observado, esta estratégia fracassou, pois privilegia o afastamento rápido das águas pluviais, igual ao que é feito com o esgoto

sanitário. A canalização, a retificação e a impermeabilização da calha dos rios urbanos são exemplos dessas medidas convencionais que aumentam a velocidade de escoamento dos rios, diminuem o tempo de concentração, aumentam os picos de vazão a jusante, reduzem a qualidade da água e a possibilidade de sua utilização. A adoção dessas técnicas convencionais fez com que transportássemos o problema de inundação de montante para jusante, uma vez que a drenagem urbana é essencialmente uma questão de “alocação de espaços”. Isto é, a várzea requerida pelo rio na época de cheias, hoje suprimida pelas obras de urbanização, será sempre requerida a jusante (Canholi, 2014, p. 15).

É possível melhorar a gestão das águas urbanas por meio do uso dos conceitos do Sistema de Drenagem Urbana Sustentável. Este sistema reduz o impacto gerado pelas soluções convencionais e promove a melhoria da qualidade de vida nas grandes cidades, por meio da otimização do atual sistema de drenagem. O objetivo é recuperar o máximo possível das condições hidrológicas locais, anteriores à ocupação da bacia, a partir da redução do escoamento superficial adicional gerado pelas alterações da superfície do solo decorrentes da intensa urbanização (Canholi, 2014, p. 37).

Esse sistema sustentável propõe que o controle do escoamento superficial seja realizado o mais próximo possível do local onde a precipitação atinge o solo (controle de escoamento na fonte). Esta redução do escoamento acontece pela infiltração do excesso de água no subsolo, pela evaporação e evapotranspiração - que devolve parte da água para a atmosfera -, e pelo armazenamento temporário, possibilitando o reuso da água ou um descarte lento, após a chuva. Uma boa prática de gerenciamento pode ser obtida quando se promove a detenção dos volumes escoados em depressões, reservatórios superficiais de captação ou dispositivos de armazenamento subterrâneos próximos as áreas fontes onde ocorreu a precipitação. O resultado é que a área alterada passa a ter um comportamento similar às condições hidrológicas de pré-desenvolvimento, significando menor escoamento superficial, menores níveis de erosão e de poluição das águas e, conseqüentemente, menores investimentos para a mitigação de impactos a jusante.

2.2. Estudo Hidrológico

A correção dos sistemas de macrodrenagem, normalmente, interage com os principais elementos de formação das ondas de enchentes para promover a alteração dos tempos de concentração, a redução das áreas de drenagem (efeitos obtidos via

derivação) ou a redução dos volumes escoados (obtidos pela detenção). O sucesso da medida proposta é diretamente proporcional a definição dos hidrogramas de projeto nos diversos pontos notáveis do sistema de drenagem (Canholi, 2014, p. 93).

Para definir esses hidrogramas de projeto nos estudos hidrológicos voltados à drenagem urbana, são adotados modelos matemáticos do tipo chuva x vazão, visto que, há uma carência dos dados fluviométricos necessários para a análise estatística de cheias (Canholi, 2014, p. 93).

Sendo assim, as características hidráulicas e geomorfológicas da bacia, suas condições de impermeabilização, tempos de concentração e as precipitações de projeto, são os dados fundamentais para a elaboração desse estudo (Canholi, 2014, p. 93).

Com relação aos dados pluviométricos, estão disponíveis para as principais cidades do País as relações IDF (intensidade-duração-frequência). Todavia, o grande problema para o hidrólogo é a desagregação das precipitações para a determinação dos hietogramas, uma vez que, para cada distribuição temporal das chuvas, têm-se hidrogramas diferentes (Canholi, 2014, p. 93).

Além disso, é necessário ressaltar que por um aspecto legal o presente estudo precisa ser elaborado em conformidade com as INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA, que é disponibilizado pela Fundação Rio-Águas. O objetivo deste documento é “orientar, estabelecer parâmetros e diretrizes que deverão ser utilizados no dimensionamento, detalhamento e apresentação dos projetos e cadastros de obras de greide e de sistemas de micro e macrodrenagem no Município do Rio de Janeiro, buscando amparar técnica e legalmente as decisões dos projetistas e da fiscalização, segundo critérios preconizados pela Subsecretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas” (Rio-Águas, 2010).

A Fundação Instituto das Águas do Município do Rio de Janeiro (Rio-Águas) é o órgão técnico de referência no manejo de águas pluviais urbanas do município do Rio de Janeiro, tendo como competências planejar, gerenciar e supervisionar ações preventivas e corretivas contra enchentes. O órgão atua na gestão de bacias hidrográficas do município, o que abrange uma área ampla de atuação. A Rio-Águas trabalha na manutenção dos corpos hídricos do município, realizando obras de conservação e desobstrução de canais e rios. Além disso, é o órgão responsável pelo planejamento, supervisão e operação, direta ou indireta, do sistema de esgotamento sanitário (Prefeitura do Rio de Janeiro, 2015).

Sob essa ótica, para que a medida proposta obtenha sucesso é importante observar as condicionantes gerais do estudo hidrológico em observância ao aspecto legal vigente.

2.2.1. Definição de critérios, coeficientes e parâmetros de projeto

2.2.1.1. Tempo de Concentração

Tempo de Concentração é o tempo que decorre desde o início da chuva, até que toda a bacia passe a contribuir para uma dada seção considerada. Esse tempo corresponde a um tempo inicial de entrada, ou tempo requerido pelo escoamento superficial para fluir superficialmente até atingir o primeiro dispositivo a montante, e um tempo de percurso que é o tempo decorrente desde a entrada no dispositivo até o ponto de interesse.

Existem diversas fórmulas que estimam o tempo de concentração. As parcelas do tempo de concentração poderão ser calculadas pelas fórmulas de George Ribeiro ou pela fórmula de Kirpich, relativas ao percurso sobre o talvegue, e pela fórmula de Kerby, relativa ao percurso sobre o terreno natural; para canais, recomenda-se a adoção do Método Cinemático. O tempo de concentração adotado não deverá ser inferior a 5 minutos.

O tempo de concentração (t_c) será determinado a partir da soma de tempos distintos:

$$t_c = t_p + t_e \quad (1)$$

Onde:

t_p = tempo de percurso – tempo de escoamento dentro da galeria ou canal, calculado pelo Método Cinemático;

t_e = tempo de entrada – tempo gasto pelas chuvas caídas nos pontos mais distantes da bacia para atingirem o primeiro ralo ou seção considerada;

O tempo de entrada (t_e) pode também ser subdividido em parcelas:

$$t_e = t_1 + t_2 \quad (1)$$

Onde:

t_1 = tempo de escoamento superficial no talvegue – tempo de escoamento das águas pelo talvegue até alcançar o primeiro ralo ou seção considerada, calculado pela equação de George Ribeiro ou pela equação de Kirpich;

t_2 = tempo de percurso sobre o terreno natural – tempo de escoamento das águas sobre o terreno natural, fora dos sulcos, até alcançar o ponto considerado do talvegue, calculado pela equação de Kerby.

- George Ribeiro

A equação proposta por George Ribeiro tem a seguinte forma:

$$t_c = \frac{16L}{(1,05 - 0,2p) \times (100d)^{0,04}}$$

Onde:

t_c = Tempo de escoamento superficial em minutos, t_1 da equação (2);

L = Comprimento do talvegue principal, em km;

p = Porcentagem, em decimal, da área da bacia coberta de vegetação;

d = Declividade média do talvegue principal em m/m.

- Kirpich

A fórmula de Kirpich é apresentada a seguir:

$$t_c = 3,989 \cdot \frac{L^{0,77}}{d^{0,385}}$$

t_c = Tempo de escoamento superficial em minutos, t_1 da equação (2);

L = Comprimento do talvegue em km;

d = Declividade média do talvegue principal em m/km.

- Kerby

A equação de Kerby é utilizada para calcular o tempo de percurso sobre terreno natural (t_2), é a segunda parcela para o cálculo do tempo de entrada (t_e),

$$t_2 = 1,44 \left[L_2 \cdot C_k \left(\frac{1}{(d_2)^{0,5}} \right) \right]^{0,47}$$

t_2 = Tempo de percurso sobre terreno natural em minutos;

L_2 = Comprimento do talvegue em km;

C_k = Coeficiente determinado pela tabela 1;

d_2 = Declividade média do talvegue principal em m/km.

Tabela 2- Coeficiente C_k da equação de Kerby.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Tipo de superfície	Coeficiente C_k
Lisa e impermeável	0,02
Terreno endurecido e desnudo	0,10
Pasto ralo, terreno cultivado em fileiras e superfície desnuda, moderadamente áspera	0,20
Pasto ou vegetação arbustiva	0,40
Mata de árvores decíduas	0,60
Mata de árvores decíduas tendo o solo recoberto por espessa camada de detritos vegetais	0,80

- Método Cinemático

$$t_p = 16,67 \cdot \sum \frac{L_i}{V_i}$$

t_p = Tempo de percurso em minutos;

L_i = Comprimento do talvegue em km;

V_i = Velocidade do trecho considerado em m/s.

As velocidades poderão ser estimadas pela fórmula de Manning de acordo com a seguinte equação:

$$V = R_H^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot \eta^{-1}$$

V = Velocidade em m/s, correspondente ao escoamento em regime permanente e uniforme;

R_h = Raio hidráulico em m, estimado com auxílio da Tabela 3;

S = Declividade do trecho, m/m;

η = Coeficiente de rugosidade, conforme Tabelas 4 a 8.

Tabela 3 - Estimativa do Raio hidráulico.

Fonte: Adaptado da Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Seção do canal	Raio Hidráulico
Retangular	0,5
Trapezoidal	0,61
Circular	1/4.Φ _{tubulação}

Tabela 4 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais fechados.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Tipo de conduto	Mínimo	Máximo	Valor usual
Alvenaria de Tijolos	0,014	0,017	0,015
Tubos de concreto armado	0,011	0,015	0,013
Galeria celular de concreto – pré-moldada	0,012	0,014	0,013
Galeria celular de concreto – forma de madeira	0,015	0,017	0,015
Galeria celular de concreto – forma metálica	0,012	0,014	0,013
Tubos de ferro fundido	0,011	0,015	0,011
Tubos de aço	0,009	0,011	0,011
Tubos corrugados de metal			
68x13mm	0,019	0,021	0,021
76x25mm	0,021	0,025	0,025
152x51mm	0,024	0,028	0,028
Tubos corrugados polietileno	0,018	0,025	0,025
Tubos de PVC	0,009	0,011	0,011

Tabela 5 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais revestidos.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Revestimento do canal	Mínimo	Máximo	Valor usual
Concreto	0,013	0,016	0,015
Gabião manta	0,022	0,027	0,027
Gabião caixa	0,026	0,029	0,029
VSL	0,015	0,017	0,017
Rip-rap	0,035	0,040	0,040
Pedra argamassada	0,025	0,040	0,028
Gramma	0,150	0,410	0,240

Tabela 6 – Coeficiente de rugosidade (Manning) canais escavados não revestidos.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Tipo de canal	Mínimo	Máximo	Valor usual
Terra, limpo, fundo regular	0,028	0,033	0,030
Terra com capim nos taludes	0,035	0,060	0,045
Sem manutenção	0,050	0,140	0,070

Tabela 7 – Coeficiente de rugosidade (Manning) cursos d'água naturais.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Curso d'água	Mínimo	Máximo	Valor usual
Seção regular	0,030	0,070	0,045
Fundo de cascalho, seixos e poucos matações	0,040	0,050	0,040
Fundo de seixos com matações	0,050	0,070	0,050
Seção irregular com poços	0,040	0,100	0,070

Tabela 8 – Coeficiente de rugosidade (Manning) escoamento superficial direto.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Tipo de superfície	η
Sarjeta de concreto	0,016
Asfalto liso	0,013
Asfalto áspero	0,016
Pavimento de concreto liso	0,013
Pavimento de concreto áspero	0,015

2.2.1.2. Tempo de Recorrência

O tempo de recorrência ou período de retorno a ser adotado na determinação da vazão de projeto e, conseqüentemente, no dimensionamento dos dispositivos de drenagem, deverá ser considerado em conformidade à Tabela 9:

Tabela 9 - Tempo de recorrência em função do tipo de drenagem.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

<i>Tipo de dispositivo de drenagem</i>	<i>Tempo de recorrência Tr (anos)</i>
Microdrenagem - dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais	10
Aproveitamento de rede existente - microdrenagem	5
Canais de macrodrenagem não revestidos	10
Canais de macrodrenagem revestidos, com verificação para Tr = 50 anos sem considerar borda livre	25

2.2.1.3. Intensidade Pluviométrica

Este parâmetro é calculado pela equação de chuvas intensas adotada pela Fundação Rio Águas, da seguinte forma:

$$i = \frac{a \cdot T_R^b}{(t+c)^d}$$

Onde:

i = Intensidade de chuva em mm/h;

T_R = Tempo de retorno em anos;

t = Tempo de duração da precipitação em minutos;

a, b, c e d = Constantes determinadas a partir de análise dos dados históricos.

Os coeficientes utilizados são ajustados de acordo com o pluviômetro representativo da região em estudo do município do Rio de Janeiro. Na tabela 10, encontram-se os coeficientes, e na figura 6, a região de abrangência do pluviômetro.

Tabela 10 - Coeficientes para as equações de chuvas intensas.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Santa Cruz	711,3	0,18	7,00	0,687	PCRJ- Cohidro
Campo Grande	891,6	0,18	14,0	0,689	PCRJ- Cohidro
Mendanha	843,7	0,17	12,0	0,698	PCRJ- Cohidro
Bangu	1.208	0,17	14,0	0,788	PCRJ- Cohidro
Jardim Botânico	1.239	0,15	20,0	0,740	Ulysses Alcântara
Capela Mayrink	921,3	0,16	15,4	0,673	Rio-Águas (2003)
Via11	1.423	0,19	14,5	0,796	Rio-Águas (2005)
Sabóia Lima	1.782	0,17	16,6	0,841	Rio-Águas (2006)
Benfica	7.032	0,15	29,6	1,141	Rio-Águas (2006)
Realengo	1.164	0,14	6,96	0,769	Rio-Águas (2006)
Irajá	5.986	0,15	29,7	1,050	Rio-Águas (2007)
Eletróbrás -Taquara	1.660	0,15	14,7	0,841	Rio-Águas (2009)

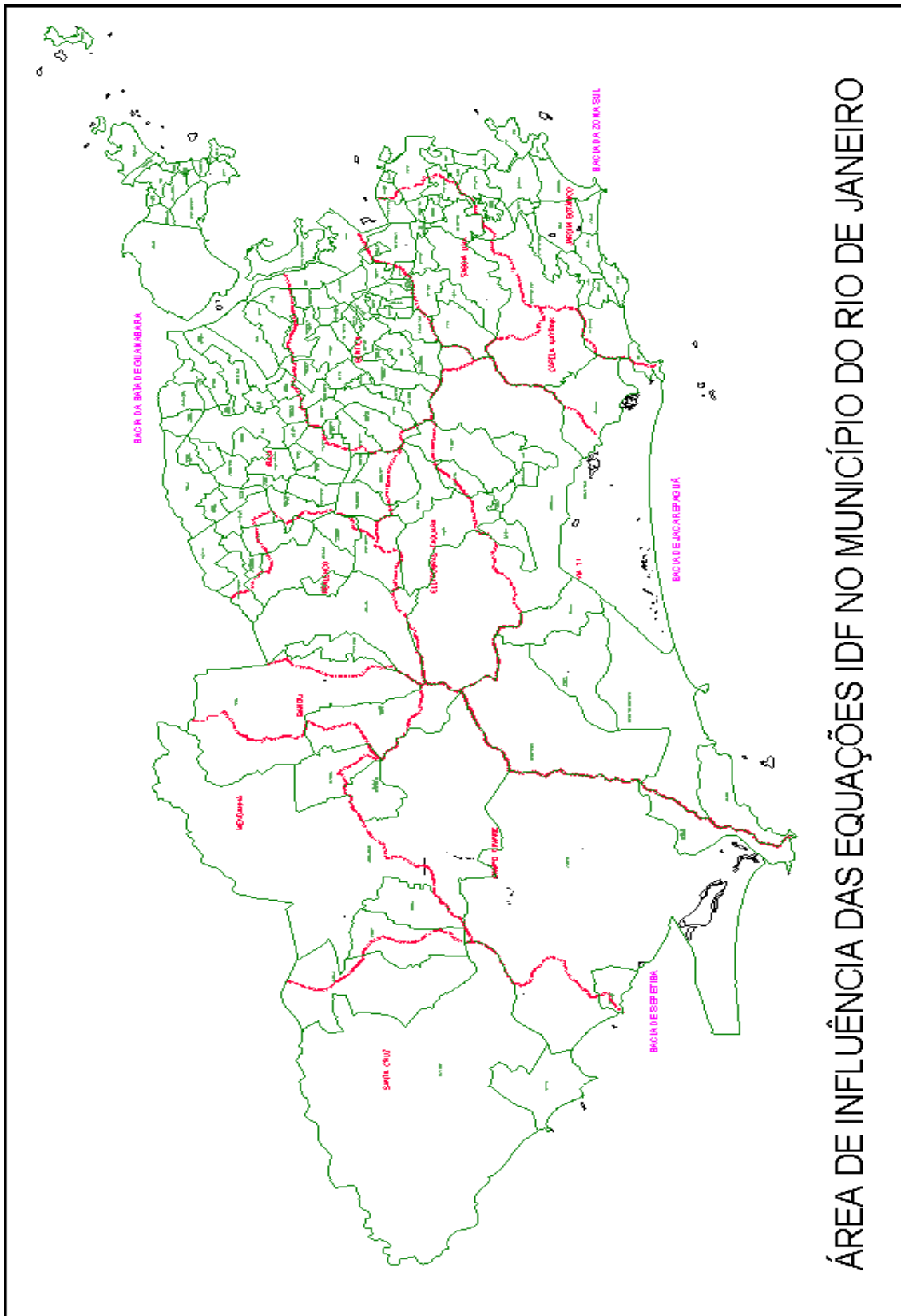


Figura 6 - Áreas de influência das equações IDF do município do Rio de Janeiro.
 Fonte: Instruções Técnicas Rio-Águas (Rio-Águas, 2010).

2.2.1.4. Duração da Chuva de Projeto

Para o método do hidrograma unitário sintético do SCS (Método U.S. Soil Conservation Service atual NRCS), recomenda-se que o tempo de duração da chuva (t) seja no mínimo igual ao tempo de concentração ou até o dobro desse valor.

2.3. Modelo Chuva x Deflúvio

A modelagem da bacia hidrográfica e da rede de macrodrenagem tem papel importante no gerenciamento da drenagem urbana, pois possibilita avaliar cenários e fazer o planejamento adequado (Canholi, 2014).

Conforme indicado na Instrução Técnica da Fundação Rio-Águas, a metodologia de cálculo hidrológicos para determinação de vazões de projeto é definida em função das áreas das bacias hidrográficas, da seguinte forma:

- Método Racional Modificado → Área < 100 ha;
- Método U.S. Soil Conservation Service (atual NRCS) → Área > 100 ha.

2.3.1. Método do Hidrograma Unitário do “U.S. Soil Conservation Service” (atual NRCS)

Este método determina a descarga de uma bacia hidrográfica através do hidrograma triangular composto, que é o resultado da somatória das ordenadas de histogramas unitários, para cada intervalo temporal de discretização da chuva.

Para cada intervalo temporal obtém-se o escoamento correspondente à chuva excedente neste período, em função das curvas de deflúvio – CN. A partir dos escoamentos obtidos, são definidos os hidrogramas para cada intervalo. Da composição dos hidrogramas, por convolução, resulta o hidrograma final de cheia, cujo pico corresponde ao valor da vazão de projeto.

Para a definição da relação entre chuvas e deflúvios, o método utiliza a equação de Mockus, indicada a seguir:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S_d)^2}{(P + 0,8 \cdot S_d)}$$

Onde:

P_e = Precipitação efetiva (mm);

P = Precipitação acumulada (mm);
S_d = Armazenamento no solo (mm).

O valor de “S_d”, é função do tipo e uso do solo e das condições antecedentes de umidade, descrito por:

$$S_d = 254 \left[\left(\frac{100}{CN} \right) - 1 \right]$$

Onde:

CN = Curva de deflúvio (curva número).

Essa curva está definida adiante em função dos grupos hidrológicos e condição de umidade anterior do solo.

O tempo de ascensão dos hidrogramas unitários:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c$$

Onde:

t_p = Tempo de ascensão (h);

D = Intervalo de discretização da chuva (h);

t_c = Tempo de concentração (h).

O intervalo temporal de discretização da chuva (D) deverá ser inferior a 0,20t_c, isto é, D < 0,2t_c.

Tempo de recessão dos hidrogramas unitários:

$$t_r = H \cdot t_p$$

Onde:

t_r = Tempo de recessão (h);

H = Coeficiente com valor padrão de 1,67 (recomenda-se a adoção do valor 1,25 para as áreas urbanizadas);

Tempo de base dos hidrogramas unitários:

$$H = 1,25 \Rightarrow T_b = 2,25t_p$$

$$H = 1,67 \Rightarrow T_b = 2,67t_p$$

A determinação da vazão de pico dos hidrogramas unitários será realizada com as seguintes expressões:

$$H = 1,25 \rightarrow Q_p = \frac{0,247(P_e \cdot A)}{t_p}$$

$$H = 1,67 \rightarrow Q_p = \frac{0,208(P_e \cdot A)}{t_p}$$

Onde:

Q_p = Vazão de pico do hidrograma unitário ($m^3 / s \cdot mm$);

P_e = Precipitação efetiva (mm);

A = Área da bacia hidrográfica (km^2);

t_p = Tempo de ascensão do hidrograma unitário (h).

As curvas de deflúvio (CN) são definidas em função de quatro tipos diferentes de grupos hidrológicos e da tipologia do uso do solo, relacionados às condições de umidade do solo anteriores a ocorrência da chuva.

O valor do CN adotado na determinação do hidrograma de projeto, deverá ser obtido pela média ponderada dos diversos CN's correspondentes às diferentes tipologias.

Grupos hidrológicos:

- Grupo A – solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo adensada até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%;
- Grupo B – solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais adensada que a camada superficial;
- Grupo C – solos barrentos com teor de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais adensada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;

- Grupo D – solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada adensada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolados.

A condição de umidade anterior do solo é expressa em três grupos: I, II e III, descritos a seguir:

- Condição I: solo seco. Precipitação acumulada em cinco dias menor que 15 mm;
- Condição II: solo medianamente úmido. Precipitação acumulada em cinco dias entre 15 e 40 mm;
- Condição III: solo úmido (próximo da saturação). Chuva acumulada em cinco dias superior a 40 mm.

Para a condição de umidade antecedente do solo, recomenda-se a condição II, conforme Tabela 11.

Tabela 11 - Valores de CN, condição hidrológica II.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

<i>Tipologia do uso do solo</i>	<i>Grupo hidrológico</i>			
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Uso Residencial				
Tamanho médio do lote impermeável %				
Até 500m ² 65	77	85	90	92
1000m ² 38	61	75	83	87
1500m ² 30	57	72	81	86
Estacionamento pavimentados, telhados	98	98	98	98
Ruas e estradas:				
Pavimentadas, com guias e drenagem	98	98	98	98
Com cascalho	76	85	89	91
De terra	72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)	89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)	81	88	91	93
Espaços abertos, parques e jardins:				
Boas condições, cobertura de grama > 75%	39	61	74	80
Condições médias, cobertura de grama > 50%	49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto				
Plantio em linha reta	77	86	91	94
Cultura em fileira, linha reta, condições ruins	72	81	88	91
Linha reta, boas condições	67	78	85	89
Curva de nível, condições ruins	70	79	84	89
Curva de nível, boas condições	65	75	82	86
Cultura de grãos				
linha reta, condições ruins	65	76	84	88
linha reta, boas condições	63	75	83	87
curva de nível, condições ruins	63	74	82	85
curva de nível, boas condições	61	73	81	84
Pasto				
condições ruins	68	79	86	89
médias condições	49	69	79	84
boas condições	39	61	74	80
Curva de nível				
condições ruins	47	67	81	88
médias condições	25	59	75	83
boas condições	6	35	70	79
Campos boas condições	30	58	71	78
Florestas				
condições ruins	45	66	77	83
médias condições	36	60	73	79
boas condições	25	55	70	77

2.4. Dimensionamento Hidráulico

Assim como o estudo hidrológico do item anterior deste trabalho, o dimensionamento hidráulico segue as INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA, fornecido pela Fundação Rio-Águas.

2.4.1. Critérios, Coeficientes e Parâmetros de Projeto

2.4.1.1. Canais abertos

- Número de Froude

De forma a garantir a estabilidade do regime de escoamento nos canais abertos, os mesmos deverão ser projetados, preferencialmente, com número de Froude (Fr) menor ou igual a 0,86 ($Fr \leq 0,86$). Para canais revestidos com concreto, admite-se o intervalo de $1,13 \leq Fr \leq 2,00$. É importante ressaltar que os canais não devem ser projetados com o número de Froude dentro do intervalo: $0,86 \leq Fr \leq 1,13$.

- Borda livre

A borda livre mínima (h_{fb}) será determinada para uma vazão relativa ao TR 10 anos e conforme o critério estabelecido no Urban Storm Drainage Criteria Manual-Denver:

$$h_{fb} = 0,61 + 0,037 \cdot V \cdot Y^{\frac{1}{3}}$$

Onde:

h_{fb} = borda livre em m;

V = velocidade média em m/s;

Y = lâmina d'água em m.

2.4.1.2. Coeficiente de rugosidade (Manning) – “n”

Os coeficientes de rugosidade estão indicados nas tabelas 4 a 8, pois também são utilizados no cálculo do Método Cinemático, subitem 2.2.1.1 deste trabalho.

2.4.2. Velocidades Admissíveis

2.4.2.1. Velocidade mínima

Para trechos onde não há interferência de maré, a velocidade mínima é igual a 0,8 m/s. Para galerias fechadas o mesmo valor é admitido.

2.4.2.2. Velocidade máxima

As velocidades nos canais devem ser no máximo igual aos valores indicados na tabela 12, e variam de acordo com o material de revestimento. Para galerias fechadas a velocidade máxima é de 5,0 m/s.

Tabela 12 - Velocidade máxima para canais revestidos.

Fonte: Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

Material de Revestimento	Velocidade Máxima (m/s)
Fundo em terra e talude de concreto	2,50
Fundo e talude em concreto	5,00
Fundo em terra e taludes de grama em placas	1,80
Gabião tipo manta	3,00
Gabião tipo caixa	4,00

2.5. Simulação Hidráulica-Hidrológica

Existem no mercado diversos softwares para modelagem e simulação hidráulica-hidrológica. A simulação hidráulica-hidrológica é um processo de aplicação do modelo hidrológico ou hidráulico para se obter a resposta da bacia hidrográfica e da rede de

macrodrenagem em decorrência de um conjunto de variáveis de entrada (Canholi, 2014).

De acordo com Canholi (2014, p.134), a escolha do programa mais adequado ao projeto está condicionada a critérios técnicos importantes, tais como: funcionalidades (configuração dentro do software); interface amigável; visualização e apresentação dos resultados; documentação (manual do usuário, manual de fundamentos dos modelos e projetos, etc).

As etapas de modelagem e simulação podem ser estruturadas da seguinte forma (Canholi, 2014):

- Escolha dos modelos e determinação dos parâmetros e variáveis de entrada necessários à modelagem;
- Escolha do software e preparação/inserção dos dados de entrada;
- Simulação;
- Calibração dos parâmetros dos modelos;
- Interpretação dos resultados.

Tendo em vista os critérios técnicos apontados por Canholi (2014, p.134), e por possuir licença gratuita, foram escolhidos os softwares Hidro-Flu e SWMM para o apoio da elaboração deste projeto.

2.4.1. Hidro-Flu

O Hidro-Flu é um programa computacional que gera hidrogramas a partir de uma chuva medida ou de projeto, de características físicas e critérios de ocupação e uso do solo em bacias hidrográficas de pequeno e médio porte. Dessa forma, funciona como uma ferramenta de apoio a projetos de drenagem urbana (Magalhães, Magalhães, Mascarenhas, Miguez, Colonese, & Bastos, 2005).

As principais aplicações desse software são: determinação de chuvas de projeto, simulação do escoamento superficial, dimensionamento de seções transversais de rios e canais e cálculo de hidrogramas afluentes a reservatórios de controle de cheias (Magalhães, Magalhães, Mascarenhas, Miguez, Colonese, & Bastos, 2005).

Basicamente, a sequência de estudos hidrológicos necessários para o cálculo de intervenções para o controle de cheias é a seguinte: cálculo do tempo de concentração; elaboração da chuva de projeto; separação da chuva efetiva; determinação do hidrograma de projeto; dimensionamento hidráulico de canalizações e reservatórios de retenção (Magalhães, Magalhães, Mascarenhas, Miguez, Colonese, & Bastos, 2005).

2.4.2. SWMM

O Storm Water Management Model – SWMM (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana – SWMM) é um software hidrológico-hidráulico desenvolvido pela U.S. Environmental Protection Agency – USEPA (Agência de Proteção do Meio Ambiente dos Estados Unidos - USEPA) para modelagem e simulação da quantidade e qualidade da água, especialmente em áreas urbanas. Trata-se basicamente de um modelo dinâmico chuva-vazão amplamente utilizado para planejamento, análise e projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais em áreas urbanas. (U.S. Environmental Protection Agency, 2012).

O programa em questão utiliza um conjunto de sub-bacias hidrográficas para gerar o escoamento superficial a partir da contribuição de precipitações nestas sub-bacias e, então, produzir escoamentos e cargas poluidoras. O módulo de transporte hidráulico do SWMM simula o percurso da água através de um sistema composto de canais, tubulações, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos reguladores de vazão. O SWMM acompanha a evolução da quantidade e qualidade do escoamento dentro de cada sub-bacia, assim como a vazão, a altura de escoamento e a qualidade da água em cada tubulação e canal, durante um período de simulação composto por múltiplos intervalos de tempo (U.S. Environmental Protection Agency, 2012).

O manual do usuário do SWMM descreve seis passos, geralmente, executados para modelar o escoamento sobre uma área de estudo e que servirão como referência para a elaboração do presente projeto. São eles:

- Especificar um conjunto predeterminado de opções de trabalho e de propriedades dos objetos;
- Desenhar uma representação gráfica dos objetos físicos do sistema no mapa da área de estudo;
- Editar as propriedades dos objetos que compõem o sistema;
- Selecionar o conjunto de opções para análise;
- Executar a simulação;
- Ver os resultados da simulação.

2.5. Medidas Não Convencionais

As medidas não convencionais em drenagem urbana podem ser entendidas como estruturas, obras, dispositivos ou mesmo como conceitos diferenciados de projeto. São soluções que diferem do conceito tradicional de canalização, mas podem estar a ela associadas, para adequação ou otimização do sistema de drenagem (Canholi, 2014, p. 31).

Dentre as medidas convencionais adotadas destacam-se aquelas que ampliam o processo de infiltração, retêm os escoamentos em reservatórios e retardam o fluxo nas calhas dos córregos e rios (Canholi, 2014, p. 31).

Walesh (1989 apud Canholi, 2014, p. 31) classifica as diretrizes gerais de projeto de drenagem urbana em “conceito de canalização” e “conceito de reservação”, conforme pode ser observado na tabela 13.

Tabela 13 - Conceito de Canalização X Conceito de Reservação.

Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014)

CARACTERÍSTICA	CANALIZAÇÃO	RESERVAÇÃO
Função	Remoção rápida dos escoamentos	Contenção temporária para subsequente liberação
Componentes principais	Canais abertos/galerias	Reservatórios a superfície livre Reservatórios subterrâneos Retenção subsuperficial
Aplicabilidade	Instalação em áreas novas Construção por fases Ampliação de capacidade pode se tornar difícil (centros urbanos)	Áreas novas (em implantação) Construção por fases Áreas existentes (à superfície ou subterrâneas)
Impacto nos trechos de jusante (quantidade)	Aumenta significativamente os picos das enchentes em relação à condição anterior Maiores obras nos sistemas de jusante	Áreas novas: podem ser dimensionadas para impacto zero (Legislação EUA) Reabilitação de sistemas: podem tornar vazões a jusante compatíveis com capacidade disponível
Impacto nos trechos de jusante (qualidade)	Transporta para o corpo receptor toda carga poluente afluente	Facilita remoção de material flutuante por concentração em áreas de recirculação dos reservatórios e dos sólidos em suspensão, pelo processo natural de decantação
Manutenção/operação	Manutenção em geral pouco frequente (pode ocorrer excesso de assoreamento e de lixo) Manutenção nas galerias é difícil (condições de acesso)	Necessária limpeza periódica Necessária fiscalização Sistemas de bombeamento requerem operação/manutenção Desinfecção eventual (insetos)
Estudos hidrológicos/hidráulicos	Requer definição dos picos de enchente	Requer definição dos hidrogramas (volumes das enchentes)

2.5.1. Detenção dos escoamentos

A figura 7, desenvolvida por Urbonas e Stahre(1990 apud Canholi, 2014, p. 35), apresenta um esquema que classifica os dispositivos de retenção/detenção. As obras e os dispositivos de reservação foram classificados de acordo com a localização no sistema de drenagem em dois grandes grupos: contenção na fonte e contenção a jusante dela.

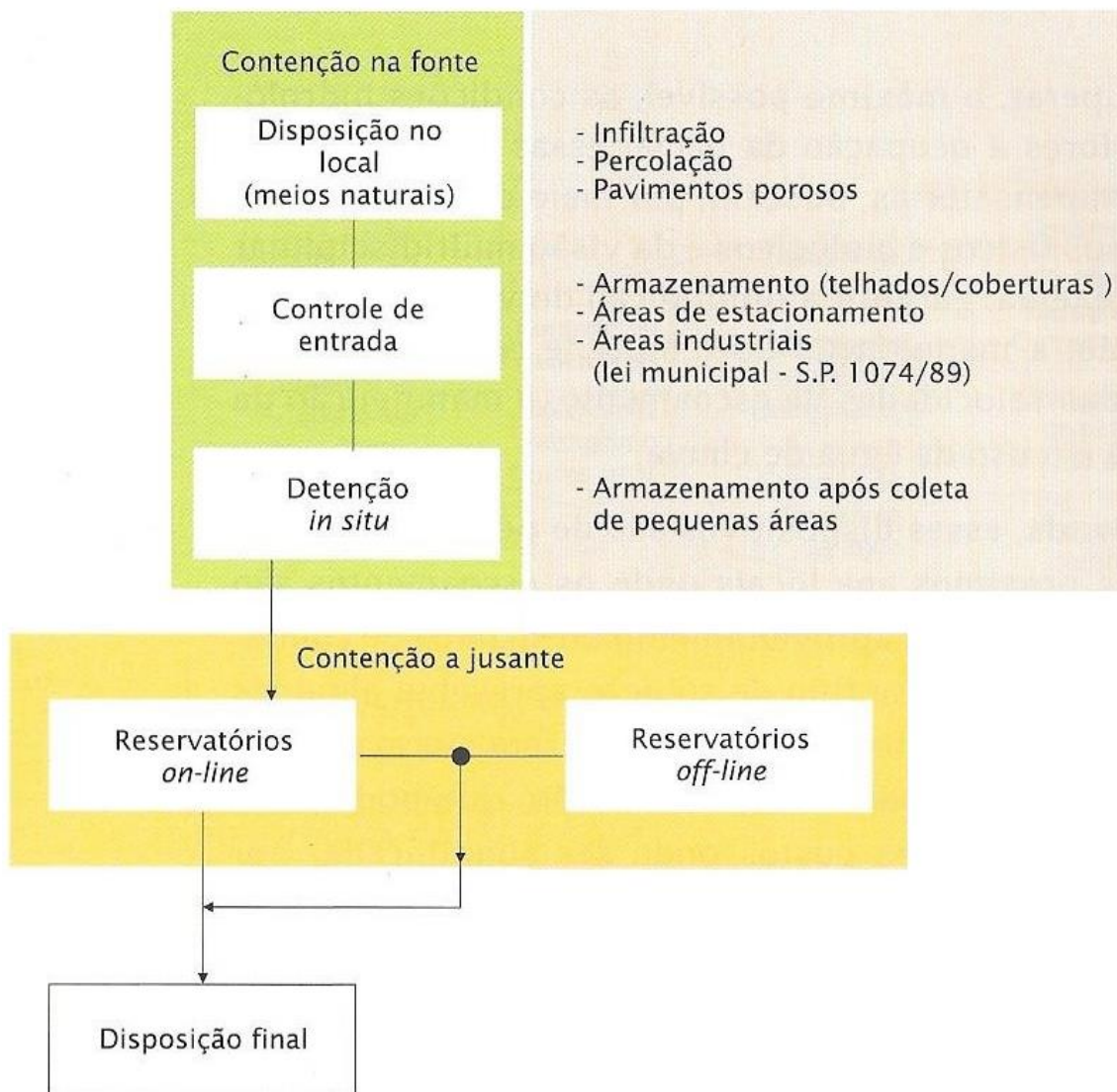


Figura 7 – Esquema das obras e dispositivos retenção/detenção.
 Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014)

Braga (1994 apud Canholi, 2014, p. 35) apresenta a figura 8, que compara os principais dispositivos de reservação, na fonte e a jusante dela, e os seus efeitos na redução dos picos dos deflúvios, com a visão higienista, que envolve apenas as obras de canalização. Analisando a ilustração, fica evidente que o objetivo dessas medidas não convencionais é reduzir o pico das enchentes por meio do amortecimento conveniente das ondas de cheia, obtido pelo armazenamento de parte do volume escoado.

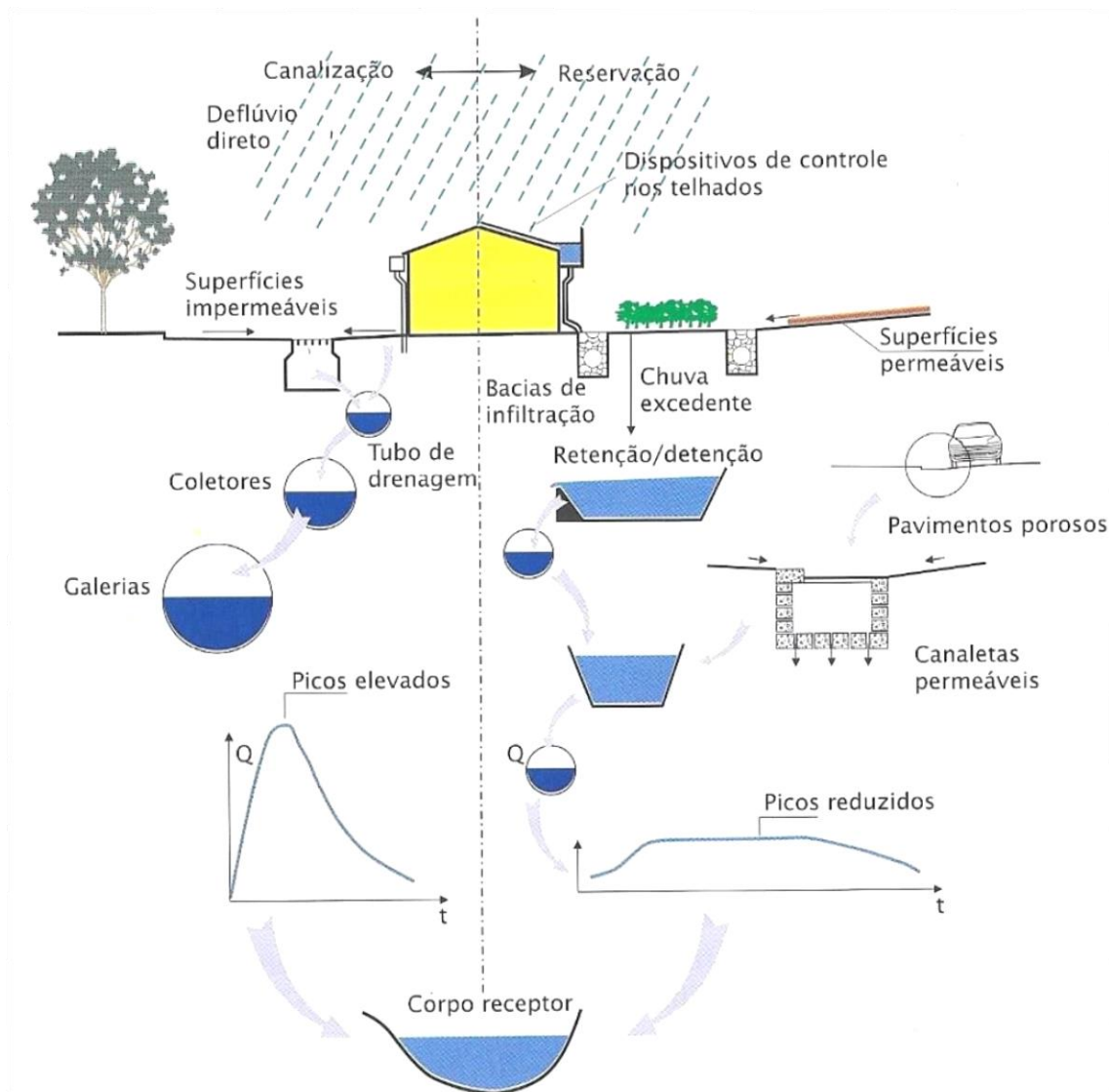


Figura 8 - Ilustração esquemática dos conceitos de Reservação x Canalização.
 Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014)

A tecnologia de detenção pode ser aplicada de diferentes formas, segundo a situação e a conveniência das administrações municipais. Pode ser realizada em cada lote ou, no âmbito das sub-bacias, em bacias de detenção maiores (Canholi, 2014, p. 34).

Neste último caso, essas áreas permanecem secas nos períodos de estiagem e, portanto, permitem serem utilizadas como áreas de recreação e lazer. Além disso, outra vantagem é a melhoria da qualidade da água, pois durante a permanência das águas nos reservatórios, ocorre a sedimentação e a decantação dos poluentes, que serão depois removidos e dispostos convenientemente em aterros sanitários (Canholi, 2014, p. 34).

De acordo com Walesh (1989 apud Canholi, 2014, p. 35) as obras de retenção passam por uma evolução ao longo do tempo, representada na figura 9. Embora as medidas adotadas no Brasil contemplem a Fase 2, é importante ter em mente as fases subsequentes da evolução das obras de retenção para que as soluções propostas, hoje, possam levar em consideração a readequação destas obras às realidades futuras.

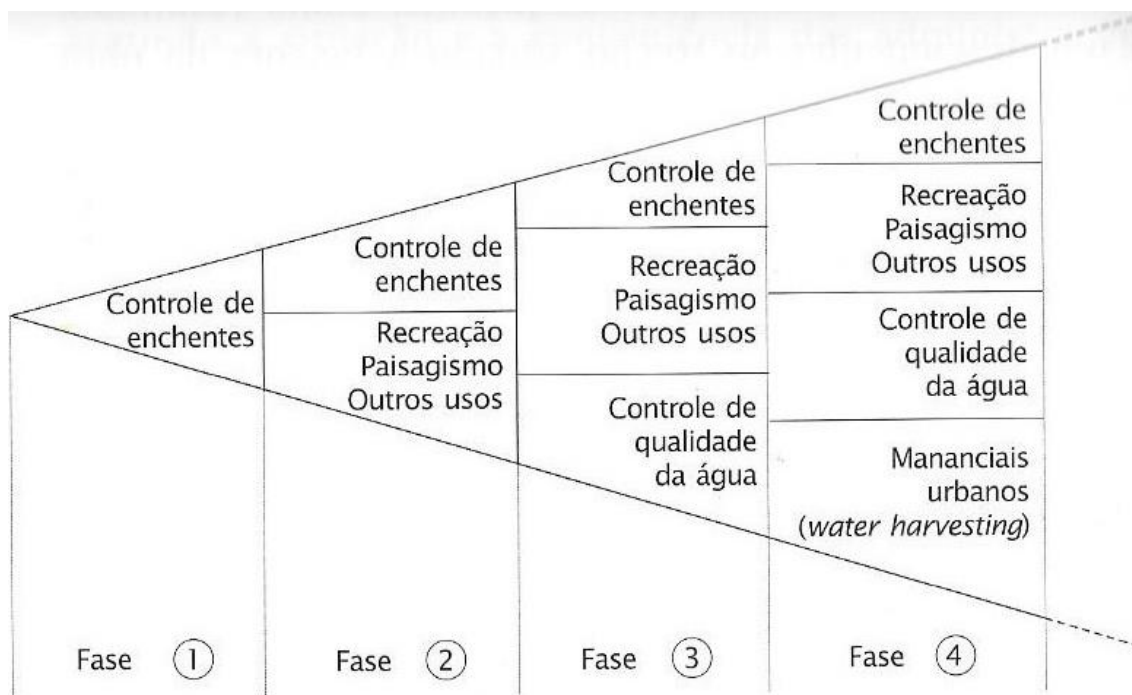


Figura 9 - Evolução das obras de retenção em centros urbanos.

Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (adaptado de Walesh, 1989 e Usepa, 1999 apud Canholi, 2014).

2.5.1.1. Bacias de retenção

São estruturas de contenção a jusante, cuja finalidade é deter os deflúvios situados a jusante por meio do controle dos escoamentos das bacias ou sub-bacias de drenagem. A figura 10 mostra que a reservação dos volumes escoados gera o amortecimento dos picos das enchentes e, com isso, pode-se determinar a eficiência deste dispositivo (Canholi, 2014, p. 69).

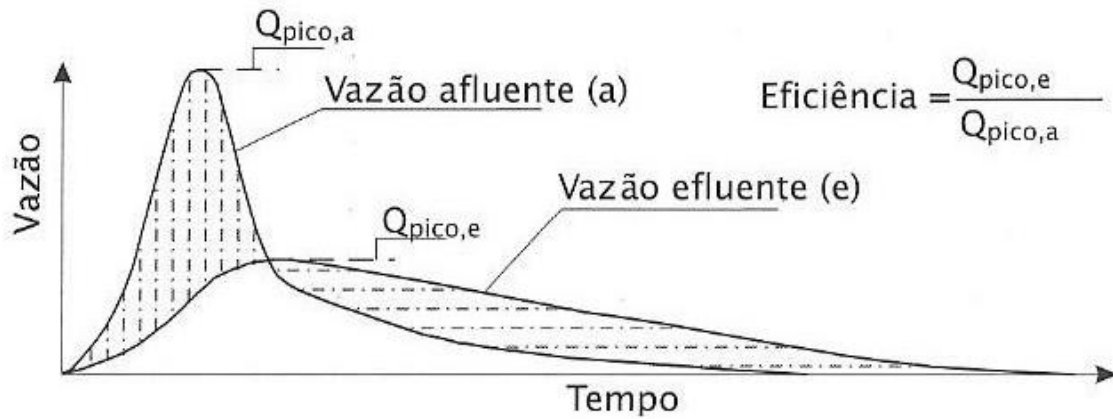


Figura 10 - Efeito da retenção a jusante de enchentes.
 Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014).

As bacias de retenção (figura 11) ocupam áreas normalmente secas durante as estiagens e são projetadas para reter as águas superficiais apenas durante um intervalo de tempo após as chuvas. Além desta, existe outro tipo de obra de reservação que é chamada de bacia de retenção (figura 12) e se difere da anterior por conter um volume substancial de água permanente (Canholi, 2014, p. 71).

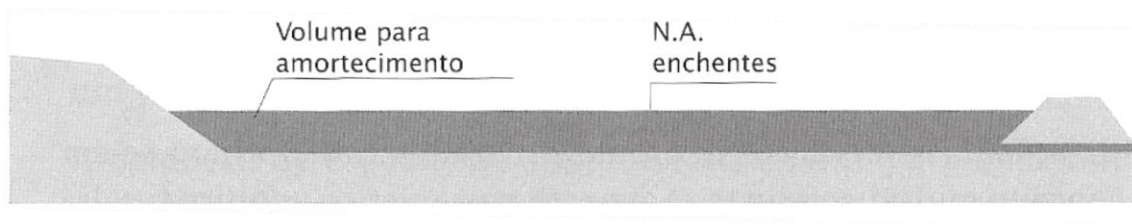


Figura 11 - Bacia de retenção.
 Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014).

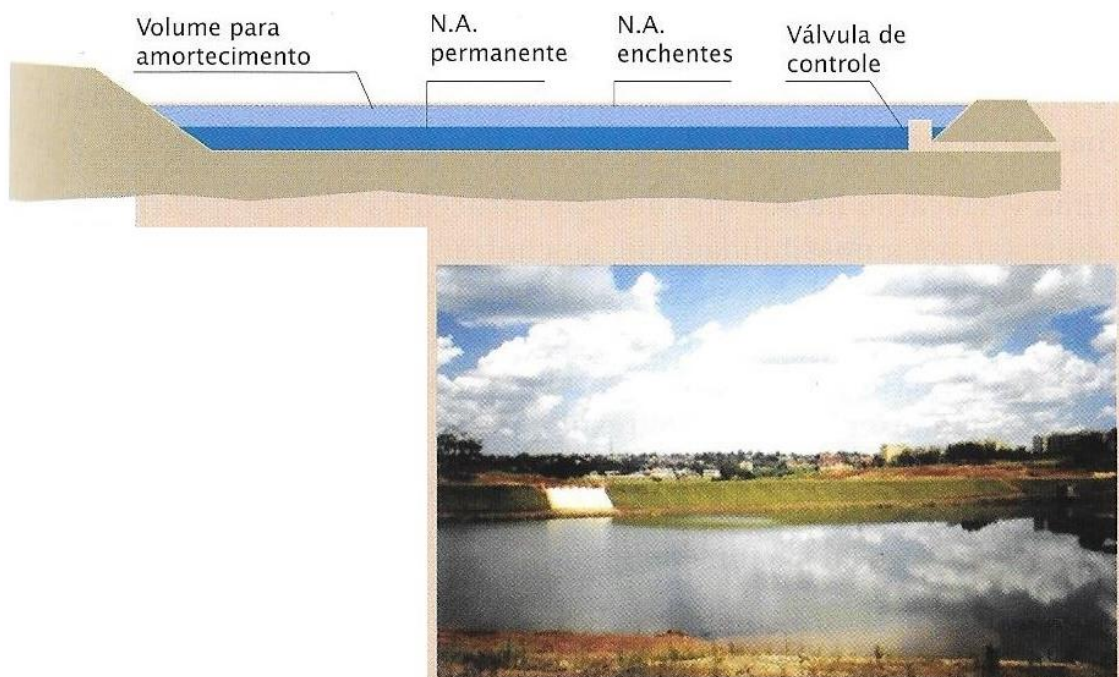


Figura 12 - Bacia de retenção.

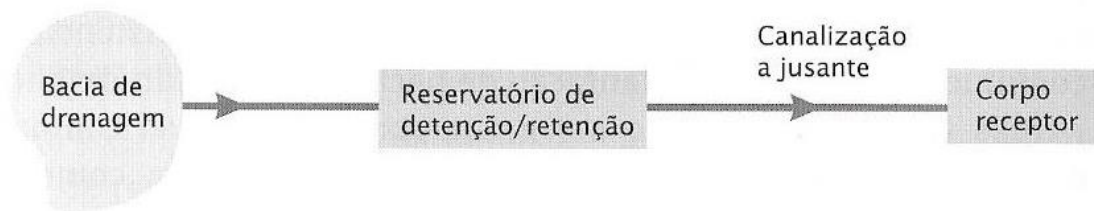
Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014).

Os tipos principais dessas obras de reservação são os reservatórios “on-line” e “off-line”. Os reservatórios “on-line”, ou na calha natural, encontram-se na linha principal do sistema e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de maneira contínua, normalmente por gravidade. Reservatórios off-line, retêm volumes de água desviada da rede de drenagem principal quando ocorre a cheia, e os devolvem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladas, após obtido o alívio nos picos de vazão (Canholi, 2014, p. 72).

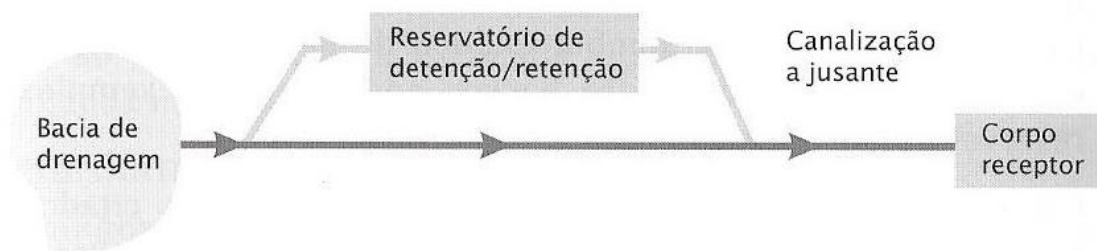
Em geral, quando a obra de reservação possui finalidade múltipla, incluindo o controle da qualidade da água, podem-se prever, em um mesmo ponto do sistema, os dois tipos de reservatórios, acoplando um reservatório off-line com a finalidade de reter os volumes iniciais do deflúvio, que contêm normalmente a maior carga de poluentes, provenientes das lavagens das ruas e edificações, ao reservatório permanente on-line (Canholi, 2014, p. 72).

A figura 13 apresenta um esquema separando as 3 situações discutidas anteriormente no sistema de drenagem principal.

(A) Reservatório *on-line*



(B) Reservatório *off-line*



(C) Reservatórios *on-line e off-line*

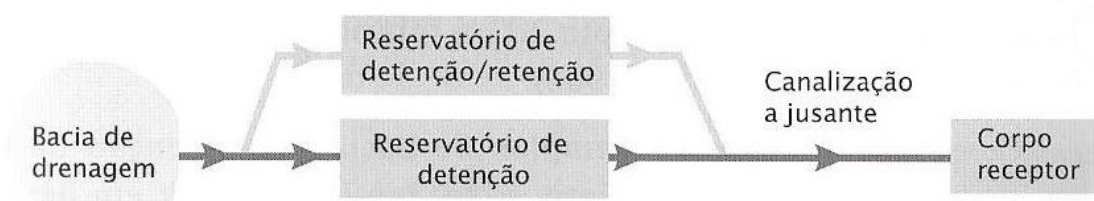


Figura 13 - Reservatórios on-line e off-line.

Fonte: Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes (Canholi, 2014).

Segundo Poertner (1974 apud Canholi, 2014, p. 69), a viabilidade econômica para a implantação destes reservatórios de controles de cheias se dá pela redução dos custos visando à otimização econômica dos projetos de drenagem urbana a serem executados e a possibilidade de reabilitar os sistemas já existentes.

A utilização da reservação em drenagem urbana transformou-se em um conceito multidisciplinar. O aspecto paisagístico adquire fundamental importância, principalmente, na viabilização social dessas obras. A aceitação pelas comunidades de tal tipo de obra guarda estreita relação com o sucesso da implantação, nesses locais, de áreas verdes e de lazer (Canholi, 2014, p. 71).

Tendo isso em vista, para obter uma lagoa hidraulicamente funcional e visualmente atraente e integrada com a sua área vizinha, deve-se buscar no projeto a transformação da área do entorno em um atrativo. A figura 14 mostra uma lagoa de

detenção projetada sem preocupação com a estética, enquanto a figura 15 mostra o caso oposto, onde a lagoa integra a paisagem de forma harmoniosa e atraente.



Figura 14 – Exemplo de reservatório sem a preocupação com a estética.

Fonte: Site Autodesk Infra Brasil Blog (Soethe, 2011).



Figura 15 - Exemplo de bacia de retenção off-line bem integrada com a paisagem.

Fonte: Site World Landscape Architecture (Holmes, 2011).

Essa última figura está localizada no RedFern Park em Minto, Austrália. No local da bacia de retenção foi criado um anfiteatro que contribui para o cenário cultural local. A lagoa visualmente mais atraente exigirá mais terras do que o projeto de engenharia recomenda. No entanto, a perda de algum espaço pode ser mais do que compensado pelo aumento de valor do projeto integrado, do espaço acessível e pela utilização recreativa do espaço aberto.

Uma forma de reduzir o espaço necessário para a lagoa é aumentar a sua profundidade levando em consideração a profundidade do lençol freático existente no local. Esta atividade pode envolver a movimentação de terra, de modo que o custo

versus benefício deve ser analisado. A estabilidade de taludes deve ser garantida no paramento de jusante da berma ou da represa. Além disso, alguma construção especial pode ser necessária para evitar a infiltração de águas subterrâneas, saturação e erosão.

A figura 16 mostra a bacia de retenção aberta na Avenida Polônia, Porto Alegre, RS. São utilizados taludes laterais suaves, de forma a evitar possíveis acidentes, coberto por grama ou construídos na forma de arquibancadas ou rampas lisas. A manutenção das bacias de retenção abertas é mais barata e econômica, pois o acesso é livre e os equipamentos necessários são facilmente obtidos.



Figura 16 - Exemplo de um reservatório projetado como área de lazer.
Fonte: Site Prefeitura de Porto Alegre (Departamento de Esgotos Pluviais, 2000)

Outro fator relevante no projeto desta estrutura é o tempo de retenção. O detalhamento técnico das estruturas de controle irá ditar as taxas de esvaziamento do reservatório. A retenção é dita normal quando o esvaziamento do reservatório ocorre pouco tempo após o início da enxurrada ou imediatamente após o término das chuvas. Uma bacia de retenção é classificada como de retenção estendida quando o volume fica armazenado de 24 a 48 horas, sendo o período de esvaziamento completo do reservatório em 24 horas após o período inicial de armazenamento.

3. Materiais e Métodos

3.1. Meio Físico

3.1.1. Clima

A região é atingida pela brisa marítima que vem do oceano Atlântico, tendo esse fluxo de vento como predominante quando da ausência de fenômenos transientes, como frentes frias e tempestades convectivas. Outro sistema meteorológico importante para a região é a Alta Pressão do Atlântico Sul (AAS). Este sistema permanente sobre o oceano influencia o estado do Rio de Janeiro, regulando a circulação atmosférica e a passagem de frente frias. As Zonas de Convergência do Atlântico Sul (ZCAS) também se fazem presente na região nos meses de verão. Tais sistemas provocam precipitação constante por vários dias e, conseqüentemente, aumento da nebulosidade na região no período (Nimer, 1989). A região também se encontrar circundada por um relevo montanhoso, o que pode provocar uma estagnação dos fluxos de ar. A umidade vinda com a brisa marítima pode condensar ao subir o relevo acidentado da região podendo provocar precipitação orográfica.

A região do empreendimento possui clima tropical úmido. Os dados de temperatura do ar foram obtidos para o posto do INMET, localizado no município de Rio de Janeiro. A média das temperaturas médias anuais é de 23.7°, com a média mínima em julho de 21.3° e média máxima em fevereiro com 26.5°. A precipitação total média anual é de 1773 mm.

A tabela 14 apresenta os valores médios mensais de temperatura, precipitação, umidade relativa do ar e insolação total, monitorados na estação climatológica do INMET, no município do Rio de Janeiro.

Tabela 14 - Dados climáticos.

Fonte: Site INMET (Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Município: Rio de Janeiro									
2	Latitude: 22,55 (S)	Longitude: 43,10 (W)		Altitude: 3,10 m		Período: 1973-1990		Nº da Estação Meteorológica: 83743		
3	Mês	T MIN [°C]	T MEDIA [°C]	T MAX [°C]	T MAX ABS [°C]	T MIN ABS [°C]	P TOTAL [MM]	P ALT MAX 24H [MM]	UMID REL [%]	INSOLAÇÃO TOTAL [h]
4	Jan	23,3	26,2	29,4	38.1-29/88	18.4-03/75	114,1	68.2-24/89	79,0	196,2
5	Fev	23,5	26,5	30,2	37.2-25/83	19.1-01/79	105,3	126.8-20/86	79,0	207,0
6	Mar	23,3	26,0	29,4	37.4-12/83	18.4-28/79	103,3	125.6-20/83	80,0	195,6
7	Abr	21,9	24,5	27,8	37.1-14/86	17.2-18/82	137,4	154.4-19/90	80,0	166,0
8	Mai	20,4	23,0	26,4	36.3-08/87	11.1-19/90	85,6	127.7-01/76	80,0	171,4
9	Jun	18,7	21,5	25,2	32.5-13/87	11.6-14/89	80,4	96.2-11/89	79,0	157,2
10	Jul	18,4	21,3	25,3	33.2-31/77	13.2-18/75	56,4	97.8-19/77	77,0	182,5
11	Ago	18,9	21,8	25,6	35.9-15/87	13.5-27/84	50,5	44.2-20/79	77,0	178,4
12	Set	19,2	21,8	25,0	37.2-29/81	13.7-16/90	87,1	57.4-09/83	79,0	136,9
13	Out	20,2	22,8	26,0	36.8-08/84	15.5-25/83	88,2	64.2-18/88	80,0	158,5
14	Nov	21,4	24,2	27,4	38.2-09/84	16.5-13/86	95,6	58.6-12/80	79,0	166,7
15	Dez	22,4	25,2	28,6	37.2-23/81	18.3-07/80	169,0	157.9-08/81	80,0	160,1
16	TOTAIS	21,0	23,7	27,2	38.9-01/03/78	11.1-19/05/90	1172,9	157.9-08/12/81	79,0	2078,5

3.2. Dados de projeto

Todos os dados de projeto foram retirados das plantas da área de estudo, cedidas pela Fundação Rio-Águas. A bacia do rio Faria foi dividida em sub-bacias numeradas de 1 a 10, conforme figura 17.

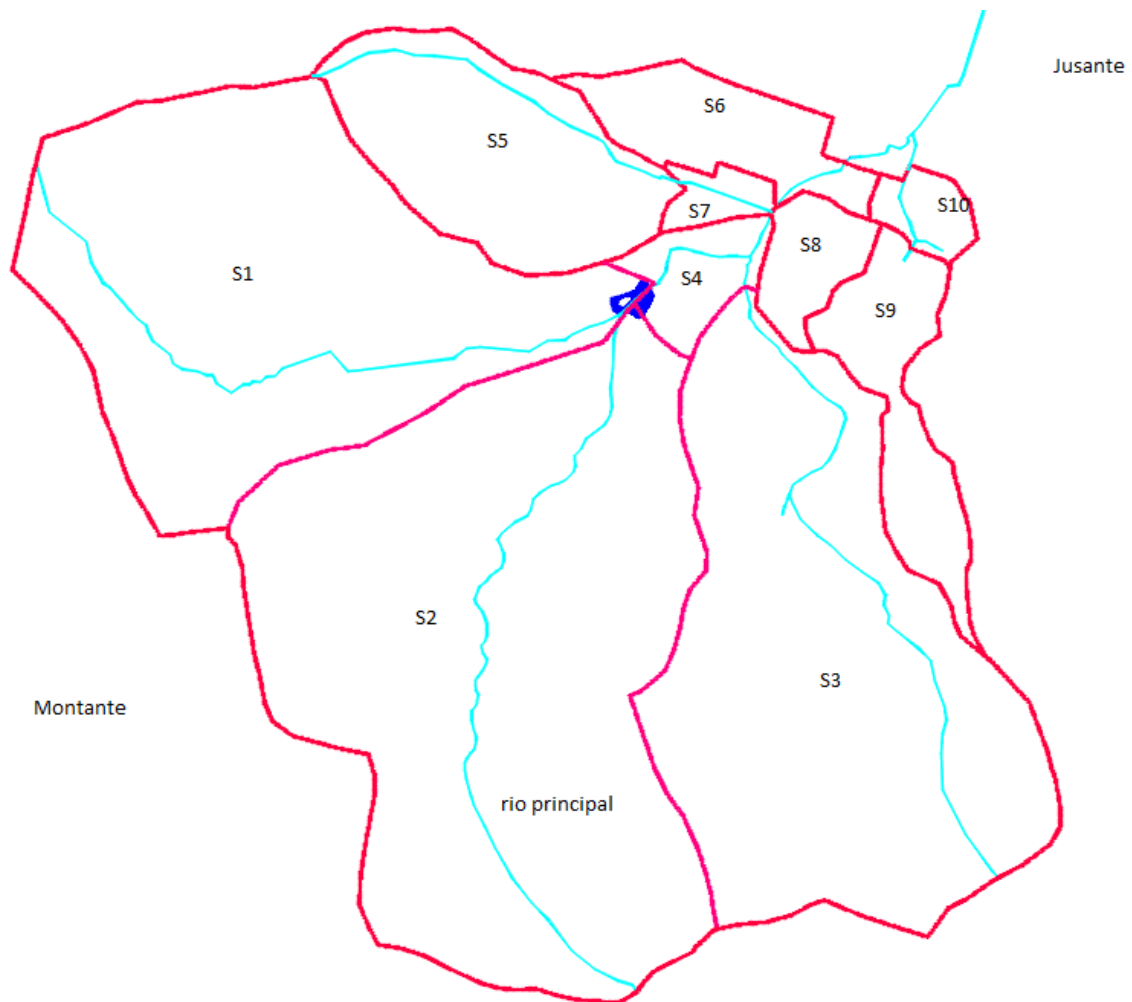


Figura 17 - Subdivisão da bacia.

A tabela 15 contém as propriedades das sub-bacias indicadas na figura anterior. Na linha 13 desta planilha, está indicado o total da área em hectare, o total da área em km² e o número curva ponderado para a bacia, respectivamente.

Tabela 15 - Propriedades das sub-bacias.

	A	B	C	D	G	H	I	J	K	L	M
1		Áreas das sub-bacias		L _{TALVEGUE}	Larg. ₃	Des.	Dec.	% imper.	"n" coef. Manning		CN
2		hectare	km ²	m	m	m	%	%	Imper.	Perm.	-
3	S1	44.00	0.44	1257	30	387	30.8	65.3	0.024	0.400	77
4	S2	64.12	0.64	1404	30	410	29.2	72.6	0.024	0.400	79
5	S3	45.90	0.46	1238	30	410	33.1	85.2	0.024	0.240	79
6	S4	3.57	0.04	144	30	5	3.5	70.0	0.013	0.130	79
7	S5	15.37	0.15	175	30	15	8.6	26.0	0.024	0.400	77
8	S6	8.55	0.09	147	30	2	1.6	95.0	0.013	0.050	79
9	S7	1.51	0.02	163	30	3	1.7	100.0	0.013	-	81
10	S8	3.29	0.03	309	30	14	4.4	100.0	0.013	-	81
11	S9	7.65	0.08	325	30	31	9.4	80.0	0.024	0.400	79
12	S10	1.93	0.02	184	30	5	2.7	58.5	0.013	0.050	81
13		195.89	1.96								79.2

A coluna G indica a largura característica das sub-bacias. O valor adotado para esta propriedade neste estudo, que avalia o efeito da implantação de bacia de retenção on-line seca por gravidade, foi de 30m. Este valor corresponde a distância percorrida pelo fluxo em regime laminar, até o fluxo se concentrar em um pequeno canalículo. Tal valor varia conforme o tipo de solo encontrado na região de estudo. O valor adotado está baseado no comentário a seguir:

See Chapter 17 of "Modern Methods for Modeling the Management of Stormwater Impacts" (1995). Mark TenBroek and I discussed the issue of using the width parameter for routing for large subcatchments. We think that issue applies to rural areas as well, though have no actual data to prove our approach for that type of application. [Our contention is that sheet flow rarely occurs for more than 50 to 100 feet - various SCS studies suggest flows will resolve to rivulet/channelized flow in that distance. Using the width parameter to provide desired attenuation thus can over-estimate infiltration (for large subareas in urban settings).] There has been a fair amount of subsequent discussion on this forum regarding the application of SWMM to rural areas as well,

though I'm not sure how many case studies with data has been documented. (Brink, 2014)

3.3. Tempo de concentração

A partir dos dados da tabela 15, foi calculado o tempo de concentração da bacia na tabela 16. Esta última apresenta um resumo do cálculo realizado.

Tabela 16 - Cálculo do tempo de concentração.

	A	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD
1		t_1 : George Ribeiro	t_1 : Kirpch		t_2 : Kerby	t_e	t_p : Método Cinemático	t_c	
2		min	teste	min	min	min	min	min	h
3	S1	17,88	Inválido	0,00	0,27	18,16	0	18,16	0,303
4	S2	19,72	Inválido	0,00	0,29	20,01	0	20,01	0,334
5	S3	16,88	Inválido	0,00	0,14	17,01	0	17,01	0,284
6	S4	0	Inválido	0,00	0	0	0,81	0,81	0,013
7	S5	2,85	Ok	0,19	0,14	2,99	0	2,99	0,050
8	S6	0	Inválido	0,00	0	0	1,23	1,23	0,020
9	S7	0	Inválido	0,00	0	0	0,97	0,97	0,016
10	S8	0	Inválido	0,00	0	0	1,13	1,13	0,019
11	S9	5,11	Ok	0,29	0,05	5,15	0	5,15	0,086
12	S10	2,92	Inválido	0,00	0,24	3,16	0	3,16	0,053

A coluna X possui um teste de validade para utilização da fórmula de Kirpch, a condição é que o trecho do rio considerado em cada linha tenha declividade de 3 a 10% e a área da sub-bacia seja de no máximo 0,5 km². Se forem atendidas estas condições, a célula indica “OK” e a coluna Y tem o valor calculado, caso contrário retorna “Inválido”.

A seguir, na tabela 17, estão as hipóteses consideradas para adotar o tempo de concentração. As linhas 14 e 15 da planilha indicam os totais encontrados. Sendo assim, a hipótese 2 foi adotada por possuir o maior valor do tempo de concentração e, portanto, o percurso do rio é S2→S4→S6 e o respectivo valor do tempo de concentração adotado é de 23 minutos.

Tabela 17 - Hipóteses para valor do tempo de concentração.

	AF	AG	AH	AI	AJ	AK
1		t_c		hipóteses		
2				1	2	3
3		min	h	min	min	min
4	S1	18,16	0,303	18,16	-	-
5	S2	20,01	0,334	-	20,01	-
6	S3	17,01	0,284	-	-	17,01
7	S4	0,81	0,013	0,81	0,81	0,81
8	S5	2,99	0,050	-	-	-
9	S6	1,23	0,020	1,23	1,23	1,23
10	S7	0,97	0,016	-	-	-
11	S8	1,13	0,019	-	-	-
12	S9	15,86	0,264	-	-	-
13	S10	3,16	0,053	-	-	-
14		Total		20,19	22,04	19,05
15		Total arredondado		21,00	23,00	20,00

3.4. Intensidade pluviométrica

De acordo com a figura 6 (Área de influência das equações IDF do município do Rio de Janeiro), a área de estudo está sob a influência do pluviômetro de Benfica. Os dados referentes a referida estação encontram-se na figura 18.

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Benfica	7.032	0,15	29,6	1,141	Rio-Águas (2006)

Figura 18 - Dados do pluviômetro de Benfica para equação IDF.

Fonte: Adaptado da Instrução Técnica Rio-Água (Rio-Águas, 2010).

O cálculo da intensidade pluviométrica pode ser visto na tabela 18, para diferentes durações de chuva e tempos de recorrência. A duração da chuva de projeto é de no mínimo 23 min (igual ao t_c) e no máximo 46 min (dobro do t_c), e foi adotado o valor de 30 min. O tempo de recorrência indicado pela Rio-Águas deve ser de 25 anos. Logo, a intensidade pluviométrica correspondente é de 107,5 mm/h. Já na tabela 19, foi calculada a precipitação a partir da tabela de intensidade pluviométrica.

Tabela 18 - Intensidade pluviométrica.

	A	B	C	D	E	F	G
7	Intensidade Pluviométrica [mm/h]						
8		Período de retorno [anos]					
9	Duração [min]	5	10	20	25	50	100
10	23	97,3	108,0	119,8	123,9	137,5	152,6
11	30	84,4	93,7	103,9	107,5	119,2	132,3
12	46	64,3	71,4	79,2	81,9	90,9	100,9

Tabela 19 - Precipitação.

	I	J	K	L	M	N	O
7	Precipitação [mm]						
8		Período de retorno [anos]					
9	Duração [min]	5	10	20	25	50	100
10	23	37,3	41,4	45,9	47,5	52,7	58,5
11	30	42,2	46,8	52,0	53,7	59,6	66,1
12	46	49,3	54,7	60,7	62,8	69,7	77,3

3.5. Desagregação temporal da chuva

A desagregação temporal da chuva foi feita com o auxílio do programa Hydro-Flu. A tabela 20 mostra os valores gerados pelo programa e, em seguida, foi gerado o respectivo hietograma e hidrograma (figura 19).

Os dados básicos para execução do modelo Hidro-Flu:

Área da bacia: 1,96 km²

Nome do rio principal: Faria

Comprimento do rio principal: 1,695 km

Velocidade média do rio principal no estirão: 1,25 m/s

Declividade média: 0,248 m/m

Desnível entre o ponto mais elevado e o exutório: 420 m

Coef. de cobertura vegetal da bacia: 0,29

Tempo de concentração: 30 min

Descarga de base: 0 m³/s

Intervalo de tempo: 5 min

Número de intervalos de tempo: 6

Número de subdivisões do intervalo: 60

Método de criação da chuva de Projeto: Eq. IDF Clássica

Tempo de recorrência: 25 anos

Local: Benfica (RJ)

Coeficiente A: 0,188

Coeficiente B: 0,7897

Coeficiente C: 17

Coeficiente K: 997,85

Chuva reduzida em função da área de drenagem

Distribuição temporal: Método do Bureau of Reclamation

Método de separação da chuva efetiva: Método SCS (CN)

Curve Number (CN): 79,2

Coeficiente K: 0,2

Vazão de pico do hidrograma amortecida superficialmente

Coeficiente de depleção: 593 s

Coeficiente Beta: 1,67

Tabela 20 - Desagregação temporal da chuva.

	A	B	C	D
2	Intervalo	Tempo		Altura
3	-	s	min	mm
4	1	300	5	3,9
5	2	600	10	5,6
6	3	900	15	9,3
7	4	1200	20	13,3
8	5	1500	25	7,0
9	6	1800	30	4,6

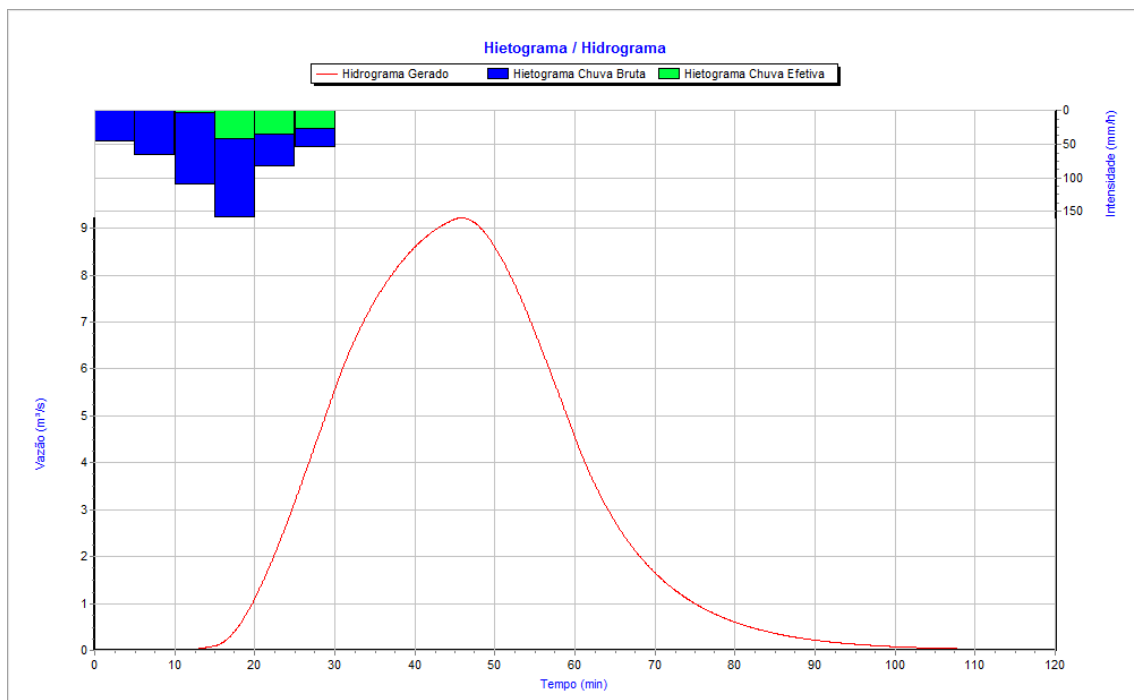


Figura 19 - Hietograma e Hidrograma gerados pelo Hidro-Flu.

Na simulação do caso da drenagem no estado atual, o modelo gerou os seguintes resultados:

Tempo de duração da chuva: 30 min

Tempo de duração do escoamento: 20 min

Tempo de base do hidrograma: 1h 50min 10s

Vazão de pico do hidrograma: 9,22 m³/s

Tempo onde ocorre a vazão de pico: 45min 50s

4. Estudo de Casos

4.1. Considerações Iniciais

Como não foram obtidas informações sobre o sistema de drenagem existente e, também, como é sabido que é necessária uma intervenção no local devido ao problema de inundações, foi adotado como parâmetro de estudo, o caso 1.

Além disso, para os casos 2 e 3, serão estudadas as bacias de retenção on-line seca por gravidade, de forma a aproveitar as características locais das áreas de intervenção escolhidas.

4.2. Caso 1 – Medida Convencional

Neste primeiro caso, buscou-se simular a intervenção no sistema de drenagem com a medida convencional. A maior parte do percurso foi canalizado com seções abertas e revestidas em concreto, e priorizou-se o afastamento rápido das águas de chuva.

Para cada uma das 10 sub-bacias, mostradas na figura 20, foram executadas simulações numéricas com o modelo SWMM. Utilizou-se dados apresentados no capítulo 3 e interpretação das imagens de satélite apresentadas pelo Google Earth. Estas informações foram compatibilizadas com observações feitas no campo.

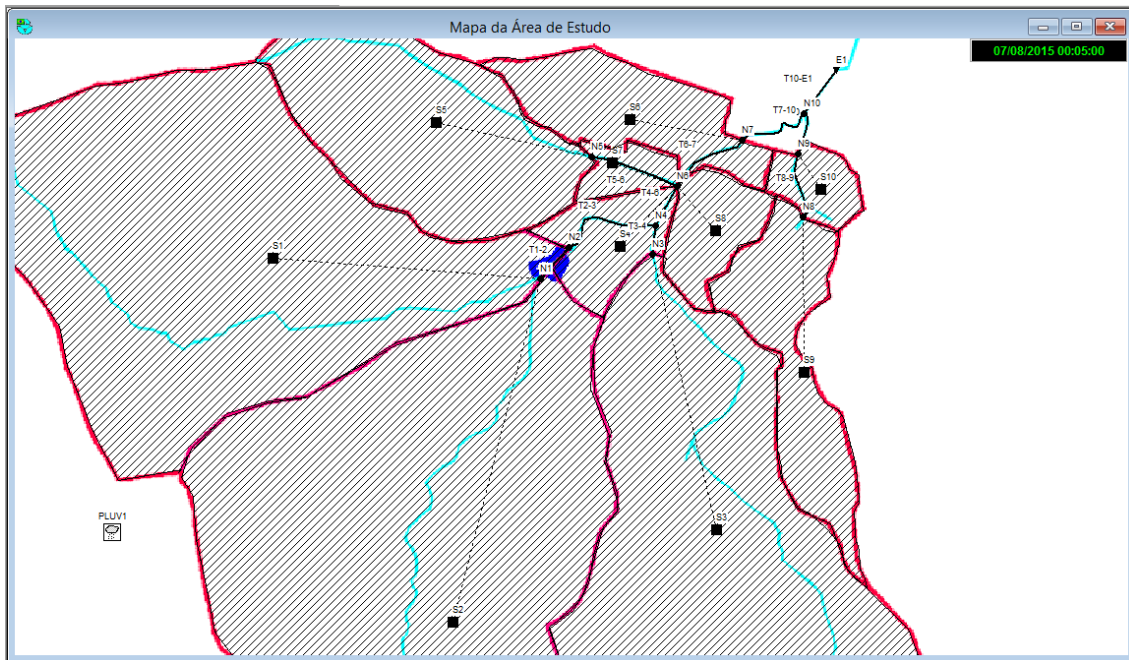


Figura 20 - Mapa da área de estudo do caso 1 gerado no SWMM.

Para as simulações foram utilizados valores correspondentes (tabela 15, capítulo 3) de área, largura equivalente de escoamento, número curva CN, declividade média e percentual de área impermeável. A tabela 21 apresenta mais dados inseridos no modelo e também outros valores calculados no programa para o caso 1.

Tabela 21 - Dados caso 1.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Caso 1 - Medida Convencional											
2		Nós	Comp.	Forma	Tipo	Revest.	"n" coef. de Manning	Dimensões		Desn.	Declividade	
3	Trecho	-	m	-	-	-	-	h	b	m	m/m	%
4	T1-2	N1	68	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	3.00	0.044	4.4
5		N2										
6	T2-3	N2	212	retangular	aberto	concreto	0.015	1	1.5	2.71	0.013	1.3
7		N4										
8	T3-4	N3	55	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	0.71	0.013	1.3
9		N4										
10	T4-6	N4	92	retangular	aberto	concreto	0.015	1	2	2.29	0.025	2.5
11		N6										
12	T5-6	N5	200	retangular	aberto	concreto	0.015	0.5	1	3.00	0.015	1.5
13		N6										
14	T6-7	N6	150	retangular	aberto	concreto	0.015	1.25	2	2.16	0.014	1.4
15		N7			aberto	concreto	0.015					
16	T8-9	N8	170	retangular	aberto	concreto	0.015	0.5	1	5.50	0.032	3.2
17		N9			aberto	concreto	0.015					
18	T9-10	N9	130	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1	1.50	0.012	1.2
19		N10										
20	T7-10	N7	95	retangular	fechado	concreto	0.015	1.25	2	1.84	0.019	1.9
21		N10		retangular	aberto	concreto	0.015					
22	T10-E1	N10	400	retangular	aberta	concreto	0.015	1.75	2.5	1.60	0.004	0.4
23		E1										

As seções indicadas foram as mais econômicas, de forma a não sobrecarregar nem inundar nenhum nó ou conduto do sistema proposto. Foi utilizado o método de tentativa e erro, seguido de algumas simulações e análise do relatório de estado, gerado pelo programa para encontrar as seções mais eficientes para este caso. As velocidades e profundidades máximas do escoamento foram inseridas na tabela 22.

Tabela 22 - Velocidades e profundidades máximas de escoamento, e cálculo da borda livre mínima.

Cálculo da borda livre TR 25 anos					
	v	Y	h_{fb}	$h_{fb,ARRED}$	Profundidade
Trecho	m/s	m	m	m	m
T1-2	6.68	0.59	0.82	0.90	1.65
T2-3	4.21	0.93	0.76	0.80	1.80
T3-4	3.61	0.58	0.72	0.80	1.55
T4-6	5.99	0.93	0.83	0.90	1.90
T5-6	2.73	0.31	0.68	0.70	0.70
T6-7	5.19	1.09	0.81	0.90	2.15
T8-9	3.82	0.28	0.70	0.80	1.30
T9-10	2.85	0.5	0.69	0.70	1.45
T7-10	5.92	1.09	0.84	0.90	2.15
T10-E1	3.39	1.63	0.76	0.80	2.55
	4.44	0.79			1.72

As células em vermelho indicam os trechos onde alcançaram velocidades superiores às admissíveis, indicadas no Manual da Fundação Rio-Águas, e apresentadas no capítulo 2 deste trabalho. Na quarta coluna foi calculada a borda livre mínima. A última linha desta mesma tabela, contém células em amarelo onde foram calculadas as médias das velocidades máxima, profundidades máxima e as profundidades totais do conduto, respectivamente.

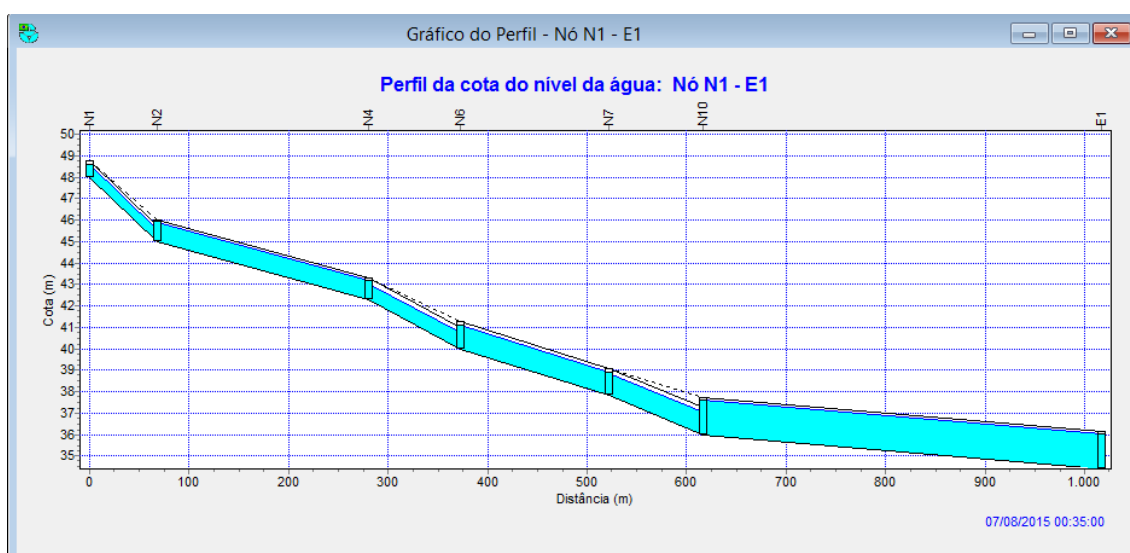


Figura 21 - Perfil da cota do nível d'água no trecho principal do rio Faria (Caso 1).

A figura 21 apresenta os perfis do terreno e da linha d'água no instante de fluxo máximo dentro dos condutos no instante máximo (t = 35min para o trecho T1-2 entre os nós N1 e N2).

Como não há nenhum offset de entrada e de saída nos trechos, a profundidade de água dos nós representa a profundidade de escoamento nos trechos. A figura 22 é a síntese desses valores para o caso 1.

```
*****
Síntese da Profundidade de Água dos Nós
*****
```

Nó	Tipo	Prof. Média Metros	Prof. Máxima Metros	Piez. Máxima Metros	Instante Max Ocorrência dia h:min
N1	JUNCTION	0.19	0.59	48.59	0 00:35
N2	JUNCTION	0.29	0.93	45.93	0 00:35
N3	JUNCTION	0.19	0.58	43.58	0 00:35
N4	JUNCTION	0.29	0.93	43.22	0 00:35
N5	JUNCTION	0.05	0.31	43.31	0 00:30
N7	JUNCTION	0.32	1.09	38.93	0 00:35
N8	JUNCTION	0.05	0.28	43.28	0 00:30
N9	JUNCTION	0.08	0.50	38.00	0 00:30
N10	JUNCTION	0.44	1.63	37.63	0 00:35
N6	JUNCTION	0.32	1.09	41.09	0 00:35
E1	OUTFALL	0.44	1.63	36.03	0 00:36

Figura 22 - Síntese da profundidade de água dos nós apresentada no Relatório de Estado para o caso 1.

 Síntese do Fluxo dos Trechos

Trecho	Tipo	Fluxo Maximo CMS	Inst. da Max Ocorrência dia h:min	Veloc Máxima m/seg	Fluxo Max/ Cheio	Prof. Max/ Prof.
T1-2	CONDUIT	5.877	0 00:35	6.68	0.72	0.78
T2-3	CONDUIT	5.854	0 00:35	4.21	0.91	0.93
T3-4	CONDUIT	3.142	0 00:35	3.61	0.71	0.78
T4-6	CONDUIT	8.977	0 00:35	5.99	0.68	0.75
T5-6	CONDUIT	0.852	0 00:30	2.73	0.53	0.63
T6-7	CONDUIT	11.274	0 00:35	5.19	0.83	0.87
T8-9	CONDUIT	1.070	0 00:31	3.82	0.45	0.56
T9-10	CONDUIT	1.434	0 00:31	2.85	0.60	0.67
T7-10	CONDUIT	12.309	0 00:35	5.92	0.79	0.83
T10-E1	CONDUIT	13.631	0 00:36	3.39	0.91	0.93

Figura 23 - Síntese do fluxo dos trechos no Relatório do Estado da Simulação para o caso 1.

4.3. Caso 2 – Simulação da drenagem com bacia de retenção on-line a montante (Reservatório 1)

Neste segundo caso, um reservatório de retenção foi projetado no lago já existente dentro do Clube Country do Várzea. A unidade de armazenamento foi colocada entre os nós N1 e N2 de forma a gerar um hidrograma afluente e efluente, para analisar o efeito do amortecimento gerado pela bacia de retenção on-line. O eixo do barramento estaria localizado transversalmente ao rio, onde já existe um barramento detectado na visita de campo. Na figura 24, é possível observar pela coloração da água, que o lago se encontra assoreado e, portanto, não funciona para controlar cheias, melhorar a qualidade da água, nem como área de lazer ou elemento paisagístico.



Figura 24 - Reservatório 1, caso 2.

Além disso, figura 24 apresenta uma vista detalhada da região proposta para a construção da bacia de detenção, onde no nó N1 (a montante do lago) há a confluência dos exutório das sub-bacias S1 e S2, e a jusante no nó N2 está o barramento transversal ao curso d'água, próximo à entrada do Clube. A curva de armazenamento do reservatório 1 é mostrada na figura 25.

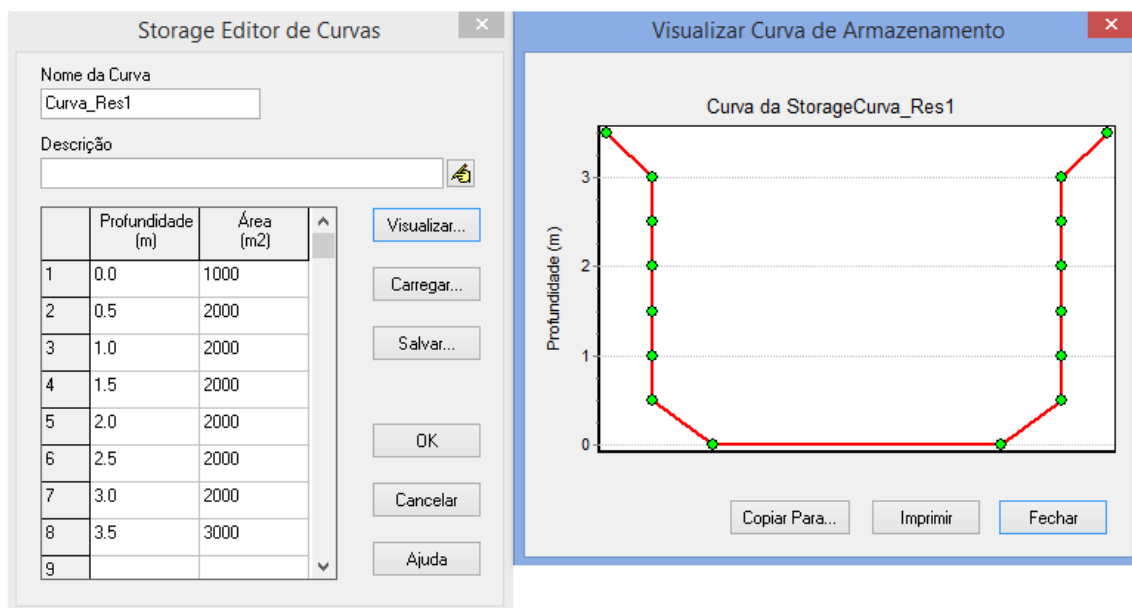


Figura 25 - Curva de armazenamento do Reservatório 1.

Como pode ser observado na curva de armazenamento (figura 25) e na figura 24, a área da bacia de detenção 1 é de 2000 m², com um volume de 6000 m³.

A título de comparação, é apresentada a tabela abaixo apenas com as mudanças no trecho do sistema, as seções foram mantidas. A linha amarela mostra o trecho modificado.

Tabela 23 - Dados caso 2.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Caso 2 - Bacia de detenção on-line a montante (com espelho d'água)											
2		Nós	Comp.	Forma	Tipo	Revest.	"n" coef. de Manning	Dimensões		Desn.	Declividade	
3	Trecho	-	m	-	-	-	-	h	b	m	m/m	%
4	T1-Res1	N1	50	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	3.00	0.060	6.0
5		Res1										
6	T2-3	N2	212	retangular	aberto	concreto	0.015	1	1.5	2.71	0.013	1.3
7		N4										
8	T3-4	N3	55	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	0.71	0.013	1.3
9		N4										
10	T4-6	N4	92	retangular	aberto	concreto	0.015	1	2	2.29	0.025	2.5
11		N6										
12	T5-6	N5	200	circular	fechado	concreto	0.015	0.5	1	3.00	0.015	1.5
13		N6										
14	T6-7	N6	150	retangular	aberto	concreto	0.015	1.25	2	2.16	0.014	1.4
15		N7			aberto	concreto	0.015					
16	T8-9	N8	170	retangular	aberto	concreto	0.015	0.5	1	5.50	0.032	3.2
17		N9			aberto	concreto	0.015					
18	T9-10	N9	130	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1	1.50	0.012	1.2
19		N10										
20	T7-10	N7	95	retangular	fechado	concreto	0.015	1.25	2	1.84	0.019	1.9
21		N10		retangular	aberto	concreto	0.015					
22	T10-E1	N10	400	retangular	aberta	concreto	0.015	1.75	2.5	1.60	0.004	0.4
23		E1										

Feita a simulação, foram calculadas as velocidades e profundidades máximas. E, assim como no primeiro caso, a partir delas calculou-se a borda livre mínima. Os resultados estão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 24 - Velocidades e profundidades máximas de escoamento, e cálculo da borda livre mínima.

Cálculo da borda livre TR 25 anos					
	v	Y	h_{fb}	$h_{fb,ARRED}$	Profundidade
Trecho	m/s	m	m	m	m
T1-Res1	-	-	-	-	-
T2-3	3.98	0.78	0.75	0.80	1.80
T3-4	3.61	0.58	0.72	0.80	1.55
T4-6	5.61	0.78	0.80	0.90	1.90
T5-6	2.73	0.31	0.68	0.70	1.20
T6-7	4.79	0.86	0.78	0.80	2.05
T8-9	3.82	0.28	0.70	0.80	1.30
T9-10	2.85	0.5	0.69	0.70	1.45
T7-10	5.46	0.86	0.80	0.90	2.15
T10-E1	3.11	1.27	0.73	0.80	2.55
	4.00	0.69			1.77

O trecho T1-res1 não possui valores, pois apenas foi inserido para gerar hidrogramas afluentes e efluentes ao reservatório. A seguir, na figura 26 e figura 27, são mostradas as sínteses do fluxo dos trechos e síntese das profundidades de escoamento, geradas pelo relatório de simulação.

 Síntese do Fluxo dos Trechos

Trecho	Tipo	Fluxo Maximo CMS	Inst. da Max Ocorrência dia h:min	Veloc Máxima m/seg	Fluxo Max/ Cheio	Prof. Max/ Prof.
T2-3	CONDUIT	4.652	0 00:47	3.98	0.72	0.78
T3-4	CONDUIT	3.142	0 00:35	3.61	0.71	0.78
T4-6	CONDUIT	7.155	0 00:46	5.61	0.54	0.64
T5-6	CONDUIT	0.852	0 00:30	2.73	0.53	0.63
T6-7	CONDUIT	8.225	0 00:44	4.79	0.61	0.69
T8-9	CONDUIT	1.070	0 00:31	3.82	0.45	0.56
T9-10	CONDUIT	1.434	0 00:31	2.85	0.60	0.67
T7-10	CONDUIT	8.982	0 00:44	5.46	0.57	0.66
T10-E1	CONDUIT	9.772	0 00:45	3.11	0.65	0.72
T1-Res1	CONDUIT	5.882	0 00:35	7.46	0.62	0.70
Orificio_Res1	ORIFICE	0.599	0 00:47			
Vertedor_Res1	WEIR	4.056	0 00:47			0.00

Figura 26 - Síntese do fluxo dos trechos, caso 2.

 Síntese da Profundidade de Água dos Nós

Nó	Tipo	Prof. Média Metros	Prof. Máxima Metros	Piez. Máxima Metros	Instante Max Ocorrência dia h:min
N2	JUNCTION	0.28	0.78	45.78	0 00:47
N3	JUNCTION	0.19	0.58	43.58	0 00:35
N4	JUNCTION	0.30	0.78	43.07	0 00:47
N5	JUNCTION	0.05	0.31	43.31	0 00:30
N7	JUNCTION	0.31	0.86	38.70	0 00:44
N8	JUNCTION	0.05	0.28	43.28	0 00:30
N9	JUNCTION	0.08	0.50	38.00	0 00:30
N10	JUNCTION	0.43	1.27	37.27	0 00:43
N6	JUNCTION	0.31	0.86	40.86	0 00:44
N1	JUNCTION	0.17	0.53	48.53	0 00:35
E1	OUTFALL	0.43	1.26	35.66	0 00:45
Res1	STORAGE	1.97	2.73	47.73	0 00:47

Figura 27 - Profundidade de escoamento do caso 2.

A figura 28 apresenta a curva de enchimento e esvaziamento da bacia de detenção.

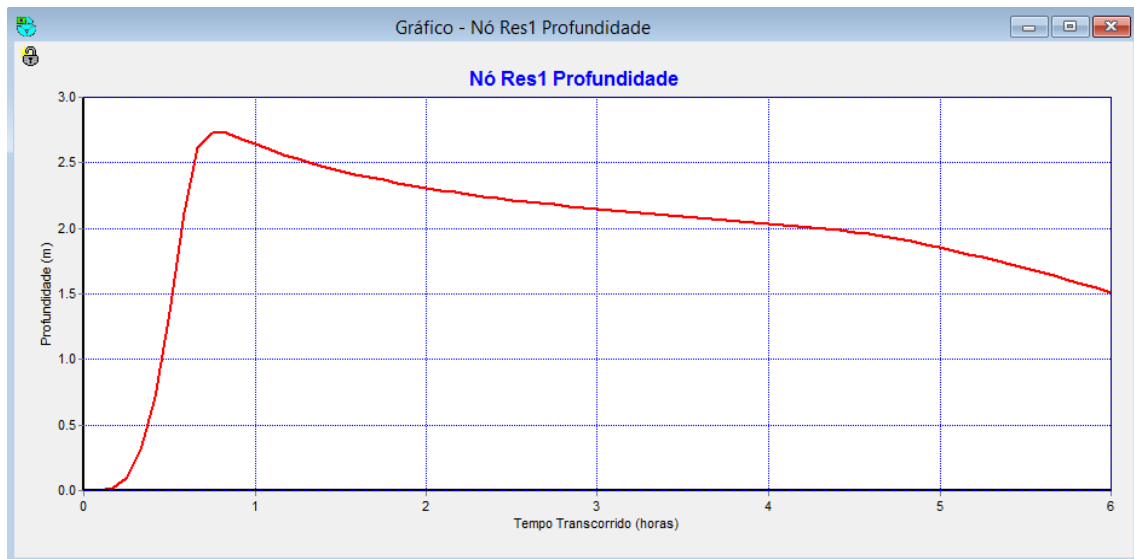


Figura 28 - Curva de enchimento e esvaziamento do reservatório 1.

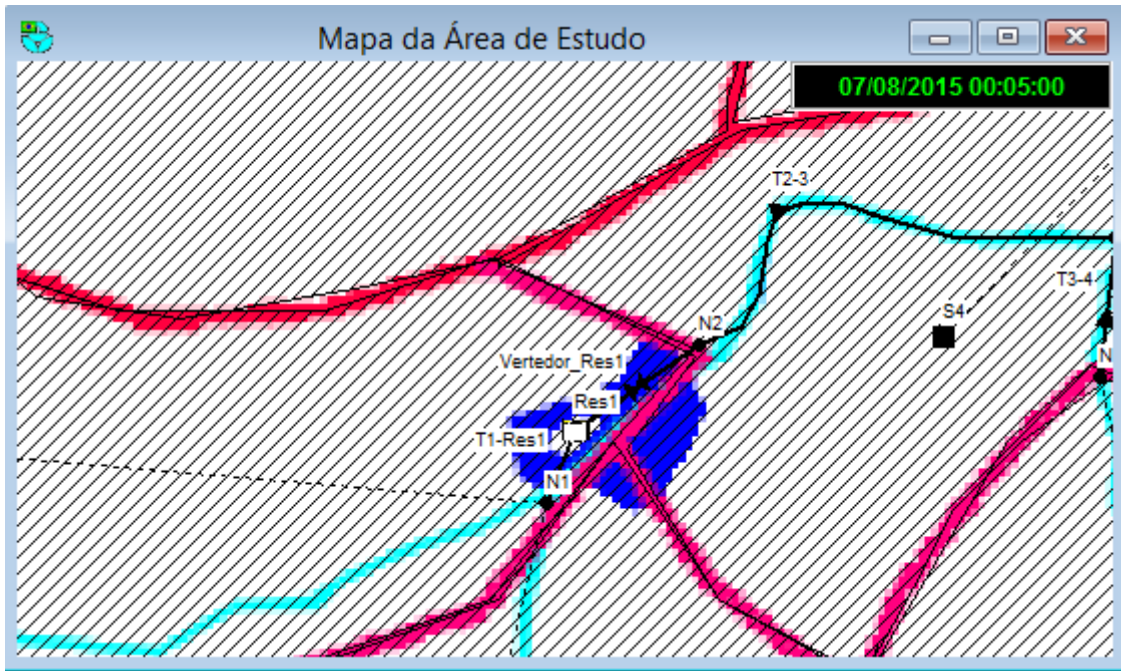


Figura 29 - Localização do Reservatório 1 (Res1) no mapa da área de estudo modelado no SWMM.

A figura 30 mostra o impacto da construção da bacia de detenção no retardamento e abatimento da vazão máxima dos hidrogramas simulados.

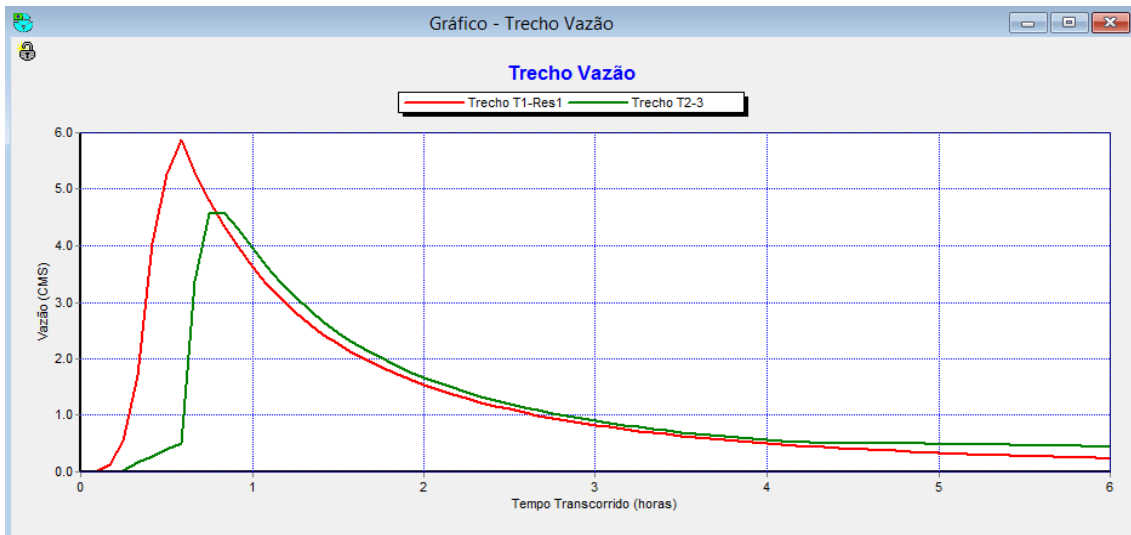


Figura 30 - A curva em vermelho indica o hidrograma afluente ao reservatório e a curva em verde o hidrograma efluente.

4.4. Caso 3 – Simulação da drenagem com duas bacias de retenção on-line

Neste terceiro caso, bacia de retenção 1 foi mantida com o objetivo de reter sedimentos e reduzir a manutenção na bacia de retenção 2. Para isso, foi colocada com profundidade inicial de 1,0 m. Além disso, foi projetada uma outra bacia de retenção no interior da sub-bacia 6. Este reservatório deverá ficar entre as ruas Fontoura Chaves e da Pátria, próxima à subestação da Light. Será formada por uma área de 4000 m², aproximadamente meio campo de futebol (100m x 40m), com profundidade máxima de 2,16m, aproveitando a topografia local. O volume, portanto, é de 8640 m³. A figura 31 abaixo mostra localização deste reservatório 2.

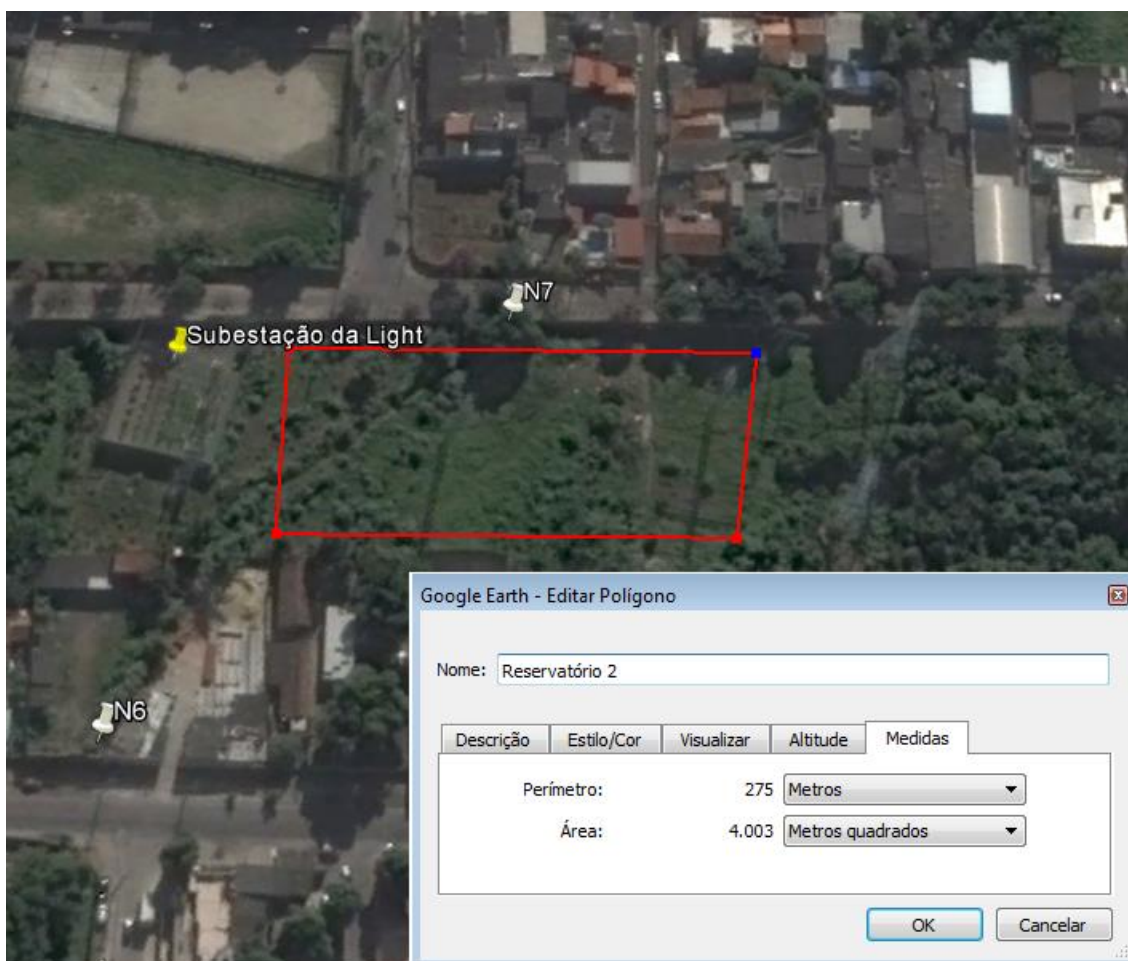


Figura 31 - Reservatório 2.

Nesta situação, será necessária a construção de um barramento para conter o escoamento. O dimensionamento desta bacia será obtido pelo produto da área

superficial versus a diferença de cota entre a cota de entrada no reservatório e a cota da estrutura de controle das vazões efluentes da bacia.

Abaixo, na figura 31, é possível ver a curva de armazenamento do reservatório 2.

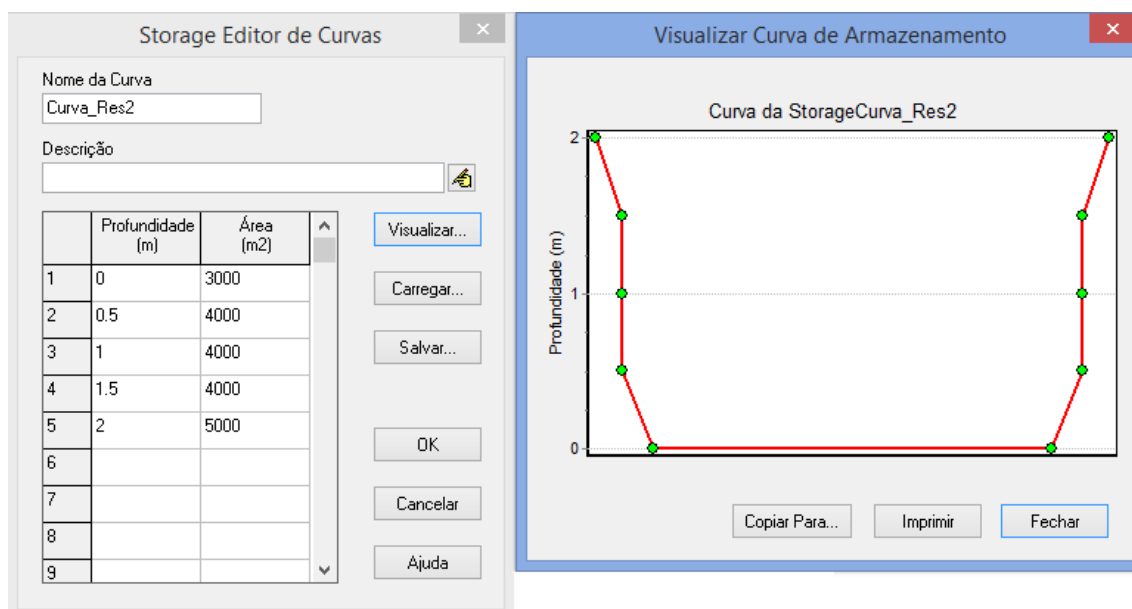


Figura 32 - Curva de armazenamento do reservatório 2.

Existe também a possibilidade de realizar o controle das vazões efluentes da bacia de detenção pelo fundo ou pela superfície, ou pela conjugação dos dois casos anteriores. O controle pelo fundo é normalmente feito pela instalação de orifícios circulares, como foi simulado no caso 2 e caso 3. O controle pela superfície é feito pela construção de vertedores livres ou controlado por comportas. No caso especial deste projeto, recomenda-se a utilização de dispositivos sem controle mecânico ou automático, tanto dos orifícios quanto dos vertedores.

A título de comparação, é apresentada a tabela abaixo (tabela 25) apenas com as mudanças no trecho do sistema, as seções foram mantidas. A linha amarela mostra o trecho modificado.

Tabela 25 - Dados caso 3.

Caso 3 - Bacia de detenção on-line a montante (Res. 1: com espelho d'água) e a jusante (Res. 2: seca)												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
		Nós	Comprimento	Forma	Tipo	Revestimento	"n" coef. de Manning	Dimensões		Desnivel	Declividade	
Trecho	-	-	m	-	-	-	-	h	b	m	m/m	%
T1-Res1	N1	50	50	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	3.00	0.060	6.0
	Res1											
T2-3	N2	212	212	retangular	aberto	concreto	0.015	1	1.5	2.71	0.013	1.3
	N4											
T3-4	N3	55	55	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1.5	0.71	0.013	1.3
	N4											
T4-6	N4	92	92	retangular	aberto	concreto	0.015	1	2	2.29	0.025	2.5
	N6											
T5-6	N5	200	200	circular	fechado	concreto	0.015	0.5	1	3.00	0.015	1.5
	N6											
T6-Res2	N6	55	55	retangular	aberto	concreto	0.015	1.25	2	2.16	0.039	3.9
	Res2				aberto	concreto	0.015					
T8-9	N8	170	170	retangular	aberto	concreto	0.015	0.5	1	5.50	0.032	3.2
	N9				aberto	concreto	0.015					
T9-10	N9	130	130	retangular	aberto	concreto	0.015	0.75	1	1.50	0.012	1.2
	N10											
T7-10	N7	95	95	retangular	fechado	concreto	0.015	1.25	2	1.84	0.019	1.9
	N10			retangular	aberto	concreto	0.015					
T10-E1	N10	400	400	retangular	aberta	concreto	0.015	1.75	2.5	1.60	0.004	0.4
	E1											

Feita a simulação, foram calculadas as velocidades e profundidades máximas. E, assim como no primeiro caso, a partir delas calculou-se a borda livre mínima. Os resultados estão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 26 - Velocidade máxima, profundidade de escoamento máxima e cálculo da borda livre mínima.

Cálculo da borda livre TR 25 anos					
	v	Y	h_{fb}	$h_{fb,ARRED}$	Profundidade
Trecho	m/s	m	m	m	m
T1-Res1	-	-	-	-	-
T2-3	4.06	0.83	0.75	0.80	1.80
T3-4	3.61	0.58	0.72	0.80	1.55
T4-6	5.74	0.83	0.81	0.90	1.90
T5-6	2.73	0.31	0.68	0.70	1.20
T6-Res2	-	-	-	-	-
T8-9	3.82	0.28	0.70	0.80	1.30
T9-10	2.85	0.50	0.69	0.70	1.45
T7-10	5.42	0.81	0.80	0.80	2.05
T10-E1	3.07	1.23	0.73	0.80	2.55
	3.91	0.67			1.73

Os trecho T1-res1 e T6-Res2 não possuem valores, pois apenas foi inserido para gerar hidrogramas afluentes e efluentes ao reservatório. A seguir, na figura 33 e figura

34, são mostradas as sínteses do fluxo dos trechos e síntese das profundidades de escoamento, geradas pelo relatório de simulação.

```

*****
Síntese do Fluxo dos Trechos
*****

```

Trecho	Tipo	Fluxo Maximo CMS	Inst. da Max Ocorrência dia h:min	Veloc Máxima m/seg	Fluxo Max/ Cheio	Prof. Max/ Prof.
T2-3	CONDUIT	5.037	0 00:43	4.06	0.78	0.83
T3-4	CONDUIT	3.142	0 00:35	3.61	0.71	0.78
T4-6	CONDUIT	7.747	0 00:42	5.74	0.58	0.67
T5-6	CONDUIT	0.852	0 00:30	2.73	0.53	0.63
T8-9	CONDUIT	1.070	0 00:31	3.82	0.45	0.56
T9-10	CONDUIT	1.434	0 00:31	2.85	0.60	0.67
T7-10	CONDUIT	8.756	0 00:49	5.42	0.56	0.65
T10-E1	CONDUIT	9.366	0 00:50	3.07	0.63	0.70
T1-Res1	CONDUIT	5.882	0 00:35	7.46	0.62	0.70
T6-Res2	CONDUIT	10.144	0 00:38	7.30	0.45	0.56
Orificio_Res1	ORIFICE	0.603	0 00:43			
Orificio_Res2	ORIFICE	0.516	0 00:49			
Vertedor_Res1	WEIR	4.436	0 00:43			0.00
Vertedor_Res2	WEIR	8.240	0 00:49			0.00

Figura 33 - Síntese dos fluxos nos trechos caso 3.

 Síntese da Profundidade de Água dos Nós

Nó	Tipo	Prof. Média Metros	Prof. Máxima Metros	Piez. Máxima Metros	Instante Max Ocorrência dia h:min
N2	JUNCTION	0.29	0.83	45.83	0 00:43
N3	JUNCTION	0.19	0.58	43.58	0 00:35
N4	JUNCTION	0.30	0.83	43.12	0 00:43
N5	JUNCTION	0.05	0.31	43.31	0 00:30
N7	JUNCTION	0.28	0.81	38.65	0 00:49
N8	JUNCTION	0.05	0.28	43.28	0 00:30
N9	JUNCTION	0.08	0.50	38.00	0 00:30
N10	JUNCTION	0.42	1.23	37.23	0 00:48
N6	JUNCTION	0.26	0.70	40.70	0 00:38
N1	JUNCTION	0.17	0.53	48.53	0 00:35
E1	OUTFALL	0.42	1.22	35.62	0 00:50
Res1	STORAGE	2.05	2.78	47.78	0 00:43
Res2	STORAGE	1.35	2.03	39.87	0 00:49

Figura 34 - Síntese da profundidade nos trechos caso 3.

A figura 35 apresenta o resultado da simulação para o caso semelhante ao caso 2, onde foi escolhido um orifício de fundo utilizando um tubo com diâmetro de 400mm.

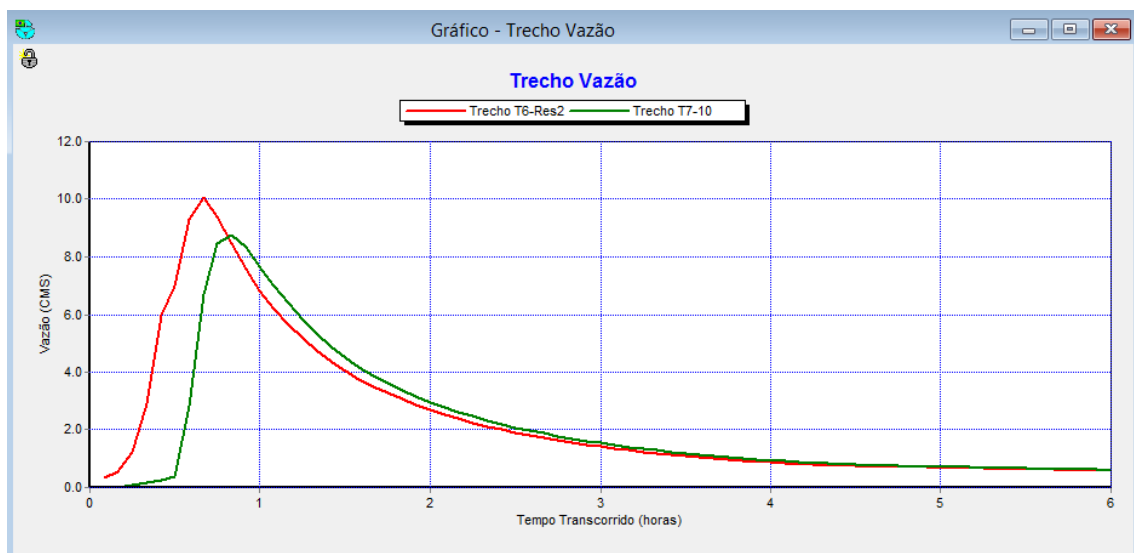


Figura 35 - Hidrogramas simulados, sendo a curva em vermelho o hidrograma afluente a bacia de detenção 2 e a curva verde obtida no trecho de jusante a mesma bacia de detenção.

A figura 36 apresenta a curva de enchimento e esvaziamento da bacia de detenção.

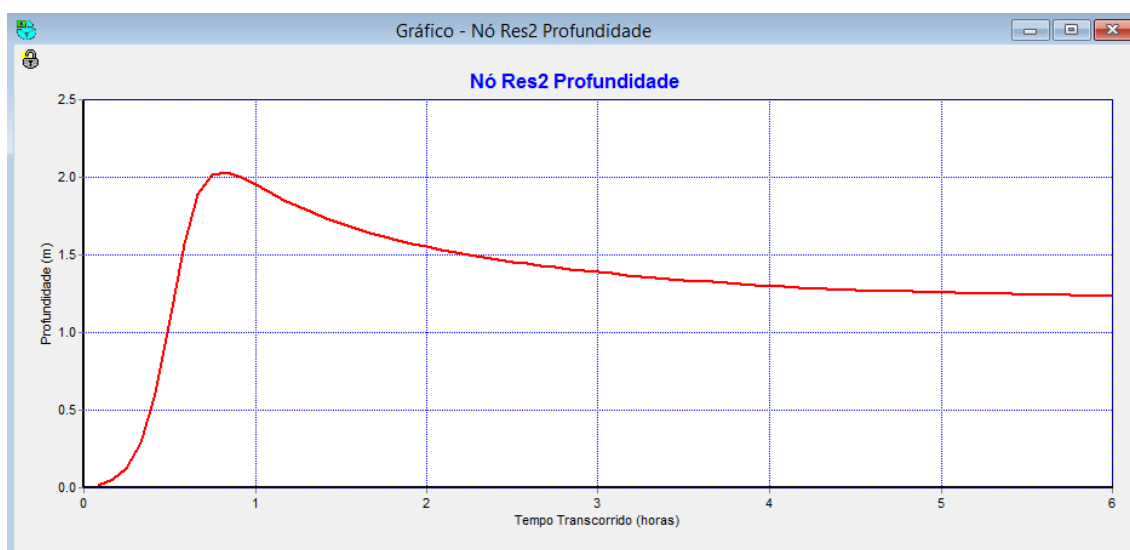


Figura 36 - Curva de enchimento e esvaziamento da bacia de detenção.

5. Conclusão

5.1. Descrição dos estudos contemplados

O projeto aqui apresentado diz respeito ao estudo preliminar de possíveis soluções para a detenção de escoamentos que promovam o controle de enchentes na região de estudo. O trabalho divide-se nas seguintes partes:

- Modelagem do problema;
- Análise das possíveis áreas de intervenção.

Estudo de Casos:

- Caso 1 - cálculo tradicional da capacidade de escoamento do sistema de macrodrenagem, adotando-se canalização completa do trecho de interesse do rio (Medida Convencional – Conceito Higienista);
- Casos 2 e 3 - cálculos utilizando um reservatório para amortecimento de cheias do tipo bacia de detenção seca. Alternativas de posicionamento são feitas, sendo que no caso 2 é feita a adequação de um lago já existente para se tornar uma

bacia de detenção on-line ou na calha, e no caso 3 sugere-se a implantação de outra bacia de detenção on-line, a jusante do lago já existente.

5.2. Síntese dos Resultados

A tabela 27 apresenta um quadro comparativo com os valores das vazões máximas obtidas nos trechos T2-3, T7-10 e T10-E1, para os diversos casos descritos neste trabalho.

Tabela 27 - Resumo das vazões dos casos estudados nos pontos notáveis do sistema.

	A	B	D	F	G
1			Vazão máxima [m ³ /s]		
2	Método de Cálculo		T2-3	T7-10	T10-E1
3	Hidro-Flu	Sem bacia de detenção e sem canalização	-	-	9,22
4	SWMM	Caso 1: Medida Convencional	5.85	12.31	13.63
5		Caso 2: Bacia de detenção 1	4.65	8.98	9.77
6		Caso 3: Bacias de detenção 1 e 2	5.04	8.76	9.37

A figura 37 apresenta uma comparação dos hidrogramas no trecho T10-E1 nos três casos estudados.

Hidrogramas no Trecho T10-E1

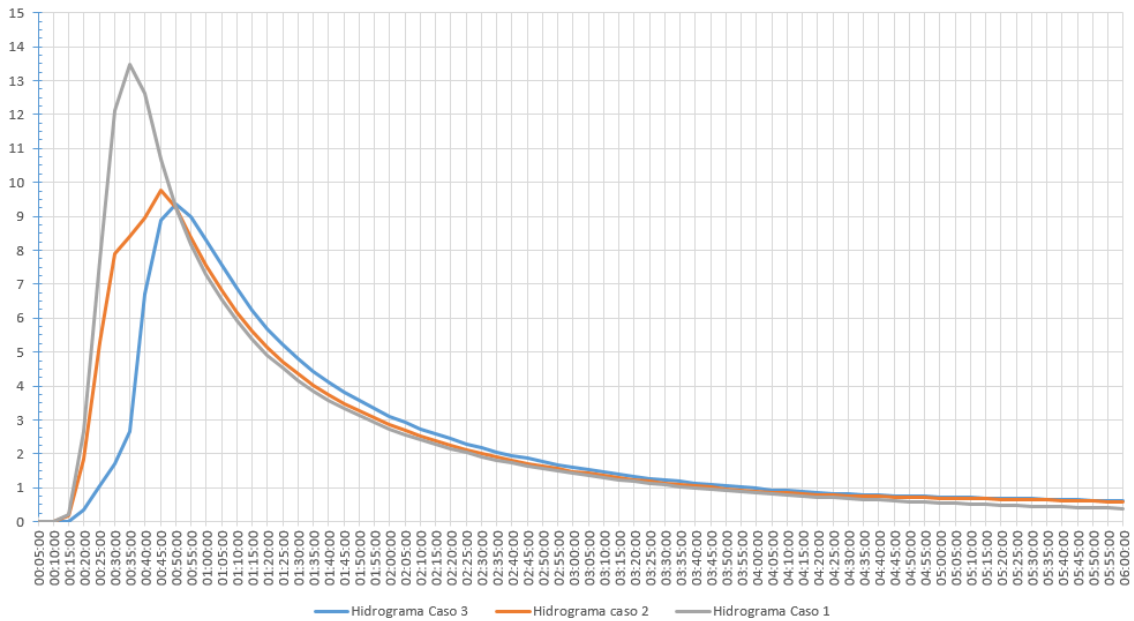


Figura 37 - Hidrograma no trecho T10-E1 para os casos 1,2 e 3.

As tabelas 28 e 29 são uma proposta de cálculo de eficiência no amortecimento de cheias das bacias de retenção com relação ao caso 1.

Tabela 28 - Eficiência das bacias de retenção em relação ao caso 1.

		Eficiência da Bacia de Detenção em relação ao caso 1		
Método de Cálculo		T2-3	T7-10	T10-E1
SWMM	Caso 2: Bacia de retenção 1	20.5%	27.1%	28.3%
	Caso 3: Bacias de retenção 1 e 2	13.8%	28.8%	31.3%

Tabela 29 - Proposta de cálculo de eficiência.

$$\text{Eficiência} = \frac{\text{Vazão Caso 1} - \text{Vazão Caso N}}{\text{Vazão Caso 1}} * 100$$

Figura 38 – Cálculo da eficiência da bacia de retenção.

5.3. Considerações Finais

Não foi possível modelar o sistema de drenagem atual, pois para isso seria necessário o levantamento das seções, velocidades, profundidades de escoamento e outras informações que fogem ao nível de detalhamento deste estudo. Numa fase

posterior a esta, caso haja interesse em prosseguir com o projeto, poderia ser feito um detalhamento maior do presente estudo.

Sendo assim, no caso 1 foram criadas as condições de contorno da modelagem para gerar um parâmetro, cujo objetivo é analisar os efeitos do amortecimento a montante e a jusante dos reservatórios e no exutório, oriundos da implantação da bacia de detenção.

No caso 2, foi modelada uma bacia de detenção com profundidade inicial da unidade de armazenamento igual a zero, o que corresponde a dizer que a bacia de detenção 1 é do tipo on-line seca. A vazão máxima no trecho T2-3 que antes era de 5,85 m³/s passou para 4,65 m³/s, e a vazão máxima no trecho T10-E1 que antes era de 13,63 m³/s passou para 9,77 m³/s, isto é, o fluxo máximo nos trechos considerados reduziu 20,5% e 28,3%, respectivamente. A vazão de pico do trecho a montante do reservatório 1 foi atingida no tempo igual a 35 min, no trecho de jusante foi no tempo igual a 47 min, o que indica uma defasagem de 12 min na onda de cheia.

No caso 3, foi mantido no modelo a bacia de detenção 1, porém com profundidade inicial igual a 1,00 m, ou seja, a geratriz inferior do orifício com cota igual a cota do radier do reservatório mais 1,00 m. Também foi acrescentada uma bacia de detenção 2 entre os nós N6 e N7, na sub-bacia S6. Idealizou-se para a bacia de detenção 2 uma área duas vezes maior que a área da bacia de detenção. A vazão máxima no trecho T2-3 que antes era de 5,85 m³/s passou para 5,04 m³/s, no trecho T7-10 que antes era de 12,31 m³/s passou para 8,76 m³/s e a vazão máxima no trecho T10-E1 que antes era de 13,63 m³/s passou para 9,37 m³/s, isto é, o fluxo máximo nos trechos considerados reduziu 13,8%, 28,8% e 31,3%, respectivamente. A vazão de pico do trecho a montante do reservatório 2 foi atingida no tempo igual a 38 min, no trecho de jusante foi no tempo igual a 49 min, o que indica uma defasagem de 11 min na onda de cheia.

A diminuição da eficiência verificada no trecho T2-3 do caso 2 para o caso 3, é justificada pela elevação do orifício de 1,0 m. Assim, o reservatório 1 perdeu volume de amortecimento.

Portanto, é possível observar que há um amortecimento da onda cheia com a implantação das bacias de detenção 1 e 2, bacias de detenção on-line seca por gravidade, com o volume necessário para atender aos critérios de projeto (TR-25). Ademais, foi observado que para ter um amortecimento maior seria necessário adotar bacias de detenção com volumes maiores.

Referências

- AquaFluxus. (13 de Maio de 2015). *Blog - Cidade Das Águas*. Fonte: aquafluxus:
<http://aquafluxus.com.br>
- Botelho, M. H. (2011). *Águas de chuva: engenharia das águas pluviais nas cidades*. São Paulo: Blucher.
- Braga, B. (1994). Gerenciamento urbano integrado em ambiente tropical. *SEMINÁRIO DE HIDRÁULICA COMPUTACIONAL APLICADA A PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA*. São Paulo: ABRH.
- Brink, P. (3 de Janeiro de 2014). *Applications of SWMM in rural/undeveloped areas*. Fonte: Open SWMM: <https://www.openswmm.org/Topic/4586/applications-of-swmm-in-rural-undeveloped-areas>
- Canholi, A. P. (2014). *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Departamento de Esgotos Pluviais. (18 de 04 de 2000). *Prefeitura de Porto alegre*. Acesso em 17 de 07 de 2015, disponível em Bacias de detenção: http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p_secao=69
- Educação Pública*. (s.d.). Acesso em 17 de 07 de 2015, disponível em Geologia e Hidrografia da Ciadae do Rio de Janeiro: http://www.educacaopublica.rj.gov.br/oficinas/geologia/hidrografia_rj/06.html
- Gorski, M. C. (2010). *Rios e cidades: ruptura e reconciliação*. São Paulo: Senac São Paulo.
- Governo do Rio de Janeiro. (30 de Março de 2015). *Geologia e hidrografia da cidade do Rio de Janeiro*. Fonte: Educação pública: http://www.educacaopublica.rj.gov.br/oficinas/geologia/hidrografia_rj/14.html
- Henriques, W. V. (2013). Projeto Final de Graduação Projeto de Drenagem nos Padrões do Município do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

- Holmes, D. (16 de 02 de 2011). *World Landscape Architecture*. Acesso em 17 de 07 de 2015, disponível em Redfern Park Creating Playground Experience: <http://worldlandscapearchitect.com/redfern-park-creating-playground-experience/>
- IBGE. (30 de Março de 2015). *Cidades*. Fonte: IBGE: <http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=330455&search=rio-de-janeiro|rio-de-janeiro|infograficos:-informacoes-completas>
- Magalhães, L. C., Magalhães, P. C., Mascarenhas, F. B., Miguez, M. G., Colonese, B. L., & Bastos, E. T. (Novembro de 2005). Sistema hidro-flu para apoio a projetos de drenagem. *Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*.
- Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. (s.d.). *Instituto Nacional de Meteorologia*. Acesso em 23 de 07 de 2015, disponível em Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>
- Nimer, E. (1989). *Climatologia do Brasil*. Secretaria de Planejamento da Presidência da República, Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Diretoria de Geociências, Departamento de Recursos Naturais e Estudos Ambientais.
- PNUD. (1 de Abril de 2015). *Atlas Brasil*. Fonte: Atlas do Desenvolvimento Humano no Brasil: <http://atlasbrasil.org.br/2013/pt/consulta/>
- Porertner, H. (1974). Practices in detention of urban stormwater runoff. *Special Report*. Washington: APWA-American Public Works Association.
- Prefeitura do Rio de Janeiro. (1 de Abril de 2015). *Bairros cariocas*. Fonte: Portal da Prefeitura do Rio de Janeiro: http://portalgeo.rio.rj.gov.br/bairroscariocas/index_bairro.htm
- Prefeitura do Rio de Janeiro. (13 de Abril de 2015). *Prefeitura do Rio de Janeiro*. Fonte: Fundação Rio-Águas: <http://www.rio.rj.gov.br/web/rio-aguas>
- Rebouças, A. d., Braga, B., & Tundisi, J. G. (2006). *Águas doces no Brasil: capital ecológica, uso e conservação*. São Paulo: Escrituras Editora.

Rio-Águas. (2010). Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana. Rio de Janeiro.

Soethe, P. (16 de 12 de 2011). *Autodesk Infra Brasil Blog*. Acesso em 17 de 07 de 2015, disponível em Dimensionamento de bacias de retenção: <http://infrabrasil.autodesk.com/blog/2011/12/dimensionamento-de-bacias-de-reten%C3%A7%C3%A3o-e-reten%C3%A7%C3%A3o-no-ssa.html>

Torrado, P. V. (s.d.). *Ministério do Meio Ambiente*. Acesso em 20 de 07 de 2015, disponível em Portal CONAMA: http://www.mma.gov.br/port/conama/processos/FE4582B1/PabloTorrado_ESALQ.pdf

Tucci, C. E., & Silveira, A. L. (2013). *Hidrologia ciência e aplicação*. Porto Alegre: UFRGS/ ABRH.

U.S. Environmental Protection Agency. (2012). *Manual do Usuário EPA SWMM 5.0: Modelo de Gestão de Drenagem Urbana. Tradução de LENHS, UFPB*. João Pessoa.

Urbonas, B., & Stahre, P. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management*. New Jersey: Practice-Hall.

Walesh, S. (1989). *Urban surface water management*. New York.

Wikipédia. (14 de Abril de 2015). *Bairro de Água Santa*. Fonte: Wikipédia: [http://pt.wikipedia.org/wiki/%C3%81gua_Santa_\(bairro\)](http://pt.wikipedia.org/wiki/%C3%81gua_Santa_(bairro)) com a adaptação do autor desta obra