



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

GUSTAVO KRETSCHMANN RUAS LIMA

**ANÁLISE TÉCNICO-FINANCEIRA DA RESERVA DE ÁREAS PARA
AMORTECIMENTO PLUVIAL NO PLANEJAMENTO DE EXPANSÃO
URBANA: ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO - SC**

Porto Alegre

Junho 2018

GUSTAVO KRETSCHMANN RUAS LIMA

**ANÁLISE TÉCNICO-FINANCEIRA DA RESERVA DE ÁREAS PARA
AMORTECIMENTO PLUVIAL NO PLANEJAMENTO DE EXPANSÃO
URBANA: ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO - SC**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO CURSO DE
ENGENHARIA AMBIENTAL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE ENGENHEIRO
AMBIENTAL.

Orientador: Fernando Dornelles

Coorientadora: Franciele Zanandrea

Porto Alegre
Junho de 2018

CIP - Catalogação na Publicação

Lima, Gustavo Kretschmann Ruas
ANÁLISE TÉCNICO-FINANCEIRA DA RESERVA DE ÁREAS
PARA AMORTECIMENTO PLUVIAL NO PLANEJAMENTO DE
EXPANSÃO URBANA: ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE
TUBARÃO - SC / Gustavo Kretschmann Ruas Lima. --
2018.

80 f.

Orientador: Fernando Dornelles.

Coorientadora: Franciele Zanandrea.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia
Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. modelagem hidrológica. 2. detenção. 3.
planejamento. 4. reservatórios. I. Dornelles,
Fernando, orient. II. Zanandrea, Franciele,
coorient. III. Título.

Elaborada pelo Sistema de Geração Automática de Ficha Catalográfica da UFRGS com os
dados fornecidos pelo(a) autor(a).

GUSTAVO KRETSCHMANN RUAS LIMA

**ANÁLISE TÉCNICO-FINANCEIRA DA RESERVA DE ÁREAS PARA
AMORTECIMENTO PLUVIAL NO PLANEJAMENTO DE EXPANSÃO
URBANA: ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE TUBARÃO - SC**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 21/06/2018 pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

Banca examinadora:

.....
Prof. Dr. Fernando Dornelles – Orientador

.....
MSc. Franciele Zanandrea – Coorientadora

.....
Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum – Departamento de Hidromecânica e Hidrologia

.....
MSc. João Paulo Lyra Fialho Brêda

Conceito: _____

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todo o apoio dado pelos meus pais durante os meus anos de estudo, desde as fases iniciais até hoje. Sem eles nada disto poderia ser concretizado.

Aos meus orientadores, Fernando e Franciele, pois este trabalho só foi possível graças à colaboração destes.

Tendo em vista que este estudo integrou o Projeto “Plano Municipal de Macrodrenagem de Tubarão – SC”, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), com suporte financeiro do Município de Tubarão – SC. Agradeço a estes pela disponibilização dos dados e bolsa de extensão, somente assim foi possível a realização deste trabalho. Agradeço também à Defesa Civil de Tubarão – SC.

Aos meus amigos e colegas que além de me incentivar, sempre tornaram os momentos melhores e a vida mais leve.

Um sincero muito obrigado a todos que passaram e de alguma forma contribuíram para com a realização deste trabalho.

RESUMO

A urbanização intensa das cidades brasileiras sem o devido planejamento tem provocado o agravamento de enchentes naturais e ampliação da sua frequência, além de criar pontos de alagamento localizados. Isso ocorre devido à impermeabilização do solo que aumenta o volume escoado e diminui áreas verdes para amortecimento.

Com o objetivo de assegurar proteção à população e ao meio ambiente, o planejamento da drenagem urbana aliado à utilização de tecnologias sustentáveis é uma importante ferramenta para o controle de inundações.

Entretanto, um projeto de drenagem em uma bacia urbana com controle de inundações, através da implementação de reservatórios de retenção em áreas sujeitas ao alagamento, pode ser uma tarefa difícil. O grande número de possibilidades, considerando as variáveis envolvidas como capacidade hidráulica da rede de drenagem, localização das áreas destinadas aos reservatórios, custos de implantação dos sistemas e entre outras, torna, esta, uma tarefa complexa.

Com isso, este trabalho buscou determinar a área a ser reservada para controle do escoamento pluvial no planejamento urbano de uma área de expansão urbana visando o menor custo total (condutos e reservatórios). Para isso, apresenta-se uma análise técnica e econômica para diferentes cenários de reservação de áreas através de um estudo de caso para o município de Tubarão (SC).

Verificou-se que o melhor cenário é o com reservação de 2,0% da área total para amortecimento. Este apresentou menor custo total, mais de 8% de redução no valor total e um amortecimento superior a 32% em relação ao cenário sem reservação.

Palavras-chave: modelagem hidrológica; retenção; planejamento; reservatórios;

ABSTRACT

The intense urbanization of Brazilian cities without proper planning has led to the worsening of natural floods and increased frequency, as well as creating localized flooding points. This is due to the waterproofing of the soil which increases the drained volume and reduces green areas for cushioning.

With the aim of ensuring protection to the population and the environment, urban drainage planning combined with the use of sustainable technologies is an important tool for flood control.

However, a drainage project in an urban basin with flood control, through the implementation of detention reservoirs in areas subject to flooding, can be a difficult task. The large number of possibilities, considering the variables involved as hydraulic capacity of the drainage network, location of the areas destined to the reservoirs, costs of implantation of the systems and among others, makes this a complex task.

This work aimed to determine the area to be reserved for the control of runoff in the urban planning of an area of urban expansion aiming at the lowest total cost (conduits and reservoirs). For this, a technical and economic analysis for different areas reservation scenarios is presented through a case study for the municipality of Tubarão (SC).

It was verified that the best scenario is the one with a reserve of 2.0% of the total area for cushioning. This presented lower total cost, more than 8% reduction in the total value and a cushioning of more than 32% in relation to the scenario without reservation.

Keywords: *hydrological modeling; detention; planning; reservoirs;*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Características das alterações do escoamento de uma área rural para urbana. .	5
Figura 2. Fluxograma de processos decorrentes da urbanização e impactos.	6
Figura 3. Reservatórios on-line e off-line.....	16
Figura 4. Exemplo de reservatório com suas estruturas.	17
Figura 5. Aumento da vazão e do volume escoado em função da taxa de impermeabilização.....	20
Figura 6. Hidrograma de projeto na Foz do Córrego Ipiranga.	21
Figura 7. Município de Tubarão e sub-bacias do seu complexo.	29
Figura 8. Limites Perímetro Urbano demarcado e zona de expansão urbana planejada – Tubarão/SC.....	31
Figura 9. Área alvo de estudo.....	32
Figura 10. Chuva de projeto para o TR de 10 anos.	35
Figura 11. Chuva de projeto para o TR de 25 anos.	35
Figura 12. Área modelo para os arruamentos e vazios urbanos estudados.	37
Figura 13. Sub-bacias discretizadas a partir das quadras hipotéticas.	38
Figura 14. Nomenclatura de nós e condutos e dimensões dos condutos para o TR de 10 anos.	40
Figura 15. Reservatórios propostos.	42
Figura 16. Condutos resultantes para o cenário 0,0%	46
Figura 17. Condutos resultantes do Cenário 0,5%.	47
Figura 18. Condutos resultantes do cenário 1,0%.	49
Figura 19. Condutos resultantes no cenário 2,0%.	51
Figura 20. Condutos resultantes no cenário 4,0%.	53
Figura 21. Percentual de participação dos reservatórios no custo.....	54
Figura 22. Função custo em porcentagem de reservação por custo total	55
Figura 23. Hidrograma de projeto na saída da macrodrenagem.....	56

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
LISTA DE FIGURAS	iv
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1. Objetivo geral	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
3.1. Águas Urbanas	3
3.2. Impactos da urbanização nas águas urbanas	4
3.2.1. Ordenamento e zoneamento da expansão urbana	7
3.2.2. Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDrU.....	9
3.3. Medidas de controle de impactos hidrológicos.....	11
3.3.1. Medidas Não-estruturais	11
3.3.2. Medidas Estruturais.....	12
3.4. Reservatórios	15
3.4.1. Tipos de reservatórios	15
3.4.2. Dimensionamento.....	17
3.5. Estudos com reservatórios de detenção	19
4. Metodologia.....	23
4.1. Modelo Hidráulico e Hidrológico	23
4.2. Limitações do modelo.....	26
4.3. Parâmetros utilizados	26
4.4. Escoamento superficial	26
5. Aplicação Metodológica.....	29
5.1. Área de estudo	29

5.2. Cenários	32
5.3. Levantamento de dados de entrada	33
5.3.1. Tipo de solo e de uso e ocupação proposto	33
5.3.2. CN – Curve Number	33
5.3.3. Chuva de projeto	33
5.3.4. Áreas de contribuição	36
5.3.5. Coeficiente de Manning - Superfície livre	38
5.3.6. Nós e Conduitos	39
5.2.7. Alocação e dimensionamento dos Reservatórios	41
6. Resultados.....	45
6.1. Cenário 0,0%	45
6.2. Cenário 0,5%	47
6.3. Cenário 1,0%	48
6.3. Cenário 2,0%	50
6.4. Cenário 4,0%	52
6.5. Comparações entre os cenários	54
7. Conclusão	58
8. Referências	60
Apêndice I.....	64

1. INTRODUÇÃO

No passado, a ocupação realizada pelo homem ocorreu sem planejamento, priorizando somente o mínimo custo e o máximo benefício próprio, sem dar devida atenção à preservação e ao meio ambiente. Devido ao crescimento populacional, incrementou-se também a demanda por recursos, os quais têm se deteriorado. (Tucci, 2008)

As ações antrópicas, como a impermeabilização do solo ou o aproveitamento de áreas impróprias para outros fins diferentes da finalidade original, como áreas de várzeas que deveriam receber o extravasamento de rios, fizeram com que os eventos de cheias fossem agravados. Essas alterações causam prejuízos significativo e tornam-se grandes problemas contemporâneos, tendo como consequência grande apreensão por parte dos Municípios.

As melhores soluções para esses problemas são alcançadas a partir de uma compreensão integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõem. Em outras palavras, o conceito que se entende por drenagem urbana extravasou o campo restrito da engenharia para se tornar um problema gerencial, com componentes políticas e sociológicas. (Tucci, 2008)

Neste contexto, este trabalho busca propor a integração de planejamento ambiental aliado a uma solução alternativa aos sistemas convencionais, priorizando a atenuação e o retardo dos picos de vazões durante eventos pluviométricos extremos.

Desta forma, apresenta-se o objetivo principal deste trabalho que é a proposição de reservação de áreas para reservatórios de detenção na expansão urbanas de municípios. Para isto, apresentar-se-ão os conceitos principais para a compreensão deste contexto, além de um estudo de caso de um projeto hipotético com aplicação de uma simulação de dimensionamento de reservatórios de detenção. Salienta-se que não foram previstos controles na fonte, tendo em vista que modificariam os efeitos dos reservatórios

O trabalho será apresentado em três partes, com uma revisão bibliográfica acerca de temas apresentados no parágrafo anterior. Em seguida, será apresentada a metodologia utilizada para a realização da modelagem. E, enfim, um estudo de caso envolvendo um projeto para implantação de bacias de detenção.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Determinar uma porcentagem de área a ser reservada no projeto de urbanização para controle do escoamento pluvial no planejamento urbano de área de expansão urbana com o melhor beneficiamento (menor custo total de condutos e reservatórios e melhor amortecimento do pico de vazão).

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Águas Urbanas

A urbanização brasileira desencadeou-se, sobretudo, no século XIX, quando a expansão da agricultura comercial e a exploração mineral foram a base para o surgimento das cidades.

Em 1940, somente 30% da população estava nas cidades, porém na década de 70, esse percentual atingiu 55,9% (Santos, 1993). Em 2015, a população brasileira nas cidades já era de 84,7%, ou seja, a cada dez brasileiros, oito estavam habitando as cidades. (IBGE, 2015)

Uma população urbana exige grandes quantidades de energias, matérias-primas e remoção de resíduos, alguns dos quais podem se transformar em poluição. Assim, a concentração de pessoas em áreas urbanas altera drasticamente os fluxos de energia, com mudanças na paisagem, alterando fluxo de água, sedimentos, produtos químicos, liberação e desperdício de calor e em seguida, alterando os ecossistemas, resultando em degradação (Marsalek et al., 2007).

De acordo com Tucci (2008), um dos principais problemas relacionados com a infraestrutura e a urbanização nos países em desenvolvimento é a grande concentração populacional em pequena área, com deficiência no sistema de transporte, falta de abastecimento e saneamento, ar, água poluída e inundações. Essas condições ambientais inadequadas reduzem condições de saúde, qualidade de vida da população, impactos ambientais, e são principalmente limitações ao seu desenvolvimento.

Esta situação pode ser ilustrada a partir da análise da cobertura dos serviços de água e esgoto no Brasil. Segundo informações do Censo Demográfico do IBGE de 2010, em nosso país, 90,88% da população urbana é atendida por rede geral de água e 61,76% por rede coletora de esgotamento.

Estes resultados apontam que o Brasil possui um alto índice urbano de cobertura de abastecimento de água. Contudo, os índices de coleta e tratamento de esgotos domésticos urbanos estão em patamares inferiores. E, assim, gerando um ciclo hídrico de contaminação devido aos efluentes sem tratamento que são despejados nos rios.

Outro tópico que se refere às águas urbanas é o escoamento pluvial o qual pode produzir alagamentos e inundações urbanas, de forma isolada ou integradas, são elas:

Inundações em áreas ribeirinhas: de acordo com Tucci et al (2015), ocorrem, sobretudo, por processo natural quando o rio ocupa seu leito maior, devido a eventos

chuvosos extremos, normalmente, com tempo de retorno superior a dois anos. Esse tipo de enchente costuma acarretar impactos, sobretudo, a populações que ocupam áreas inadequadas do espaço urbano, seja por Planos Diretores que não restringem ocupações nestas áreas de risco, seja por invasões de áreas ribeirinhas que pertencem ao poder público.

Inundações em áreas urbanas/alagamentos: Com o crescimento da impermeabilização do sítio urbano através de telhados, ruas, calçadas e pátios, entre outros, a parcela que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. Consequentemente, tendo como efeitos o aumento da vazão máxima, antecipação de picos de cheia, aumento do volume escoado superficialmente, sobrecarregando os sistemas de drenagem. Estes efeitos serão melhor analisados no próximo tópico.

3.2. Impactos da urbanização nas águas urbanas

Primeiramente, cabe ressaltar que mesmo sendo usados no jargão popular como semelhantes, os termos inundação e alagamento possuem uma diferenciação. Segundo o Ministério do Meio Ambiente (Brasil, 2018), “Enchente é um fenômeno natural, que ocorre com frequência variável e muitas vezes inesperada. Em muitas situações, o leito maior do rio é ocupado (principalmente onde as enchentes demoram a acontecer novamente), fazendo com que a enchente do rio se transforme em inundação, com perdas humanas e patrimoniais. A enchente é um fenômeno natural ao passo que a inundação é o resultado da ocupação de áreas que pertencem ao rio e diz respeito aos ciclos naturais dos ambientes aquáticos, mesmo que a inundação se dê de forma pouco frequente e esporádica”, enquanto alagamento é acúmulo momentâneo de águas em determinados locais com deficiência no sistema de drenagem.

A urbanização acelerada e desordenada, sem implantação de ações que conduzam adequadamente o processo, geram muitas consequências. Dentre estas, destacam-se as consequências de redução na infiltração, aumentando o escoamento superficial. Segundo Tucci e Collischon (1998) a construção de condutos para esgotamento das águas pluviais reduz o tempo de deslocamento e aumenta a velocidade do fluxo, por consequência, gerando um aumento nas vazões máximas e antecipando seus picos no tempo (Figura 1).

b. Escoamento

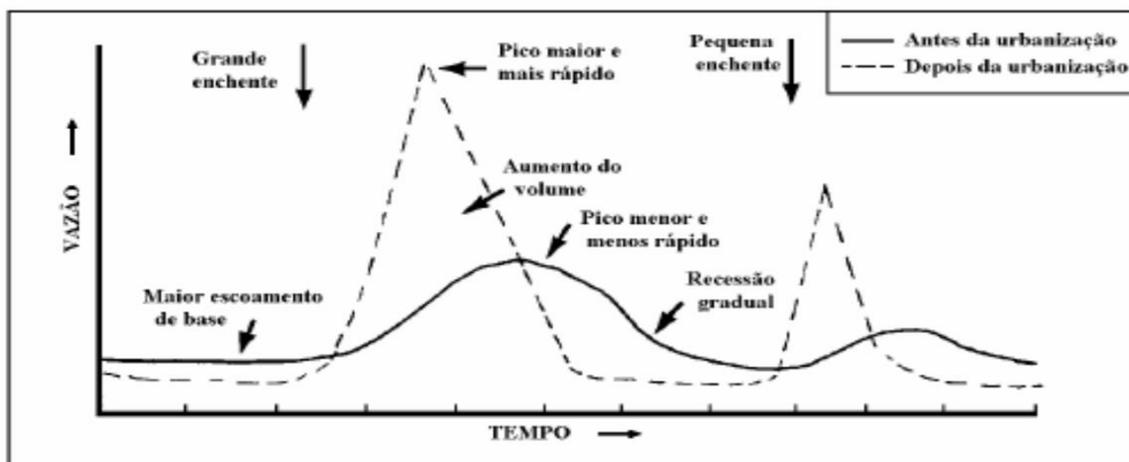


Figura 1. Características das alterações do escoamento de uma área rural para urbana. Fonte: Adaptado de SCHUELER, 1987 apud TUCCI, 2008

Além disso, segundo Tucci (2008), as vazões máximas causadas por uma mesma intensidade de precipitação podem atingir picos até 6 vezes maiores se comparadas depois e antes da urbanização. A relação entre causas e efeitos dos problemas em áreas urbanas referentes às inundações é explicitada pela Tabela 1.

Tabela 1. Efeitos hidrológicos de problemas urbanos relacionados às inundações.

Causas	Efeitos
Impermeabilização	Maiores picos e volumes
Redes de Drenagem	Maiores picos a jusante
Lixo	Degradação da qualidade da água Entupimento de bueiros e galerias
Redes de esgoto deficientes	Degradação da qualidade da água Moléstias de veiculação hídrica
Desmatamento e desenvolvimento indisciplinado	Maiores picos e volumes Aumento dos processos erosivos Assoreamento em canais e galerias
Ocupação das várzeas	Maiores prejuízos Maiores picos e volumes Maiores custos públicos

Fonte: Tucci, 2008

Estes processos se inter-relacionam durante seu desenvolvimento até problemas maiores, os quais são em sua maioria relacionados com o aproveitamento dos recursos hídricos, controle de poluição e controle de inundações (Figura 2).

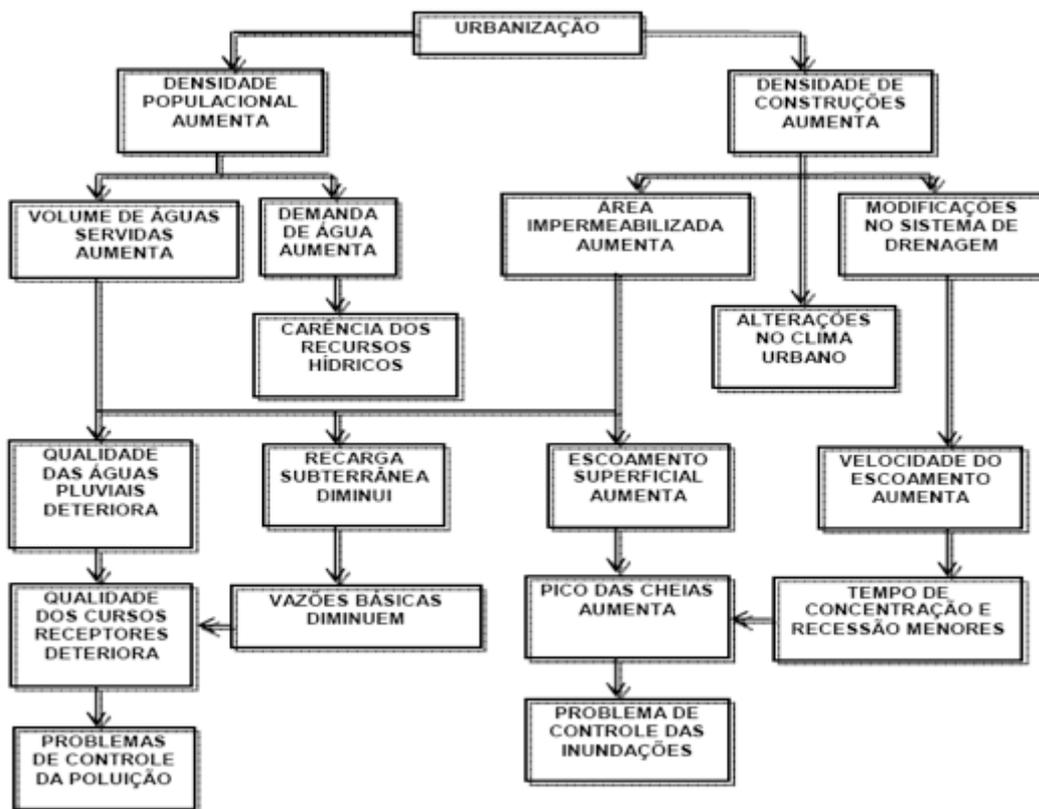


Figura 2. Fluxograma de processos decorrentes da urbanização e impactos. Fonte: Porto 1995 Apud Benini, 2005

Ainda, se considerarmos a urbanização rápida e desordenada sofrida pelo nosso país nas últimas décadas, verificam-se consequências fora do escopo da hidrologia, mas que também interferem na drenagem urbana, como:

- Consequências do uso e ocupação do solo: Proliferação de loteamentos sem as corretas técnicas de execução; ocupação de áreas impróprias a exemplo de várzeas de inundação e cabeceiras íngremes; ocupações extensas e adensadas que dificultam construção de canalização e elimina áreas de armazenamento.
- Consequência do comportamento político e administrativo: Incentivo ao crescimento acelerado que dificultam o ordenamento da ocupação do solo; políticas de médio e longo prazo são colocadas em segundo plano. (Tucci, 2008)

A partir da aprovação de pequenas áreas a serem loteadas, gera-se uma sobrecarga nos sistemas de drenagem, criando a necessidade de ampliação da capacidade dos condutos. A microdrenagem é a primeira a ser sobrecarregada pelo aumento de fluxo devido aos loteamentos, todavia os maiores efeitos serão gerados sobre a macrodrenagem.

Rotineiramente, a ocupação da bacia hidrográfica ocorre no sentido de jusante para montante, devido ao relevo. Sem o controle da urbanização pelo poder público ou sem ampliações da capacidade de macrodrenagem, temos um aumento significativo na

frequência de alagamentos, provocando a desvalorização de propriedades e prejuízos periódicos. Sendo assim, a população a jusante, acaba por sofrer as piores consequências, devido a ocupação a montante. (Tucci, 2008)

Como resposta técnica a este fenômeno, deve-se propor uma densificação responsável que ocorra de forma compatível com os riscos de alagamento. Para isto, é necessário quantificar o impacto das diferentes condições de urbanização sobre o escoamento.

3.2.1. Ordenamento e zoneamento da expansão urbana

No Brasil, até meados dos anos 80 e 90, agravou-se uma crise urbana devido à herança de desigualdade social, todavia o planejamento das áreas metropolitanas tem sido objeto de preocupação de todos os níveis do governo, a exemplo, a criação do Ministério das Cidades em 2003. (Brasil, 2003)

Muitas regiões metropolitanas brasileiras não possuem características ou identidade metropolitana. Em diversos casos, municípios nitidamente rurais são inseridos em regiões metropolitanas, por pressão política de governantes ou parlamentares; vazios urbanos consideráveis são identificados entre municípios de algumas regiões metropolitanas; ausência de problemas comuns, restritos indicadores de integração física e funcional; tudo isso, vem marcando a constituição de regiões metropolitanas nesse país (Clementino, 2008).

A partir disso, nota-se claramente a necessidade urgente de uma discussão sobre as formas assumidas pelas metrópoles. Esta discussão deve ocorrer partindo dos governantes na criação de planos diretores. Segundo Braga (2001), o Plano Diretor nada mais é que um instrumento político, cujo objetivo precípua deve ser a promoção da transparência e democratização da política urbana, ou seja, o Plano Diretor deve servir para promoção da democracia na gestão das cidades.

Embora diretrizes e planejamento para o crescimento e expansão urbana possam existir, com o plano, estas se tornam públicas. Com o Plano Diretor urbanístico municipal, a cidadania tem as regras e não precisa mais ceder à pressão dos mais fortes, se forem realizadas adequadamente.

Contudo, segundo levantamento realizado em São Paulo pelo comitê das bacias do rio Piracicaba, Capivari e Jundiaí (PCJ) no ano de 2000, constatou-se que o uso urbano (sem levar em consideração o uso industrial), embora responda a 37% da demanda, contribui com 56% das cargas poluidoras (tDBO/dia) dos mananciais. Outra pesquisa,

realizada junto aos municípios pertencentes a estas bacias, mostrou que dos 58 municípios pesquisados, cerca de dois terços não possuíam Plano Diretor, e dentre o um terço que possuía, metade não tratava sobre meio ambiente.

Sabe-se também que o avanço desenfreado e desordenado da urbanização sobre os ambientes naturais causa a degradação progressiva de áreas de mananciais, com a implantação de loteamento irregulares e a instalação de usos e índices de ocupação incompatíveis com a capacidade de suporte do meio (Braga, 2001). Sendo assim, o ordenamento do processo do uso e ocupação do solo urbano deve ser prioridade nas políticas de gestão ambiental dos municípios.

Segundo Braga (2001), o Plano Diretor é um instrumento de gestão territorial urbana, além de ser um instrumento de gestão ambiental, talvez um dos principais, levando em conta que não temos uma tradição nas políticas ambientais em nível municipal. Dentre seus objetivos, além da promoção da democracia no planejamento e construção do ambiente urbano, temos o aperfeiçoamento da regulação de uso e ocupação do solo urbano, através do zoneamento urbano.

O zoneamento de uso e ocupação do solo prevê uma separação dos usos (industrial, comercial, residencial) e é normalmente definido em duas escalas: Macrozoneamento - marcação da zona urbana, de expansão urbana, rural e macrozonas especiais; e Zoneamento propriamente dito, este estabelece as normas de uso e ocupação para cada macrozona.

O Macrozoneamento é quem define a zona urbana e a de expansão urbana, principalmente esta, a qual é determinante para as possibilidades de crescimento da malha urbana.

A zona de expansão urbana é a área reservada para o crescimento horizontal da cidade. Ela que define os locais mais adequados para o uso urbano do solo.

Desta maneira, uma zona de expansão urbana má delimitada pode proporcionar, se subdimensionada, uma diminuição na oferta de solos urbanizáveis. Se superdimensionada pode produzir uma urbanização com baixa densidade e muitos vazios, gerando prejuízo da qualidade de vida da população devido à necessidade de expansão da rede de serviços e infraestrutura a áreas longínquas.

Um parâmetro básico a ser levado no processo decisória de escolha das áreas para expansão urbana é a Lei Federal 6766/79, modificada pela Lei 9785/99, que proíbe o parcelamento do solo para uso urbano nos seguintes casos:

I – em terrenos alagadiços e sujeitos a inundações;

- II – em terrenos que tenham sido aterrados com materiais nocivos à saúde;
- III – em terrenos com declividade superior a 30%;
- IV – em terrenos com condições geológicas impróprias;
- V – em áreas de preservação ecológica;

Ou seja, a escolha da zona de expansão urbana, deve ser baseada na escolha da zona ambientalmente mais adequada a ocupação.

3.2.2. Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDrU

Não obstante o crescimento urbano seja frequentemente sinônimo de prosperidade, o desenvolvimento é seguido de inevitáveis impactos ao meio ambiente, como já mencionados neste estudo.

Sendo assim, a gestão de águas urbanas tem um papel fundamental, o qual deve ocorrer de forma integrada com o planejamento de uso e ocupação do solo e da infraestrutura urbana, para que, assim, potencialize-se os benefícios das medidas adotadas e sejam evitados os efeitos de resultados conflitantes. Neste contexto, surgem os Planos Diretores de Drenagem Urbana (PDDrU) como instrumento de gestão.

Estes planos tem a função de determinar as diretrizes à gestão das águas pluviais em uma bacia hidrográfica. Estas medidas são uma tentativa de minimização dos efeitos adversos ao meio ambiente, especialmente dos aspectos quali-quantitativos dos corpos d'água receptores, com consequente redução de perdas econômicas, melhoria das condições de saúde da população e meio ambiente da cidade (Villanueva et al., 2011).

Os PDDrU devem prover o controle de enchentes desenvolvido por sub-bacias e regulamentado no município através de medidas como a reservação de espaços para parques e espaços laterais com função de amortecimento das cheias e retenção de sedimentos. Em zonas ribeirinhas deve contemplar o zoneamento das áreas inundáveis, considerando as zonas de riscos em alto e baixo e propondo critérios de construção ou proibitivos para esta.

Na definição de medidas de controle do escoamento superficial, e avaliação de seus impactos Villanueva et al (2011) sugerem dar atenção especial às medidas de controle na fonte, aplicadas à escala de lote, como os microrreservatórios de detenção ou superfícies de infiltração. Algumas questões dificultam essa avaliação, são elas: a) incerteza quanto a sua implantação e manutenção; b) seu real impacto sobre o escoamento, e sua sustentabilidade temporal.

Para a implementação de medidas de controle em escala de lote depende-se da instalação e adequado funcionamento de vários componentes individuais. Muitos destes subordinam-se aos moradores e não ao poder público, o qual limita-se a exigir a implementação e fiscalizar seu funcionamento, na medida do possível. Enquanto para medidas de maior escala, como reservatórios de bairros e em loteamentos, a implantação depende do poder público.

Ademais, tendo em vista o objetivo dos dispositivos de controle de escoamento na fonte de manter a vazão de pico igual ou inferior ao estágio pré-urbanização, apresenta-se dificuldade na sua aceitação, pois são necessários volumes grandes que ocupam parcela significativa da área do terreno. Além disso, é indispensável o uso de descarregadores de fundo com diâmetros muito reduzidos, os quais entopem facilmente.

Na elaboração dos PDDrU, deve-se frisar a importância de considerar as particularidades de cada município, visto que os problemas e os agentes causadores podem variar.

Um exemplo para isto é o caso dos municípios costeiros que conforme o Decreto nº 5.300/2004 são os municípios abrangidos pela faixa terrestre da zona costeira que sofrem influência dos fenômenos ocorridos na região de interação do ar, do mar e da terra, incluindo seus recursos renováveis ou não.

Silva et al. (2017) destacam dentre as peculiaridades destas zonas o aumento do nível do mar que amplia a influência da intrusão salina no sistema fluvial e de drenagem e também acaba por potencializar os problemas com inundações nesses municípios em épocas de maré alta. Existe ainda a questão da qualidade das águas urbanas lançadas no mar, que podem afetar diretamente as atividades econômicas da região, como o turismo e a pesca. Outra questão importante a ser considerada na concepção de sistemas de saneamento é o aumento da população flutuante nos períodos de alta temporada, o que causa um incremento na demanda dos sistemas.

De acordo com Barbaro (2016), estas regiões tendem a ser alvo de grande expansão urbana e possuem grandes áreas planas suscetíveis a inundação, o que deve ser considerado no PDDrU, no sentido de orientar a expansão urbana. Essas áreas devem ter suas características naturais preservadas, e não serem ocupadas, pois as mesmas acabam por servir como reservatórios naturais e sua ocupação pode causar grande incremento nos problemas de inundação.

Brasil (2009), recomenda na consideração desses aspectos as seguintes intervenções: retardamento do escoamento de canais por meio de revitalização ou

aumento da rugosidade, controle de erosão por quebra-marés e espigões, dragagem de rios, reservatórios de amortecimento, contenção de encostas, etc.

3.3. Medidas de controle de impactos hidrológicos

As medidas de controle podem ser divididas em estruturais ou não-estruturais. As medidas não-estruturais são medidas que atuam na prevenção e na gestão da drenagem urbana. Já as medidas estruturais atuam no controle do impacto já existente.

Na maioria das vezes, as medidas não-estruturais devem ser aplicadas para áreas em processo de urbanização e as estruturais, para áreas onde já ocorreu o processo de urbanização.

Contudo, elas não controlam totalmente as inundações e alagamentos, elas sempre visam minimizar as consequências, pois para o controle total seria exigido o controle da maior cheia possível, o que seria inviável técnica e economicamente.

3.3.1. Medidas Não-estruturais

As medidas não-estruturais, segundo Tucci (2008), são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes. Sendo assim, podem ser adotadas por organizações existentes nas áreas delimitadas pela bacia hidrográfica.

Todavia, algumas destas medidas acabam necessitando de um empenho dos setores governamentais, para que seja viabilizado seu início, e após o início, seu desenvolvimento e aplicação, mantendo os avanços e buscando sempre por melhorias para a sustentabilidade da região.

As principais medidas não-estruturais são:

- Legislação e regulamentação sobre o aumento da vazão devido a urbanização, controle da erosão do solo e da qualidade da água;
- Legislação e regulamentação do uso e ocupação do solo;
- Gestão dos serviços urbanos relacionados com as águas pluviais;
- Sistema de alerta de cheias;
- Seguro contra inundações.

A Regulamentação da drenagem urbana envolve o uso de diretrizes para o controle da drenagem urbana nos locais a serem desenvolvidos tanto em nível de novos

loteamentos como na densificação, o que envolve a aprovação de obras em áreas já loteadas. Também inclui o zoneamento do uso do solo para prevenir o assentamento em locais de risco.

A gestão de águas urbanas trata das instituições governamentais (municipal, estadual e federal) que deverão implantar o Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais, outro nome para o PDDrU, envolvendo o desenvolvimento do Plano de Ações, fiscalização dos serviços, avaliação e fiscalização da implantação de loteamentos e obras relacionadas à legislação e regulamentação além da implementação dos programas previstos.

3.3.2. Medidas Estruturais

As medidas estruturais, de acordo com Tucci (2008) são obras de engenharia implementadas para reduzir o risco de inundações e alagamentos. Estas podem ser extensivas ou intensivas. As extensivas são aquelas que agem na bacia, modificando as relações entre precipitação e vazão, como, por exemplo, alterando a cobertura vegetal do solo, reduzindo e retardando os picos de enchente e controlando a erosão da bacia. Já as medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos (Simons et al., 1977):

- Aceleram o escoamento: construção de diques e polders, aumento da capacidade de descarga dos rios e corte de meandros;
- Retardam o escoamento: Reservatórios e bacias de amortecimento;
- Desvio do escoamento, são obras como canais de desvios;

Na Tabela 2, são resumidas as principais características das medidas estruturais.

Tabela 2. Medidas Estruturais

Medida	Principal Vantagem	Principal desvantagem	Aplicação
Medidas Extensivas:			
Cobertura Vegetal	Redução do pico de cheia	Inviável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle de perdas	Reduz assoreamento	Idem ao anterior	Pequenas bacias
Medidas Intensivas:			
Diques e Polders	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
<i>Melhoria do canal:</i>			
Redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera o escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
<i>Reservatórios:</i>			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
Reservatório para cheias	Operação com o mínimo de perdas	Custo não compartilhado	Restrito ao controle de enchentes
<i>Mudança de canal:</i>			
Caminho da cheia	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desvios	Reduz vazão do canal principal	Idem ao anterior	Bacias médias e grandes

Fonte: Tucci 2008, pg. 628.

Ainda sobre medidas estruturais, existem os princípios LID (*Low-Impact Development*), métodos que buscam aproximar a drenagem urbana ao desenvolvimento sustentável, a partir do redirecionamento de águas pluviais para seu aproveitamento, infiltração e evaporação, mitigando os impactos provenientes da urbanização desordenada (Cruz, 2004).

Esses princípios LID propõem o planejamento de empreendimentos e espaços urbanos através da conservação de processos hidrológicos e de recursos naturais, além da preservação à poluição do solo e das águas. Os elementos-chave para alcançar esses objetivos são (USDoD, 2004):

- Conservação – preservação de vegetação e de solo nativos, minimizando o emprego de áreas impermeáveis e permitindo a manutenção de caminhos naturais de drenagem;
- Projetos locais únicos – elaboração de projetos que respeitem peculiaridades locais naturais e assegurem a proteção de toda a bacia, em detrimento a padronizações;
- Direcionar escoamento para áreas vegetadas – encorajar infiltração e recarga de aquíferos, terras úmidas e riachos, e aproveitamento, controle e tratamento realizados pela natureza;

- Controles distribuídos de pequena escala – empregar técnicas de manejo hídrico o mais próximo possível da fonte de geração do escoamento, de forma integrada ao ambiente, para mimetizar processos hidrológicos naturais;
- Manutenção, prevenção à poluição e educação – trabalhar a educação e o envolvimento público (inclusive de profissionais), objetivando a redução de cargas de poluentes e o aumento da eficiência e da longevidade de sistemas de drenagem, exonerando o poder público.

Alguns exemplos de infraestruturas de LID comumente utilizadas na drenagem urbana são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Exemplos de infraestruturas de LID e algumas especificações sobre estas.

Infraestruturas	Característica Principal	Função	Efeito	Considerações
Trincheiras de Infiltração	Reservatório linear escavado no solo preenchido com material poroso	Infiltração no solo e/ou retenção, de forma concentrada e linear, da água da chuva caída em superfície limítrofe	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área adjacente	Não recomendada para locais com lençol freático próximo à superfície, devido ao risco de contaminação
Jardins de Chuva	São um tipo de sistema de biorretenção	Englobam os processos de retenção e/ou infiltração	Redução do volume de escoamento superficial	Não recomendada para locais com lençol freático próximo à superfície, devido ao risco de contaminação
Pavimentos Permeáveis	Pavimento com camada de base porosa como reservatório	Armazenamento e/ou infiltração temporária da chuva no local do próprio pavimento. Áreas externas ao pavimento podem também contribuir	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado pelo pavimento e por eventuais áreas externas	Não pode ser usado em locais com tráfego intenso e/ou de cargas pesadas (TUCCI, 2005)
Micro-reservatório	Reservatório de pequenas dimensões tipo ‘caixa d’água’ residencial	Armazenamento temporário do esgotamento pluvial de áreas impermeabilizadas próximas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas	Recomendado somente se houver declividade para escoamento por gravidade até rede convencional
Áreas vegetadas (Swales)	Depressões lineares cobertas com grama e/ou vegetação	Permitir maior tempo para água infiltrar no solo natural abaixo dela	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial ROSSMAN, 2008	Não eficiente se a afluência vem com muitos sedimentos

Fonte: Zanandrea, 2016.

Entretanto, somente as medidas estruturais de reservatórios serão objeto deste estudo, sendo detalhadas a seguir.

3.4. Reservatórios

3.4.1. Tipos de reservatórios

Existem diferentes denominações para os tipos de reservatórios, como “detenção” e “retenção”, o que pode causar confusão.

Conforme Canholi (2005), as bacias de detenção são reservatórios sem presença permanente de água, ou seja, permanecem vazios a maior parte do tempo. Durante os eventos chuvosos, recebem o escoamento das águas pluviais e armazenam sua vazão. Dependendo do seu tamanho, eles podem armazenar a água durante toda a chuva ou, manter uma vazão constante de saída que não represente risco para as áreas a jusante.

As bacias de retenção, ao contrário das de detenção, possuem uma lâmina permanente de água. Desta forma, podem ter funções complementares como o tratamento de água, infiltração, irrigação, combate a incêndios, paisagismo, recreação e lazer, por exemplo.

O escoamento superficial das águas pluviais sobre a bacia contribui significativamente para o aporte de sedimentos e poluentes nos cursos d'água. Vale lembrar que o acúmulo de sedimentos descontrolado pode ocasionar a diminuição da capacidade de retenção do escoamento e gerar, por fim, o agravamento das consequências do evento. Desta forma, alguns reservatórios podem possuir ainda, a montante, uma bacia de sedimentação com função principal de reter os sedimentos que estão em suspensão, todavia podem estar associados a outros usos, como o controle de inundações.

Além da presença ou não da lâmina permanente de água, os reservatórios podem ser diferenciados quanto a sua localização junto ao curso d'água, denominados como on-line ou off-line. (Figura 3)

Os reservatórios on-line são aqueles que estão na linha principal do curso d'água e restituem o escoamento de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de forma contínua, geralmente por gravidade (Canholi, 2005).

Enquanto os reservatórios off-line armazenam o volume de água excedente redirecionado por canais ou vertedores que, após o fim da chuva e passados os picos de vazão, são devolvidos ao sistema por bombas ou válvulas controladas.

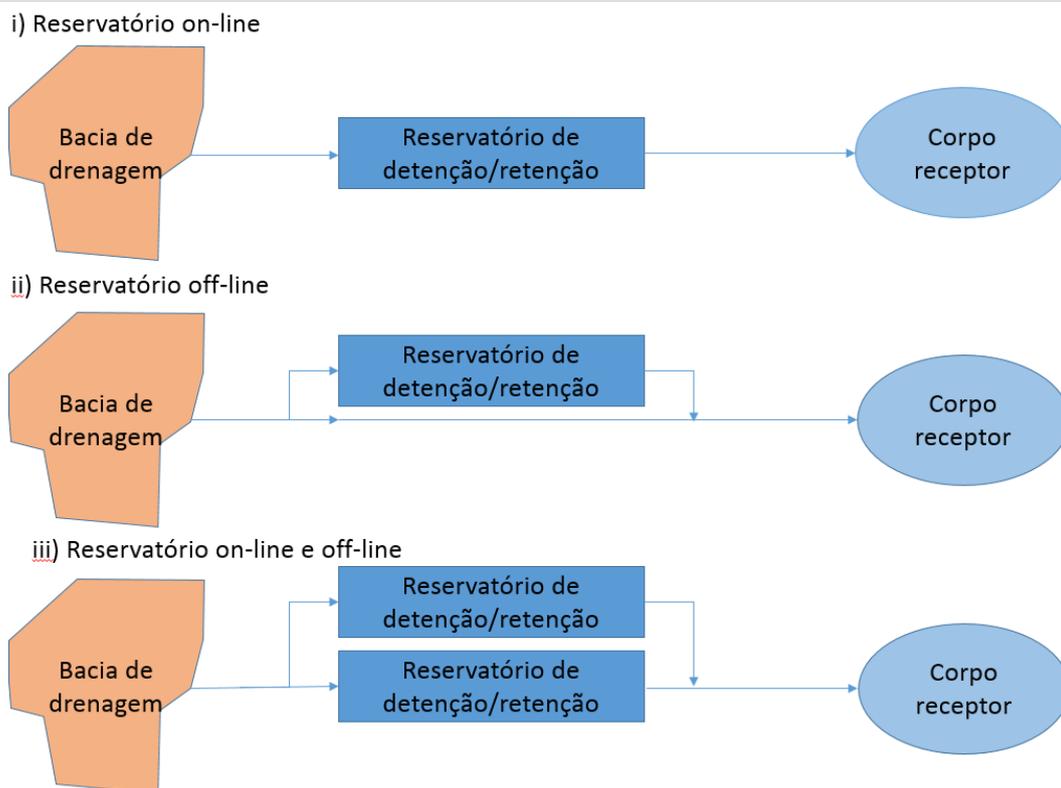


Figura 3. Reservatórios on-line e off-line Fonte: adaptado de Canholi, 2005

Reservatórios são estruturas para detenção temporária e/ou infiltração de águas pluviais utilizadas que, segundo Baptista (2005), devem atender a três funções principais:

- Amortecimento de cheias geradas em contexto urbano como forma de controle de inundações;
- Eventual redução de volumes de escoamento superficial, nos casos de bacias de infiltração
- Redução da poluição difusa de origem pluvial em contexto urbano.

Sendo assim, devem, portanto, contribuir para redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos nas bacias hidrográficas urbanas. As bacias de detenção são compostas por um volume livre onde ocorrerá o armazenamento temporário do escoamento das águas e/ou infiltração, denominado volume de espera, uma estrutura hidráulica de controle de saída, denominada descarregador de fundo e um vertedor de emergência, conforme demonstrado na Figura 4.

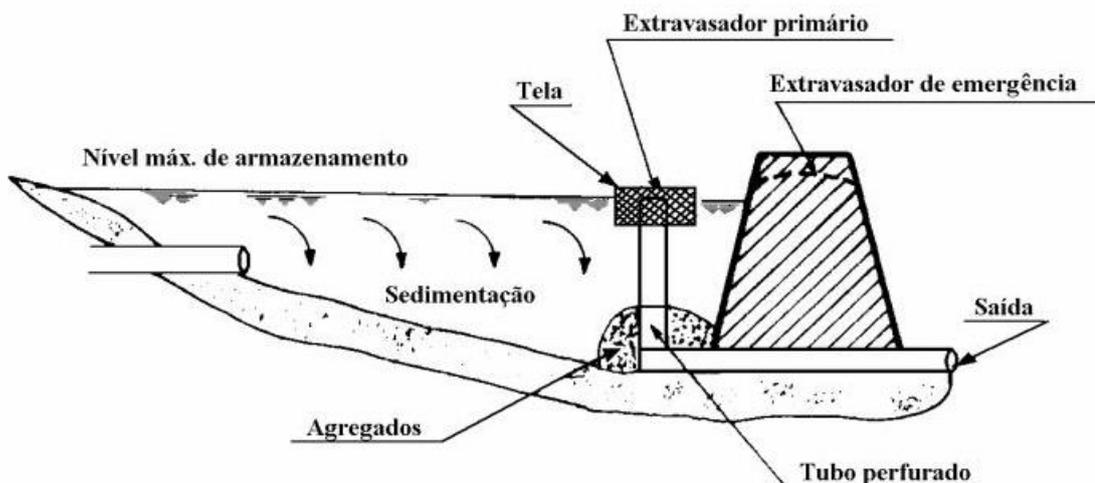


Figura 4. Exemplo de reservatório com suas estruturas. Fonte: Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (2005)

A Tabela 4, a seguir, resume as vantagens e desvantagens das bacias de retenção.

Tabela 4. Vantagens e desvantagens das bacias de retenção.

Vantagens	Desvantagens
Atende eventos chuvosos com diferentes intensidades	Baixa remoção de poluentes
Pode ser usada em áreas onde a água subterrânea é vulnerável	A profundidade pode ser limitada pela cota dos sistemas de entrada e saída
Projeto e construção simples Fácil manutenção	
Pode ter funções complementares	

Fonte: adaptado de Woods-Ballards et al (2007).

Deve-se considerar também que, para implantação de bacias de retenção em áreas urbanas, nem sempre o amortecimento é o melhor método do ponto de vista técnico e/ou econômico possível, devido às inúmeras restrições existentes, como disponibilidade de área, sistemas de operação na bacia, aspectos institucionais e outros (Canholi, 2005).

3.4.2. Dimensionamento

Estes reservatórios podem ser implantados através da construção de uma barragem e/ou escavação do terreno natural. Na fase de planejamento, alguns métodos simplificados podem ser aplicados dada a natureza iterativa destes dimensionamentos.

Segundo Canholi (2005), o balanço hídrico em um reservatório pode ser descrito pela equação:

$$I - Q = \frac{dS}{dt}$$

Onde: I = Vazão afluyente; Q = Vazão efluente, S = Volume

Para determinado intervalo de tempo (Δt), a equação pode ser reescrita na forma de diferenças finitas (Método de Puls), como:

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

Onde: I_1 e I_2 = Vazões afluentes nos instantes 1 e 2; Δt = intervalo de tempo entre 1 e 2; S_1 e S_2 = Volumes reservados nos instantes 1 e 2; Q_1 e Q_2 = Vazões efluentes nos instantes 1 e 2.

3.4.2.1. Dispositivos de Saída

Segundo Canholi (2005), as vazões de saída das bacias de retenção dependem do tipo e das dimensões da sua estrutura de controle de saída. As relações entre o nível d'água (NA) e as vazões extravasadas podem ser obtidas mediante utilização de equações de orifícios e vertedores que adotam parâmetros hidráulicos (coeficientes de descarga).

Em linhas gerais, os dispositivos de saída mais usuais podem ser classificados em três grupos: orifícios, soleiras vertentes e as tomadas perfuradas, sendo que neste trabalho abordaremos somente as duas primeiras.

3.4.2.1.1. Extravasador do tipo Orifício

Segundo Porto (2006), define-se orifício como uma abertura de perímetro fechado, de forma geométrica definida, realizada na parede ou fundo de um reservatório. O escoamento pelo orifício pode ocorrer para um local sob pressão atmosférica, ou seja, de descarga livre, ou para uma região ocupada pelo mesmo líquido, chamada de descarga afogada.

O cálculo da vazão de saída pode ser dividido em dois casos:

- Quando o orifício estiver afogado
- Quando o orifício não estiver afogado

Para o primeiro caso, a vazão pode ser determinada pela relação a seguir:

$$Q = k_0 A_0 \sqrt{2gh}$$

Onde: k_0 = Coeficiente de descarga do orifício (adimensional); A_0 = Área da seção transversal do orifício (m^2); h = Lâmina ou altura d'água, acima do eixo central do orifício ou diferença de nível d'água (m); g = aceleração da gravidade (m/s^2).

No segundo caso, orifício não afogado, considera-se a fórmula de Manning para canais com escoamento permanente para o cálculo da vazão de saída, conforme segue:

$$Q = \frac{A Rh^{\frac{2}{3}} \sqrt{lo}}{n}$$

Onde: Q = Vazão de saída (m^3/s); A = Área da seção de saída (m^2); Rh = Raio hidráulico (m); n = Coeficiente de Manning; lo = Declividade (m/m)

3.4.2.1.2. Vertedores de Soleira Livre

Para dimensionamento de vertedores de soleira livre, utiliza-se a lei de descarga para estruturas de controle do tipo soleira vertente frontal:

$$Q = C_v \cdot L_u \cdot \sqrt{2gH^{\frac{3}{2}}}$$

Onde: Q = Vazão (m^3/s); C_v = Coeficiente de vazão (adimensional); L_u = Comprimento útil da soleira (m); H = Carga total acima da soleira (m); g = Aceleração da gravidade (m/s^2).

Os vertedores podem possuir seções retangulares, triangulares ou trapezoidais. A mais frequentemente utilizada é a seção retangular.

Segundo Chow (1973) e Usace (1973) apud Canholi (2005), o coeficiente de vazão (C_v) depende do tipo da soleira, delgada ou espessa, de acordo com a relação entre a espessura da parede e a lâmina vertente. Depende ainda da altura da soleira sobre o fundo do reservatório e das condições de aproximação nas laterais.

Neste trabalho, o vertedor será do tipo retangular sem contrações laterais. Sendo assim, a vazão de saída do vertedor é definida pela equação:

$$Q = C_w \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Onde: C_w = Coeficiente de descarga do vertedor; L = Comprimento do vertedor (m); h = diferença de altura no vertedor (m).

3.5. Estudos com reservatórios de detenção

Existem diversos trabalhos versando sobre reservatórios, objetivando responder as dúvidas frequentes que costumam surgir sobre a utilização destes dispositivos de amortecimento.

Cruz, Tucci e Silveira (2000) analisaram os efeitos de diferentes taxas de impermeabilização pós-ocupação sobre os hidrogramas de saída, estruturas de descarga e custo de reservatórios.

As simulações realizadas apontaram aumentos em vazões de pico da ordem de 17 a 45% com relação aos hidrogramas de saída, e um incremento de volume escoado variando entre 39 a 109% em relação aos valores pré-ocupação, conforme exposto na Figura 5.

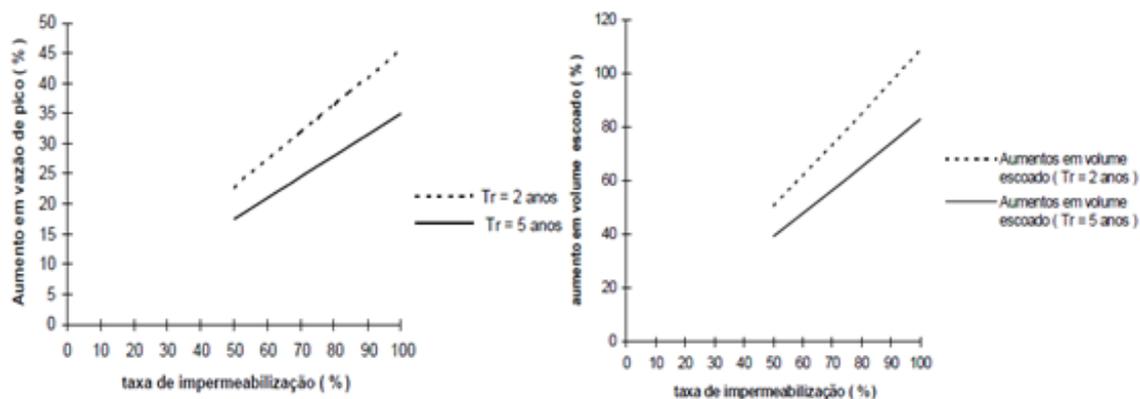


Figura 5. Aumento da vazão e do volume escoado em função da taxa de impermeabilização. Fonte: Cruz, Tucci, Silveira (2000).

Os volumes de amortecimento para o maior lote simulado (600 m²) totalmente impermeabilizado ficaram entre 2 e 2,5 m³, dependendo do tipo de estrutura. Para condições com 50% de áreas impermeáveis, os volumes de detenção foram entre 1 e 1,5 m³. Cabe ressaltar que a ocupação das estruturas em planta em relação à área total dos lotes não ultrapassou 1%.

Por fim os autores esclareceram que a escolha do dispositivo de controle depende do conhecimento das condições peculiares de cada lote urbano, como aspectos legais de ocupação, tipo de solo, profundidade do lençol freático, profundidade da rede coletora e recursos financeiros disponíveis.

Em outro estudo, Piel et al. (1999) avaliaram 200 reservatórios durante um período de 20 anos e concluíram que:

- O desempenho das instalações, normalmente, não é suficiente e, sobretudo, as instalações cobertas tendem a se deteriorar com o passar do tempo devido à falta de manutenção causada pela dificuldade de acesso (necessidade de equipamentos especiais ou aberturas obstruídas).
- O custo médio das instalações é alto.
- A integração dos dispositivos com a paisagem urbana era considerada secundária mesmo quando resultam economia a longo prazo. Instalações abertas tornaram-se raras devido ao alto custo do terreno e por serem frequentemente escondidas em áreas longínquas, sendo negligenciadas pelos administradores.

- Instalações com uso múltiplos como estacionamentos, áreas esportivas e áreas de recreação são melhores integradas à paisagem urbana e como são utilizadas constantemente são beneficiadas com uma melhor conservação.

Coelho (2010) analisou os efeitos de reservatórios de retenção no Plano Diretor de Macrodrenagem de São Paulo ao avaliar os efeitos de cinco reservatórios na bacia do córrego Ipiranga. Obteve-se uma redução de 52% das descargas de pico para chuvas com um tempo de retorno de 100 anos, justificando a utilização deste tipo de reservatórios por serem estruturas confiáveis que asseguram proteção igual ou superior aos reforços de canais, mas causam menos transtornos na sua construção (Figura 6)

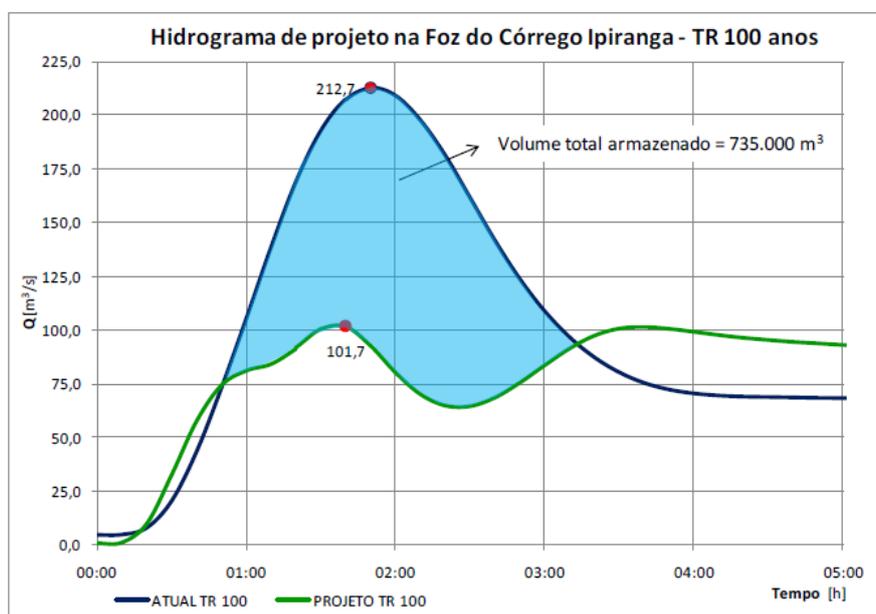


Figura 6. Hidrograma de projeto na Foz do Córrego Ipiranga Fonte: Coelho, 2010.

Costa et al. (2015) avaliaram o cenário atual e os critérios utilizados para o dimensionamento de seis reservatórios do Distrito Federal. Em todos os reservatórios foi verificada a presença de sedimentos e resíduos sólidos, além de vegetação invasora, o que reafirma a falta de manutenção dada pelos responsáveis. Em alguns casos, a presença de sedimentos e resíduos era tão grande que as estruturas tinham anulada sua capacidade de amortizar os picos de cheias.

Considerando os reservatórios limpos e desassoreados, analisou-se os métodos de dimensionamento. Verificou-se que para a chuva de projeto, dois reservatórios existentes sofreram galgamento, implicando na incapacidade do vertedor de extravasar totalmente a cheia afluente e um reservatório não amorteceu o pico para o patamar exigido. Além do fato de que para os critérios definidos pela agência reguladora, os reservatórios seriam

muito maiores e mais custosos que os já existentes, pois os critérios exigem muitos modelos simplificados ao invés de modelagens adequadas.

Nakazone (2005) estudou a implantação de reservatórios de retenção em cinco conjuntos habitacionais em São Paulo e concluiu que as estruturas costumam ser corretivas e não preventivas. Devido ao desconhecimento e desvalorização destes, a dificuldade de mudar padrões arraigados e um certo preconceito por parte dos técnicos e proprietários, levantam-se barreiras para a implementação dessas estruturas.

Todavia, legislações específicas sobre reservatórios têm incorporado valores que antes eram deixados em segundo plano, modificando formas de concepção dos projetos e exigindo posturas diferenciadas dos técnicos perante questões urbanas. Porém, as legislações têm sido instituídas sem muito cuidado, criando muitas restrições, dificultando sua utilização e otimização dos sistemas de drenagem, concorrendo para o descrédito da solução.

Além disso, propõe que cada vez mais sejam evitadas as formas clássicas de reservatórios e formas mais naturais e menos dependentes de operações e manutenção devem ser criadas.

Os objetivos propostos para um reservatório só serão alcançados, se houver um trabalho consistente de sensibilização e conscientização, para que haja engajamento da população, em prol do seu valor comunitário, apontando a educação ambiental como um dos caminhos possíveis.

Villanueva et al (2001) testou alternativas de controle de drenagem urbana para os municípios de Caxias do Sul e Porto Alegre, ambas no estado do Rio Grande do Sul. As alternativas propostas consistiam em dois cenários: cenário 1 – Redimensionamento com expansão da canalização; cenário 2 – Implantação de retenções com aumento da capacidade dos condutos em alguns trechos.

Como resultado, o cenário 1 ficou 25% mais caro para Caxias do Sul, além de apresentar uma inviabilidade devido a sincronização dos hidrogramas das bacias, que chegariam quase simultaneamente na região plana. Para Porto Alegre, teve-se uma redução de 50% no custo para a implementação de reservatórios em relação à medida tradicional, além de apresentar um menor impacto no meio natural que a alternativa 1, pois conserva trechos de leito natural do arroio, não transferindo o problema para jusante, e também, de causar menos problemas à população que circula na região das obras e menor interferência no tráfego.

Assim, verificou-se que para ambas as bacias, o controle do escoamento mediante reservatórios de detenção mostrou-se como a melhor alternativa de controle, tanto técnica como econômica. Todavia, esta vantagem econômica está vinculada a existência de terrenos públicos ou baratos, pois desapropriações aumentariam significativamente os custos.

Em outro caso, Cruz (2004) testou cenários de otimização para ocupações atuais e futuras em bacias já urbanizadas no município de Porto Alegre. Os resultados mostraram a eficiência econômica da aplicação do controle através de reservatórios de amortecimento, com custos de implantação de 16% a 38% inferiores que os custos da implantação total dos sistemas de drenagem, excetuando alguns casos específicos que divergiram devido a restrições locais e influências de outras bacias.

Sendo assim, pode-se afirmar que os reservatórios são estruturas caras, porém podem trazer benefícios na redução dos custos de implantação total de sistema, no entanto devem ser planejados e inseridos de acordo com a paisagem urbana e mantidos em boas condições para seu correto funcionamento.

4. METODOLOGIA

A metodologia utilizada no estudo de caso que será apresentado neste trabalho está baseada nas características da área a ser estudada, que estão de acordo com as propostas para aplicação do modelo selecionado para uso: área urbana incluindo bacias de contribuição, sarjetas, galerias e bacias de detenção ou amortecimento de cheias.

Neste trabalho foram realizados estudos hidráulico e hidrológicos da bacia urbana em estudo, propondo reseravações de amortecimento com áreas de 0%, 0,5%, 1%, 2% e 4% da área total, a fim de estimar os custos e verificar o cenário com maior beneficiamento devido às medidas (menor custo e maior amortecimento).

Para isto, propõe-se a criação de hidrogramas de projeto nos pontos de interesse da bacia e verificação do escoamento, através do uso de modelagem em software adequado e criação da função custo, a partir do orçamento dos cenários propostos.

4.1. Modelo Hidráulico e Hidrológico

O SWMM (Storm Water Manangement Model) é um modelo dinâmico chuva-vazão indicado para áreas urbanas, que simula a quantidade e qualidade do escoamento superficial através de módulos hidráulicos e hidrológicos (SWMM, 2015).

O SWMM foi originado entre 1969 e 1971 na U.S. EPA (USEPA 1969). Em 1973, teve para aplicação em São Francisco, a criação do seu módulo de propagação de onda hidrodinâmica em rede e canais abertos. Em 1974, a EPA adquiriu e incorporou esse módulo ao pacote computacional SWMM como EXTRAN (Extended Transport Model).

O modelo considera diferentes processos hidrológicos que produzem escoamentos em áreas urbanas. Entre estes se encontram:

- Precipitações variáveis no tempo;
- Evaporação de águas empoçadas;
- Acúmulo e degelo de neve;
- Interceptação de precipitações por armazenamento em depressões;
- Infiltração das precipitações em solos não saturados;
- Percolação da água infiltrada em camadas do aquífero;
- Troca de fluxo entre aquíferos e o sistema de drenagem;
- Modelagem do fluxo superficial por meio de reservatórios não-lineares;
- Captação e retenção das precipitações e dos escoamentos em diversos dispositivos de baixo impacto;

Para a variabilidade espacial ser obtida, dividiu-se a área de estudo em áreas de captação de água, menores e homogêneas, denominadas sub-bacias, cada uma com suas frações características de áreas permeáveis e impermeáveis.

O pacote do modelo, apresentado por (Huber e Dickson, 1991 Apud Garcia e Paiva, 2006) é bem completo e apresenta sua estrutura em nove blocos ou módulos, sendo quatro computacionais e cinco módulos de serviços, além do módulo executivo.

O bloco “Runoff” refere-se à transformação de chuva em vazão, o bloco “Transport”, ao transporte da rede de drenagem segundo conceito da onda cinemática, o bloco “Extran” à modelagem hidrodinâmica de condutos e canais e o bloco “Storage/Treatment” à qualidade das águas.

A transformação de chuva-vazão, no bloco “Runoff”, é representada pela combinação das equações de continuidade e de Manning:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = i_{ef} - \frac{W}{A \cdot n} (h - d_p)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

A = área superficial da bacia; S = declividade da bacia; i_{ef} = precipitação efetiva; n = coeficiente de Manning; d_p = altura correspondente ao armazenamento por depressão;

h = profundidade da água no reservatório; t = tempo; W = largura representativa. Em que esta equação diferencial é resolvida pelo método de Newton-Raphson.

O transporte de água em um trecho está regido pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento. O SWMM permite, ainda, a escolha do nível de sofisticação para a resolução destas equações, através dos seguintes modelos hidráulicos: Fluxo em Regime Uniforme, Modelo da Onda Cinemática e Modelo da Onda Dinâmica. O Fluxo em Regime Uniforme e o Modelo da Onda Cinemática resolvem as equações de Saint Venant de maneira simplificada, enquanto o Modelo da Onda Dinâmica, que foi utilizado neste estudo, resolve as equações de Saint Venant completas e unidimensionais, gerando maior precisão nos resultados. O modelo pode considerar o armazenamento nos trechos, o ressalto hidráulico, as perdas nas entradas e saídas nos trechos, o remanso e o fluxo pressurizado (SWMM, 2015).

O módulo “Extran” propaga o escoamento utilizando as equações de Saint Venant, tendo como suas variáveis, a vazão e a cota piezométrica. A solução se dá através do método de Euler modificado. A condição de estabilidade pode ser avaliada através do método de Courant.

A drenagem é interpretada como uma série de junções e nós, onde, o primeiro transmite o fluxo entre os nós, tendo como variável a vazão.

A equação solucionada pelo bloco Extran é a seguinte:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

Onde:

Q = vazão; V = velocidade; A = área molhada da seção transversal; H = Carga hidráulica; S_f = declividade da linha de atrito.

Sendo a declividade da linha de atrito definida pela equação de Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR^{\frac{4}{3}}} Q|V|$$

Onde:

$k = g.n^2$; n = coeficiente de manning; g = aceleração da gravidade e R = raio hidráulico.

Substituindo a segunda na primeira equação e expressando na forma das diferenças finitas, tem-se:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + V^2 \cdot \left[\frac{(A_2 - A_1)}{L} \right] \Delta t - gA \left[\frac{(H_2 - H_1)}{L} \right] \Delta t$$

Onde: Δt = intervalo de tempo; L = comprimento do trecho.

4.2. Limitações do modelo

A representação da simulação do escoamento em bacias hidrográficas é um fenômeno complexo de modo que simplificações do modelo podem limitar sua representação. No caso do software SWMM ressaltam-se algumas limitações principais: Não aplicável a macrodrenagem de sub-bacias rurais e dificuldade e complexidade na inserção de dados, os quais ficam sujeito a erros devido à grande quantidade de dados, além de não ser recomendado o uso para chuvas com durações superiores a um dia.

4.3. Parâmetros utilizados

A simulação utilizada neste trabalho está resumida na Tabela 5, onde estão apresentados os parâmetros e métodos selecionados.

Tabela 5. Metodologia utilizada na simulação hidrológica/hidráulica.

Parâmetro	Método
Modelo de rotina:	Onda Dinâmica
Precipitação:	Inserção de uma chuva de projeto
Modelo de infiltração e escoamento superficial	Método SCS – Curve Number
Amortecimento em reservatórios:	Fornecimento de uma curva cota x área

4.4. Escoamento superficial

O cálculo da infiltração e do escoamento superficial pode ser bastante complexo dependendo da magnitude do projeto e dos dados disponíveis, tendo em vista que envolvem muitos processos físicos como: a evaporação, a infiltração no solo, a interceptação da chuva pela vegetação e o armazenamento de água no solo.

Sendo assim, para a modelagem da infiltração e escoamento superficial foi selecionado o método do U.S. Soil Conservation Service (SCS) criado em 1972 a partir do estudo do escoamento superficial em bacias rurais nos Estados Unidos. A partir deste método é possível estimar uma precipitação efetiva partindo com dados de uma precipitação total e parâmetros que representem a infiltração e a retenção de água na bacia.

O SCS é aplicado com o emprego das seguintes equações (FCTH, 1999):

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

$$I_a = 0,2 * S$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Válida quando $P > I_a$.

Onde:

P_e = Precipitação efetiva (mm); P = Precipitação total (mm); I_a = Perdas iniciais por retenção na bacia; S = Máximo potencial de retenção da bacia após o início do escoamento superficial (mm); CN = Parâmetro Curve Number.

O Curve Number é o parâmetro que representa a capacidade de infiltração do solo segundo o uso do solo e sua morfologia. O método apresenta quatro tipos principais de solo (Tucci, 2008), são eles:

- Tipo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos, com baixo teor de argila total (inferior a 8%), não havendo rochas nem camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.
- Tipo B: solos arenosos menos profundos e menos permeáveis que os do Tipo A, com baixo teor de argila total (entre 8 e 15%), não havendo rochas nem camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m e com permeabilidade superior à média.
- Tipo C: solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo uma porcentagem considerável de argila (entre 20 e 30%) e pouco profundo.
- Tipo D: solos contendo argilas expansivas (acima de 30%) e pouco profundos com camada densificada a aproximadamente 50 cm de profundidade, muito baixa capacidade de infiltração e maior proporção de escoamento superficial.

A Tabela 6 mostra os valores do CN de acordo com o tipo de solo para a condição de média de umidade antecedente.

Tabela 6. Valores do Curver Number de acordo com o tipo de uso do solo (Condição AMC II).

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Condições Hidrológicas					
Usos Residenciais					
Tamanho médio do lote	% impermeável				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentado, 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, 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
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Pasto:					
sem curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	condições médias	49	69	79	84
	condições boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	condições médias	25	59	75	83
	condições boas	6	35	70	79
Campos					
condições boas		30	58	71	78
Florestas					
condições ruins		45	66	77	83
condições boas		36	60	73	79
condições médias		25	55	70	77

Fonte: Adaptado de FCTH, 1999.

O método ainda possibilita a correção de seus valores em função da condição antecedente de umidade (Tucci, 2008):

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

- AMC II: Situação média em que os solos correspondem à umidade da capacidade de campo;
- AMC III: Situação em que ocorrem precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo encontra-se saturado. No período de crescimento, as precipitações acumuladas nos cinco dias anteriores, são maiores que 53 mm e no outro dia maior que 28 mm.

5. APLICAÇÃO METODOLÓGICA

5.1. Área de estudo

O município de Tubarão está localizado na região sul do estado de Santa Catarina, com área de 301,755 km², clima subtropical e precipitação média de 1400mm/ano. Possui uma população de 104457 habitantes (IBGE, 2017) e encontra-se inteiramente dentro dos limites da bacia hidrográfica do rio Tubarão.

A bacia abrange mais de 21 municípios e possui área de 5960 km². Seu manancial principal percorre 120km desde sua nascente, na Serra Geral, até o município de mesmo nome onde se une com o rio D'una e deságua no Oceano Atlântico (Figura 7). Suas águas

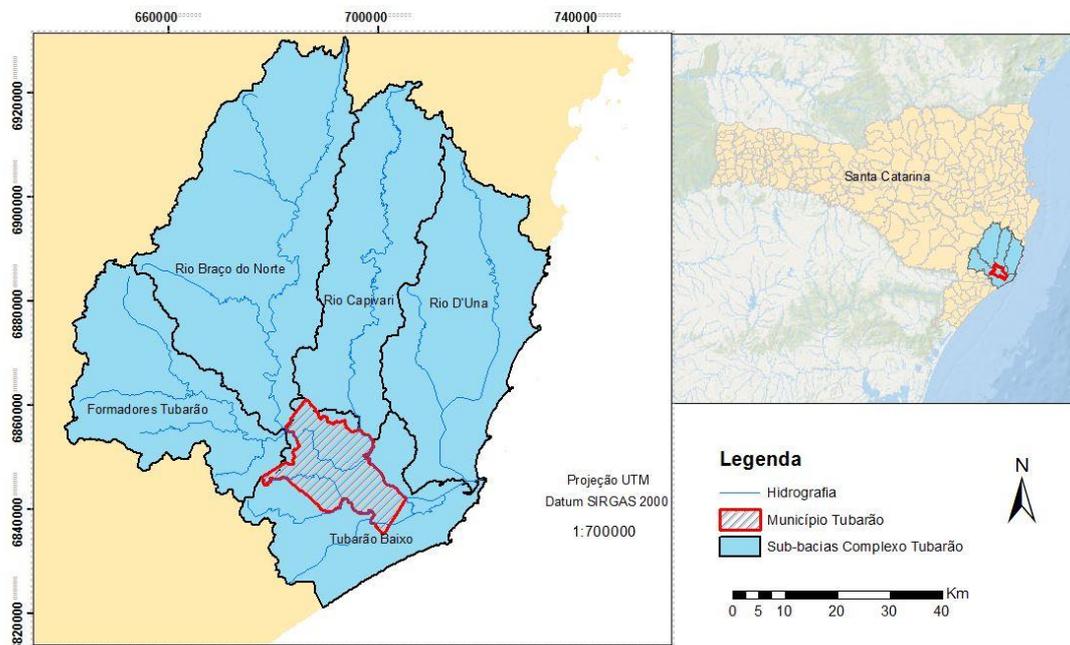


Figura 7. Município de Tubarão e sub-bacias do seu complexo.

servem como fonte de abastecimento público para seis municípios, além de serem utilizadas para abastecimento industrial, irrigação, recreação, atividade pesqueira e turística. Sendo considerada, em toda sua extensão, impactada por atividades carboníferas, agrícolas, pecuárias, entre outros (Lima et al., 2001).

O município é cortado pelo rio Tubarão, seu principal curso d'água. Sua linha de escoamento corta a cidade com uma seção média de 115 m de largura, uma profundidade variando entre 2 e 10 m (Tubarão, 2014) e uma vazão média de 44 m³/s para os meses de inverno e 152 m³/s para os meses de verão (D'Aquino et al, 2011). Outros rios que cortam o município são rio Capivari, rio Corrêas, rio do Pouso, rio Alto Pedrinhas, rio Caruru, rio Ilhota e rio Congonhas.

O rio Tubarão possui um conhecido histórico de cheias na região, dentre elas, a catastrófica inundação de 1974 que ainda hoje está presente na memória ou no consciente de seus habitantes. Após esta grande cheia, o rio foi retificado e dragado (SDM; DIMA; GEHID, 2002), ocasionando uma redução no seu percurso de 27 para 24 km. Estas mudanças fizeram o rio ficar isolado de suas planícies naturais de inundação, as quais foram tomadas por estradas e prédios, com o mínimo planejamento urbano.

Apesar das modificações, a região continua sofrendo frequentemente com inundações e alagamentos de diversas proporções. Como, a mais grave das últimas décadas, em 2010, quando, segundo dados do Relatório da Defesa Civil durante o período de 08/05/2010 à 12/05/2010, foi registrada uma precipitação de 333,80mm, de forma que o rio subiu 5,30 m acima do nível normal e provocou enormes estragos na região.

No ano de 2013, foi criada a Lei Complementar nº 90/13, a qual dispunha sobre a definição dos limites do perímetro urbano da sede do município de Tubarão. Contudo, teve sua redação alterada pela Lei Complementar nº 131/16, criando as chamadas zonas de expansão urbana para serem incorporadas ao perímetro urbano. (Figura 8)

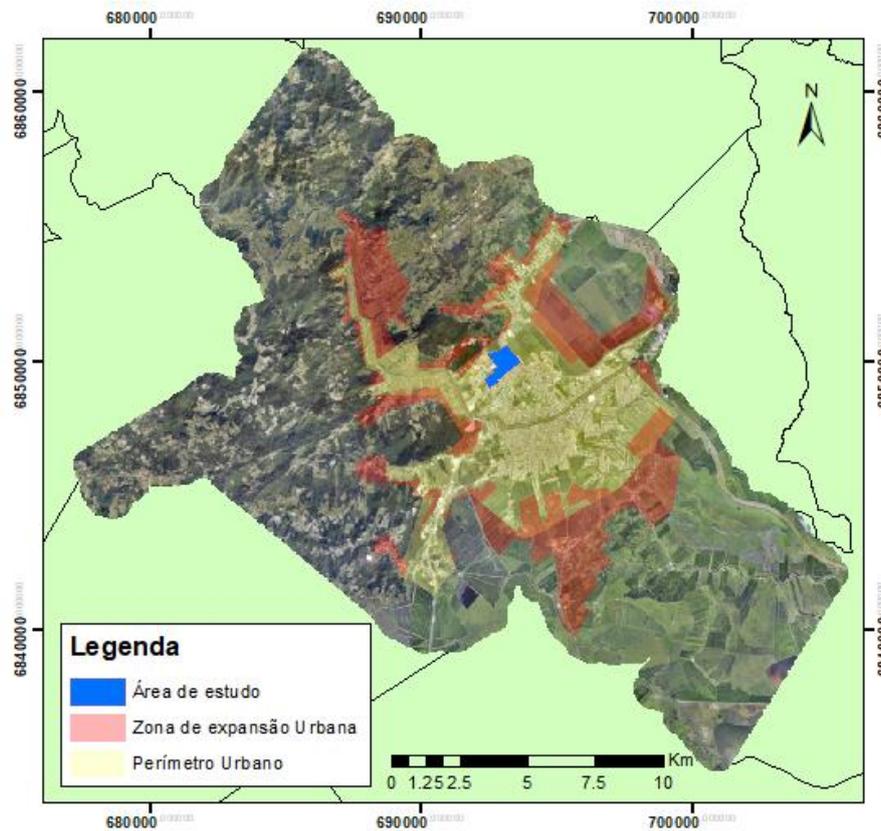


Figura 8. Limites Perímetro Urbano demarcado e zona de expansão urbana planejada – Tubarão/SC

Estas zonas direcionam o crescimento do município, porém, hoje, são áreas majoritariamente ocupadas pela rizicultura. São áreas planas, baixas e naturalmente inundáveis (UFRGS, 2018). Muitas delas servem como reservatórios naturais para o amortecimento de cheias dos rios que cruzam o município de Tubarão. Ressalta-se que a urbanização destas áreas pode gerar prejuízos por alagamentos em outras áreas da cidade devido ao incremento das vazões.

Na porção norte do município, localiza-se o bairro Humaitá de Cima onde está localizado o vazio urbano, área alvo deste estudo, conforme Figura 9. Esta possui área de 0,8614 km² e foi escolhida por apresentar-se não urbanizada e dentro dos limites do perímetro urbano.

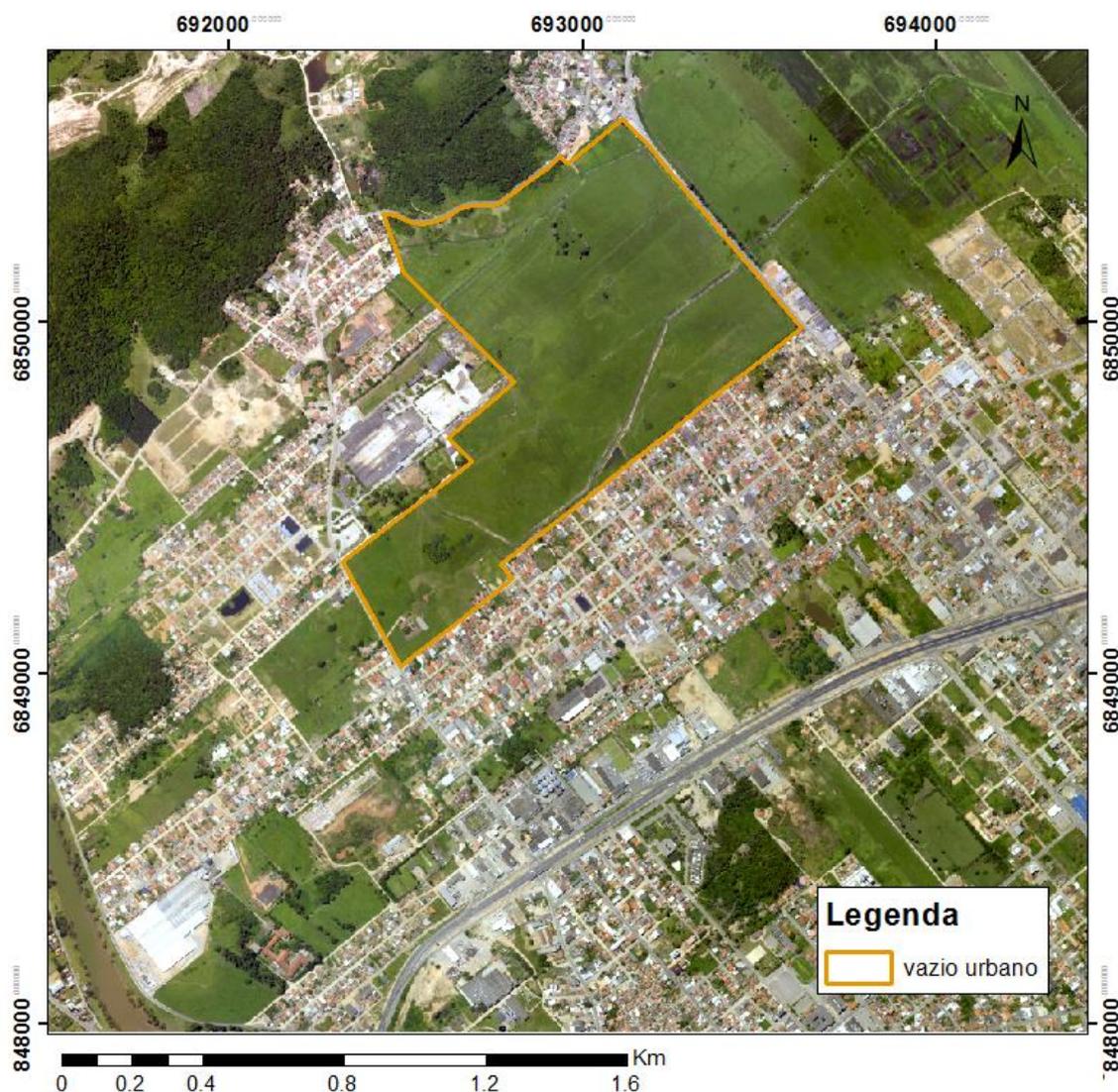


Figura 9. Área alvo de estudo.

5.2. Cenários

Segundo Tucci (2007), para evitar a transferência dos impactos para jusante, as bacias necessitam de reservação da ordem 1% de sua área para amortecimento pluvial. Sendo assim, para título de comparação dos efeitos dos reservatórios foram criados 5 possíveis cenários que variam em torno do valor indicado por Tucci (2007). A cada cenário o sistema seria redimensionado e seus custos comparados para verificação dos benefícios.

Os cenários propostos são:

- Cenário 1: Sem reservação de áreas (0,0%);
- Cenário 2: Reservação de 0,5% da área total;
- Cenário 3: Reservação de 1% da área total;

- Cenário 4: Reservação de 2% da área total;
- Cenário 5: Reservação de 4% da área total;

5.3. Levantamento de dados de entrada

5.3.1. Tipo de solo e de uso e ocupação proposto

O tipo de solo foi classificado com base no levantamento realizado pela EMBRAPA (2004) e nos arquivos digitais elaborados pela EPAGRI. Os solos da área de estudo foram classificados como argilosos quanto à textura e moderadamente drenado, mal drenado ou imperfeitamente drenado (mais para menos frequente, ordenadamente). Considerando estas características predominantes da área de estudo, enquadra-se o solo como tipo C na classificação de solos do método SCS, segundo Tucci (2008):

“Solo C: São solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo porcentagem considerável de argila e pouco profundo.”

Para o uso do solo, será considerado uso urbano/residencial. Conforme o Plano Diretor do município de Tubarão (Lei complementar 87/2013), a área estudada está inserida na Área Residencial Tipo III, onde a taxa ocupação máxima permitida é de 80%.

5.3.2. CN – Curve Number

O valor de referência do CN (Curve Number) foi retirado de tabelas do manual do SWMM 5.1 (SWMM, 2015) e Tucci (2008). Um único valor foi adotado para toda a área de estudo e definido segundo o critério de classificação dos tipos de solo para o método e uso da área pretendido: Ocupação residencial com tamanho médio de lote de 0.10 ha (CN = 83).

5.3.3. Chuva de projeto

As chuvas de projeto, também conhecidas como hietograma de projeto, são representações simplificadas da distribuição temporal da precipitação, utilizadas em modelos de simulação chuva-vazão, para dimensionamento de estruturas hidráulicas.

A equação IDF para o município de Tubarão (SC) foi obtida por Back et al. (2013) a partir da série de dados de máximas anuais da ANA para o posto pluviométrico de Rio do Pouso (02849000) que dispõe série histórica de 1940 a 2016. A série de máximas anuais foi submetida a testes de consistência para identificar dados inconsistentes.

A equação IDF foi obtida no formato abaixo:

$$i = \frac{KT^m}{(t + b)^n}$$

Onde:

i = intensidade média máxima da chuva (mm/h); T = período de retorno (anos);
 t = duração da chuva (minutos); K , m , b , n = parâmetros da equação.

Entretanto, a equação IDF apresentava uma descontinuidade e foi modificada seguindo a metodologia proposta por Helfer et al. (2017). Os parâmetros foram estimados com o algoritmo de gradiente reduzido generalizado (GRG2) desenvolvido por Lasdon e Waren (1981), disponível na ferramenta Solver do software Microsoft Excel.

A equação IDF obtida é apresentada a seguir:

$$i = \frac{1123,22 T^{0,194}}{(t + 14,685)^{0,792}}$$

Onde:

i = intensidade da chuva (mm/h); T = tempo de retorno (anos); t = duração da precipitação (minutos).

Após a definição da duração total da chuva como 24 horas para melhor representação dos hidrogramas de saída, seus tempos de retorno para 10 e 25 anos e a discretização de 5 minutos, foram calculadas as intensidades com base na curva IDF. Essas intensidades foram, então, transformadas em alturas de chuvas e representam os valores até o último intervalo. Estes incrementos foram calculados e rearranjados, de forma que o maior valor se localize no centro da duração total da chuva, e os demais sejam alocados em ordem decrescente e colocados, alternadamente, à direita e à esquerda do bloco central, conforme preconizado pelo Método dos Blocos Alternados. Os resultados são apresentados nas Figura 10 e Figura 11, a seguir:

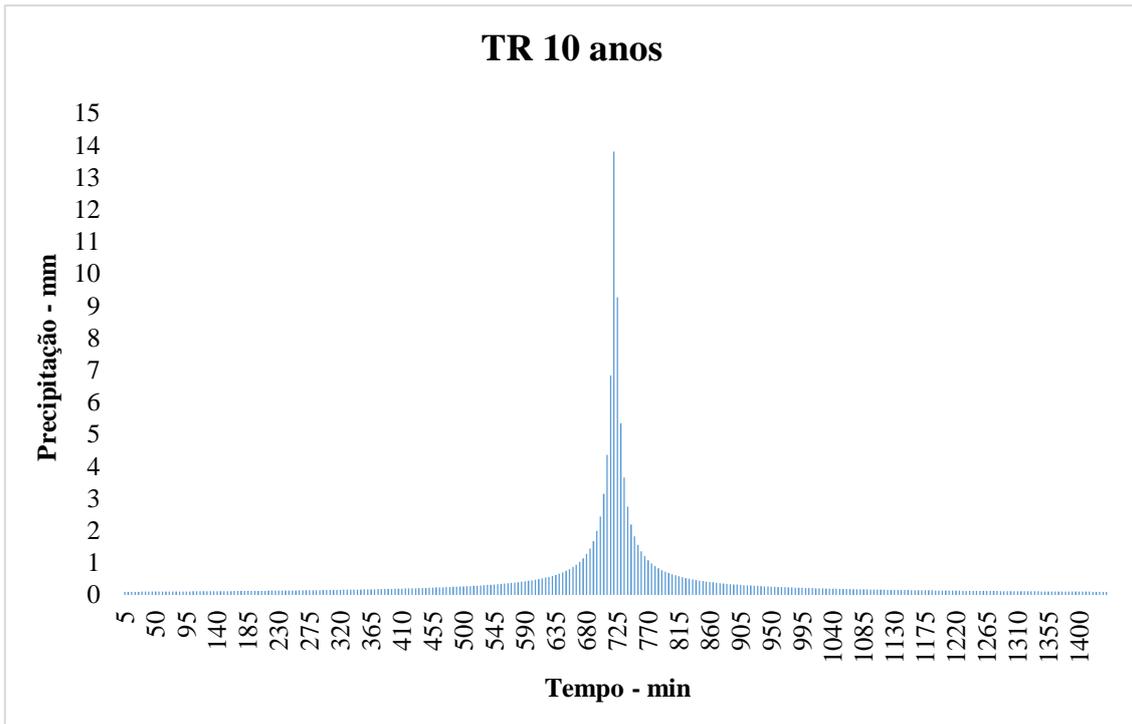


Figura 10. Chuva de projeto para o TR de 10 anos.

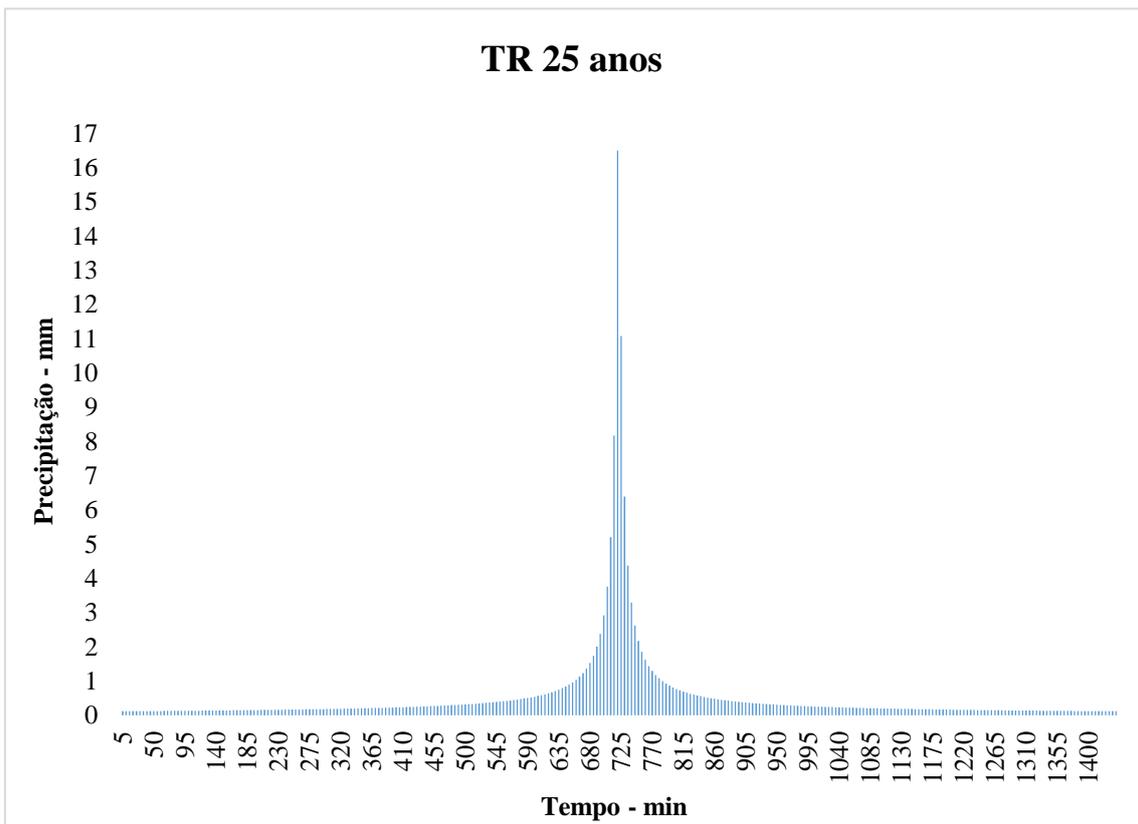


Figura 11. Chuva de projeto para o TR de 25 anos.

5.3.4. Áreas de contribuição

Para delimitação das áreas de contribuição foi utilizada a ortofoto disponibilizada pela Defesa Civil de Tubarão, resultado de um levantamento aerofotogramétrico realizado pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina (SDS-SC) em 2012. Este foi o critério utilizado tendo em vista que a região deverá ser aterrada para as possíveis construções, e assim, excluindo a possibilidade de utilizar um modelo MDT. As sub-bacias foram discretizadas a partir de quadras que foram criadas de forma hipotética para o estudo.

Cabe-se ressaltar que devido ao fato da área de estudo ser um loteamento hipotético, não seria possível prever possíveis divisores de água, sendo assim, optou-se pela definição das sub-bacias como as quadras do loteamento. Considerou-se também a drenagem instalada no município para essa definição.

As quadras hipotéticas (sub-bacias) seguiram o padrão de ruas e quadras já existente no bairro Humaitá de Cima, em sua área contígua à área de estudo, seguindo como critério o alinhamento das ruas já existentes. Para efeito de comparação do método, foi criado um coeficiente (LR) representado pelo somatório do comprimento total das ruas por área.

$$LR (km) = \frac{\text{Comprimento total das ruas (km)}}{\text{Área (km}^2\text{)}}$$

A seguir na Figura 12 é apresentada a área considerada como padrão para os arruamentos do loteamento hipotético proposto e o loteamento proposto com seus arruamentos.

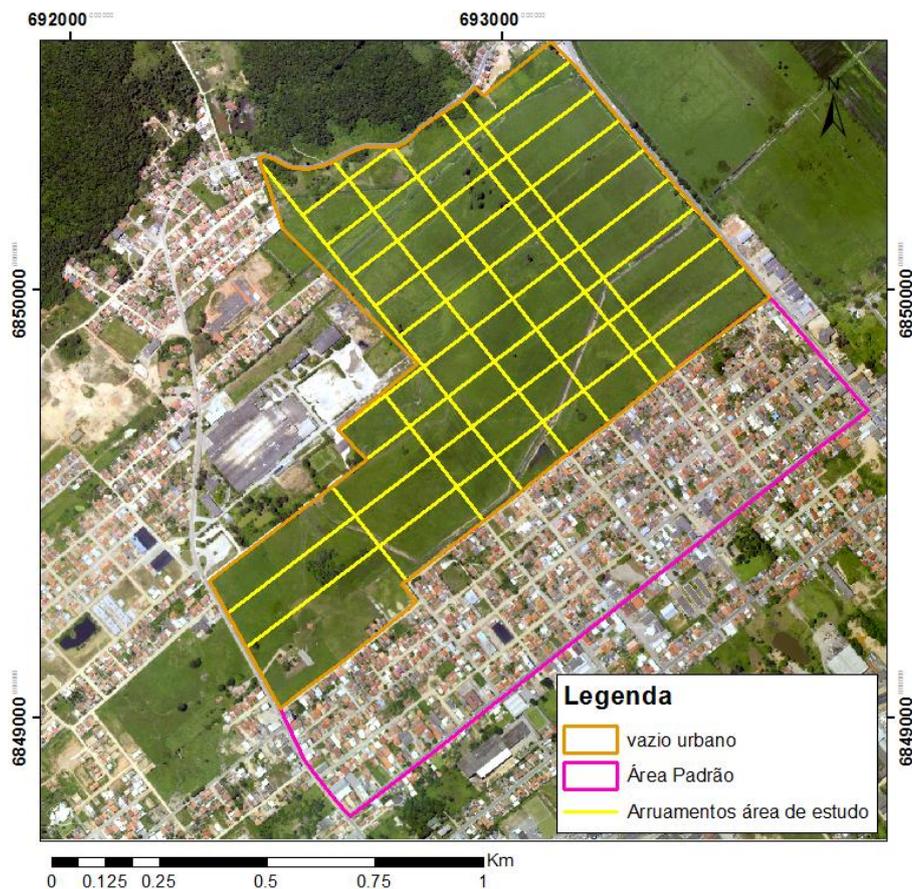


Figura 12. Área modelo para os arruamentos e vazio urbano estudado.

Para efeito de comparação foram obtidos os seguintes dados e resultados para o coeficiente proposto, conforme segue a Tabela 7.

Tabela 7. Coeficiente Comprimento das ruas por área.

Padrão Cidade		Padrão Loteamento Hipotético	
Comprimento total ruas-LR (km)	7,46	Comprimento total ruas-LR (km)	12,86
Área (km ²)	0,51	Área (km ²)	0,86
Coeficiente Comprimento/Área (km/km ²)	14,64	Coeficiente Comprimento/Área (km/km ²)	14,93

Como resultado da divisão da área em sub-bacias, obteve-se a área de estudo dividida em 59 pequenas áreas de contribuição, conforme figura representativa (Figura 13).

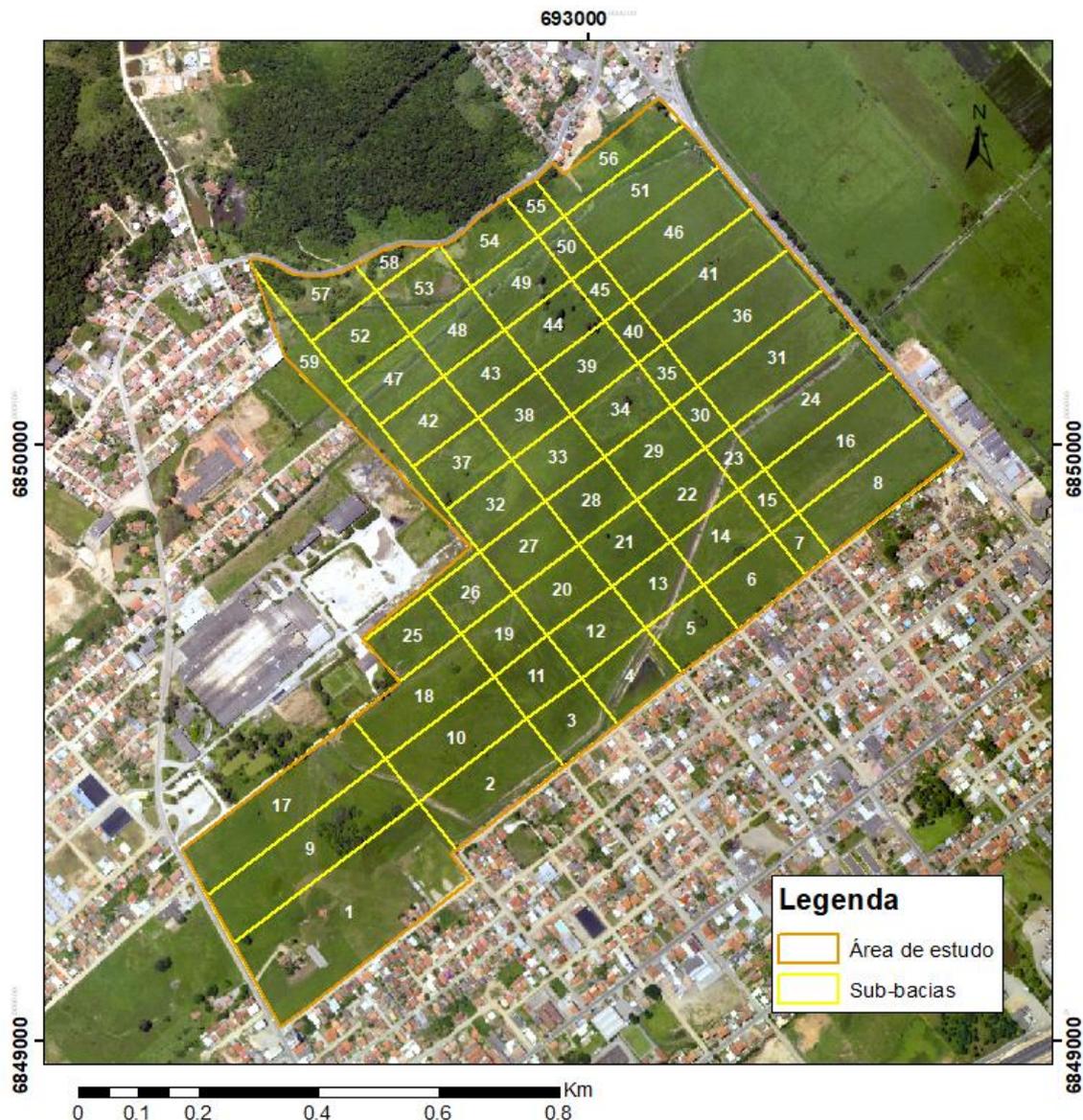


Figura 13. Sub-bacias discretizadas a partir das quadras hipotéticas.

5.3.5. Coeficiente de Manning - Superfície livre

O coeficiente de Manning representa a rugosidade das superfícies. Para sua determinação foi considerado o uso do solo proposto para a área de estudo como urbana, conforme anteriormente definido. Para tal, foi a classe “asfalto liso” a empregada na definição do valor referente a área impermeável, enquanto para a área permeável, o coeficiente de manning foi definido como “grama curta”.

Os valores foram determinados conforme informações do manual do software SWMM 5.1 (2015) considerando as similaridades entre a descrição das superfícies e as classes de uso e ocupação propostas neste estudo, conforme descrito na Tabela 8.

Tabela 8. Valores de coeficiente de Manning de referência adotados

Coeficiente n de Manning		Valores adotados para área
Escoamentos a superfície livre		
Superfície	Manning	
Asfalto liso	0,011	Impermeável
Gramma curta	0,15	Permeável

Fonte: McGuen, R. et al. (1996) apud User's Manual SWMM 5.1 (2015).

5.3.6. Nós e Condutos

Os nós foram previstos nos pontos de encontro das áreas de contribuição (a cada esquina) e suas cotas foram definidas de forma a garantir que os condutos obedecessem aos critérios: mínimo de declividade para a rede de drenagem (declividade $\geq 0,5\%$), terreno com declividade igual a 0,5% e minimização da função custo, considerando a escavação mínima para recobrimento dos condutos.

Os condutos foram alocados alternadamente nas ruas propostas de forma a cobrir toda a região e poder receber diretamente o escoamento superficial proveniente de cada uma das áreas de contribuição.

Para melhoria dos resultados, partiu-se da cota do exutório extraída de um modelo MDT fornecido pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina (SDS-SC). Estimou-se a cota mínima da base dos condutos para que fosse atendido o critério de declividade da rede de drenagem. Dimensionou-se os condutos, de forma a atender a recomendações técnicas como da Portaria nº 004/2010 do Rio-Águas para uma chuva com tempo de retorno igual a 10 anos. Embora nesta Portaria a relação enchimento por diâmetro deva ser $\leq 85\%$ para que os condutos e galerias não entrem em carga, foi utilizado o critério máximo de 80% para a relação enchimento por diâmetro, pois é o limite em que o software indica sobrecarga. Em seguida, estimou-se a cota do terreno somando-se os diâmetros e o recobrimento mínimo de 1,0m de solo, conforme indicado por Tucci (2008).

Tendo em vista que o terreno não apresentava um cenário ideal, com declividade constante, sua declividade foi fixada em 0,5%. A partir disto, foram, então, calculadas as novas cotas dos nós (geratriz da base dos condutos) e inseridas no software de modelagem para que fossem usados os condutos com menores diâmetros possíveis para a drenagem da área de estudo. Esta função foi melhorada com o recálculo das cotas da geratriz da

base dos condutos sempre que os diâmetros fossem modificados. Para a redução dos diâmetros seguiu-se obedecendo ao critério de enchimento máximo.

As águas provenientes do escoamento superficial serão conduzidas pela rede de macrodrenagem até uma vala existente, localizada ao lado da área de estudo, a qual tem seu exutório no rio Capivari.

Os diâmetros dos condutos e as dimensões das galerias, no formato (Altura x Largura), resultantes do sistema sem reservatórios para o tempo de retorno igual a 10 anos, estão apresentados na Figura 14, além das nomenclaturas utilizadas para os condutos, em preto, e em branco para os nós.

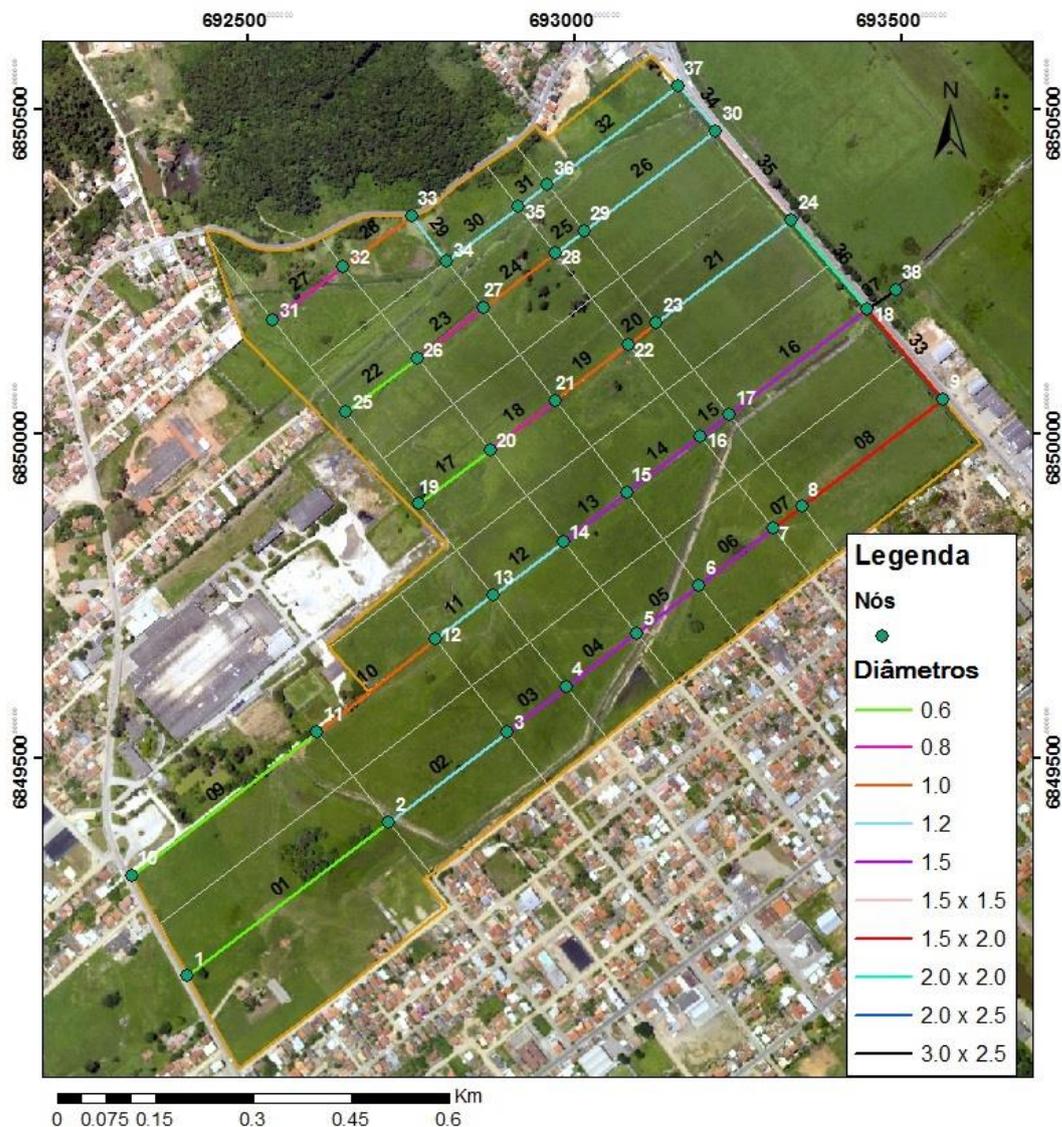


Figura 14. Nomenclatura de nós e condutos e dimensões dos condutos para o TR de 10 anos.

5.2.7. Alocação e dimensionamento dos Reservatórios

Como apresentado anteriormente, foi proposta a introdução de um loteamento na área de estudo, desta forma, urbanizando-a. Após a rede ter sido dimensionada para o tempo de retorno de 10 anos, como dito anteriormente, foi inserida uma chuva de projeto com tempo de retorno de 25 anos. Como resultado, alguns nós apresentaram alagamentos.

Na Tabela 9 são apresentados os nós que apresentaram alagamento, além de seus volumes e profundidades de alagamento máximas para uma área de 200 m².

Tabela 9. Nós alagados para a chuva com tempo de retorno de 25 anos, sem reservatórios.

Número Nó	Alagamento total em volume (10 ⁶ litros)	Profundidade máxima de alagamento (metros)
02	0,050	0,150
03	0,030	0,105
04	0,080	0,292
05	0,094	0,338
06	0,047	0,161
09	0,069	0,106
15	0,021	0,072
16	0,065	0,253
17	0,082	0,297
18	0,264	0,397
20	0,026	0,104
21	0,043	0,175
22	0,030	0,125
26	0,005	0,020
27	0,022	0,088
28	0,013	0,057
29	0,023	0,084
35	0,027	0,104
36	0,034	0,126
37	0,019	0,068

Os nós com alagamentos foram considerados como localidades prioritárias para o recebimento dos reservatórios. Foram, então, alocados ao total cinco reservatórios (Figura 15), próximos dos nós que apresentavam algum alagamento. Além disto, para a localização foi utilizado o critério de não alocar nos extremos de montante ou jusante para que seu efeito fosse maximizado.

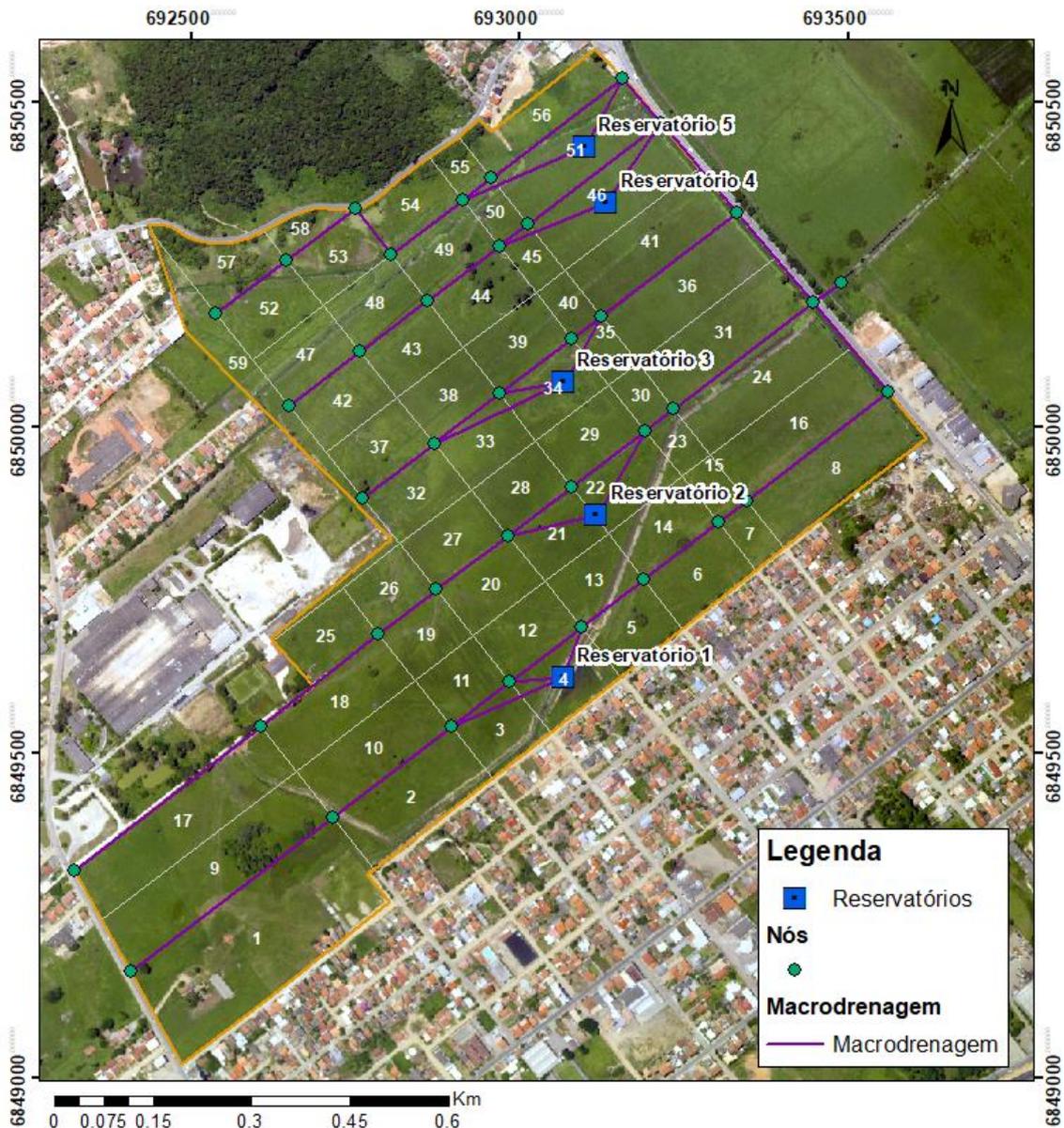


Figura 15. Reservatórios propostos.

Cabe-se ressaltar que, como dito anteriormente, a região do estudo é uma região plana, a qual apresenta lençol freático pouco profundo. Sendo assim, foi aplicado o critério de profundidade máxima dos reservatórios de 1,5m.

As áreas dos reservatórios foram calculadas a partir da porcentagem da área total da área de estudo, conforme critério dos cinco cenários propostos e ponderada em relação a área a montante.

A Tabela 10, a seguir, apresenta os valores resultantes de área para cada reservatório em cada um dos cenários propostos.

Tabela 10. Áreas dos reservatórios para cada cenário.

% Área	Área em m ²					
	Reservatório 1	Reservatório 2	Reservatório 3	Reservatório 4	Reservatório 5	Total
0,5	1500	1000	600	600	600	4300
1,0	3000	2000	1200	1200	1200	8600
2,0	6000	4000	2400	2400	2400	17200
4,0	12000	8000	4800	4800	4800	34400

Todos os reservatórios têm suas saídas controladas por orifícios e vertedores de emergência. Os vertedores possuem altura de 20 cm e localizam-se no ponto mais alto possível das paredes dos reservatórios. As estruturas de saída são redimensionadas em cada cenário para melhoria do resultado. Os vertedores não devem ser utilizados sempre que possível e os orifícios podem ser reduzidos até um valor máximo que permita o esvaziamento do reservatório em até 24 horas após o fim do evento.

5.2.7.1. Reservatório 1

O reservatório 1 foi proposto para receber o escoamento das sub-bacias 1, 2, 3, 9, 10 e 11. O escoamento chega até ele através de dois condutos com diâmetro de 1,5 m e comporta para controle do refluxo. A saída do reservatório é controlada por um orifício e um vertedor de emergência.

5.2.7.2. Reservatório 2

O reservatório 2 amortece o escoamento proveniente das quadras 17, 18, 19, 20, 25, 26 e 27. Sua entrada é feita através de um conduto com diâmetro de 1,5 m, com comporta para impossibilitar o remanso, e sua saída controlada por um orifício, além de possuir um vertedor de emergência.

5.2.7.3. Reservatório 3

O reservatório 3 foi proposto para receber o escoamento das quadras 32, 33, 37 e 38. O escoamento chega até ele através de dois condutos, um com diâmetro de 0,8 m e outro com diâmetro de 1,0 m, ambos com comporta, e sua saída é controlada por um orifício e um vertedor de emergência.

5.2.7.4. Reservatório 4

O reservatório 4 foi proposto para conter alagamentos através do amortecimento do escoamento oriundo das sub-bacias 42, 43, 44, 47, 48 e 49. O escoamento chega até ele através de um conduto circular com 1,2 m de diâmetro, com comporta contra o remanso. Sua saída é controlada por um orifício circular e um vertedor de emergência

5.2.7.5. Reservatório 5

O reservatório 5 amortece o escoamento proveniente das quadras 52, 53, 54, 57, 58 e 59. Sua entrada é feita através de um conduto circular com diâmetro de 1,2 m, com comporta para controle do remanso. Sua saída é controlada por um orifício, além de possuir um vertedor de emergência.

6. RESULTADOS

A seguir são apresentados os cinco cenários propostos com sua rede de drenagem e reservatórios dimensionados, além de seus respectivos custos. Os custos foram feitos a partir de dados do SINAPI (2017). Salienta-se que esses estão apresentados de forma sintética, porém no Apêndice I podem ser encontradas de forma detalhada para os cinco cenários.

6.1. Cenário 0,0%

Neste cenário, os reservatórios não foram inseridos. Desta forma, os condutos foram redimensionados para o tempo de retorno igual a 25 anos e seus custos foram estimados para fins de comparação.

Para este cenário, alguns condutos precisaram ser redimensionados, em relação a rede de drenagem dimensionada para o TR igual a 10 anos, foram eles:

Condutos 4, 5 e 6 – de 1,5 m para Aduela de 1,5 m x 1,5 m;

Conduto 16 – de 1,5 m para Aduela de 1,5 m x 1,5 m;

Conduto 19 – de 1,0 m para 1,2 m

Conduto 20 e 21 – de 1,0 m e 1,2 m, respectivamente, para 1,5 m;

Conduto 26 – de 1,2 m para 1,5 m;

Conduto 32 – de 1,2 m para 1,5 m;

Conduto 34 – de 1,2 m para 1,5 m;

Conduto 35 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para Aduela de 1,5 m x 2,0 m;

Conduto 37 – de Aduela de 3,0 m x 2,5 m para Aduela de 3,5 m x 3,0 m;

Os diâmetros, em metros, dos condutos resultantes são apresentados na Figura 16.

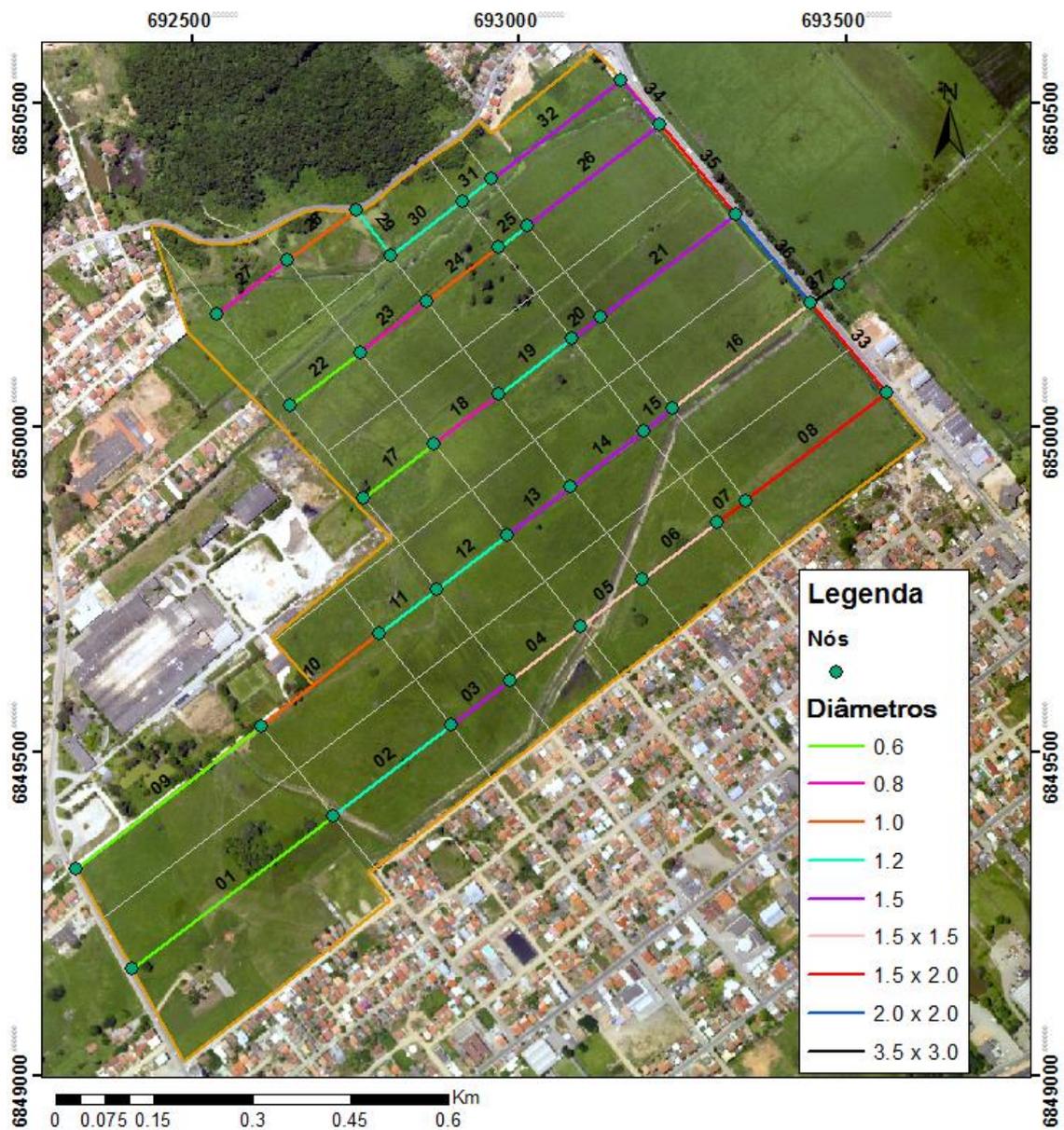


Figura 16. Condutos resultantes para o cenário 0,0%

Na Tabela 11 estão apresentados os custos simplificados para o cenário 0,0%.

Tabela 11. Custos simplificados para o cenário 0,0%

Item	Custo
Condutos e Aduelas da rede de drenagem	6.069.852,71
Reservatório 1	0,00
Reservatório 2	0,00
Reservatório 3	0,00
Reservatório 4	0,00
Reservatório 5	0,00
Custo total	6.069.852,71

6.2. Cenário 0,5%

Neste cenário foi proposto a reservação de 0,5% da área total para construção de reservatórios de detenção. Todos os reservatórios apresentaram profundidade de 1,5 m. Os diâmetros, em metros, dos condutos resultantes são apresentados na Figura 17.

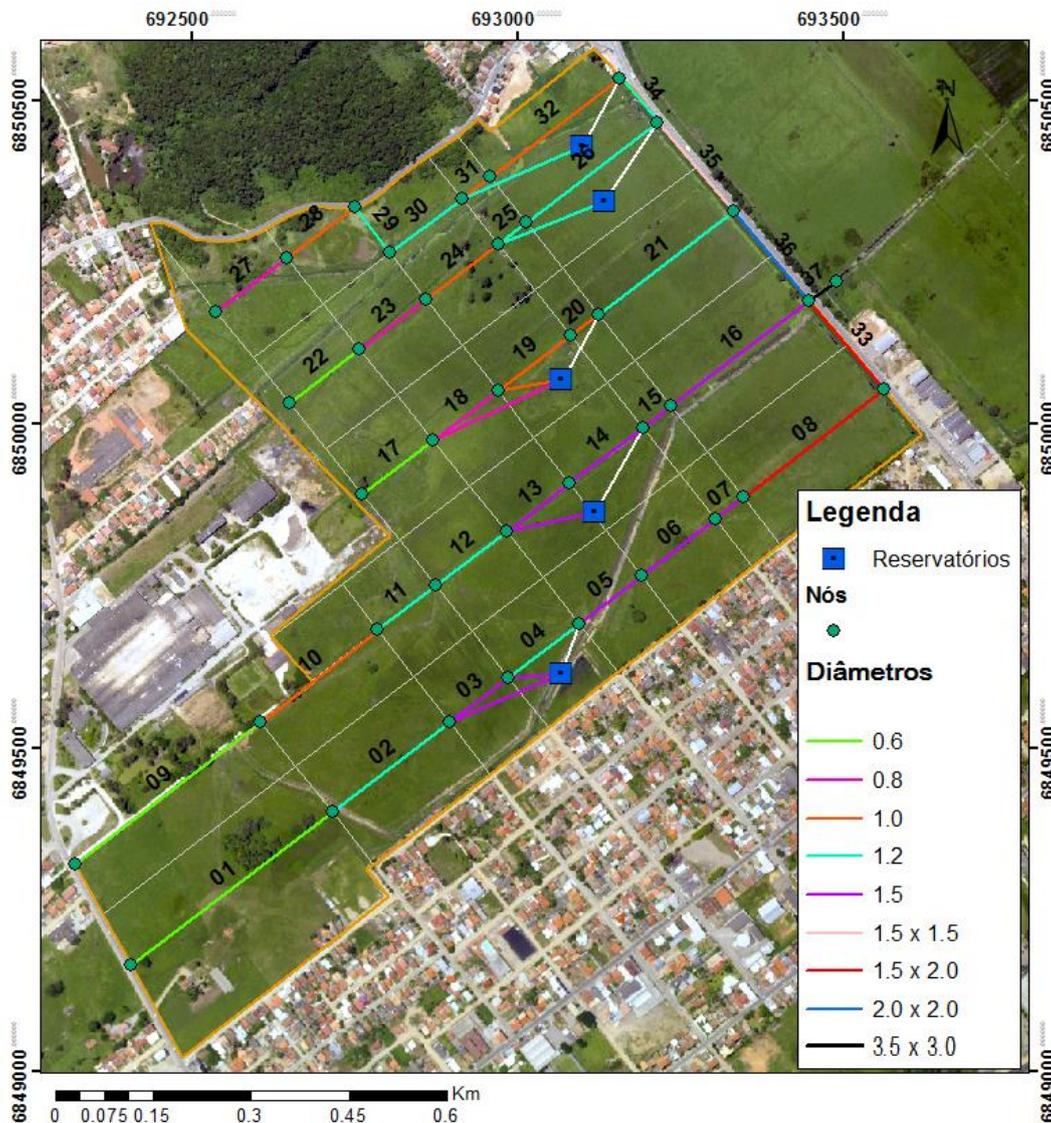


Figura 17. Condutos resultantes do Cenário 0,5%.

Constata-se que foi possível reduzir o diâmetro de alguns condutos, em relação ao cenário anterior, são eles:

Conduto 4 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para conduto de 1,2 m;

Condutos 5, 6 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para conduto de 1,5 m;

Conduto 7 – de Aduela de 1,5 m x 2,0 m para conduto de 1,5 m;

Conduto 16 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para conduto de 1,5 m;

Conduto 19 e 20 – de condutos de 1,2 m e 1,5 m, respectivamente, para conduto de 1,0 m para ambos;

Conduto 21 – de conduto de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 26 – de conduto de 1,5 m para 1,2 m;

Condutos 31 e 32 – de conduto de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 34 – de conduto de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 35 – de Aduela de 1,5 m x 2,0 m para Aduela de 1,5 m x 1,5 m;

Todavia, deve-se notar, também, a inserção dos condutos referentes aos reservatórios.

Na Tabela 12 estão apresentados os resultados do dimensionamento das estruturas de saída dos reservatórios.

Tabela 12. Estruturas de saídas para os reservatórios no cenário 0,5%

	Nome	Área (m ²)	Orifício de saída	Vertedor		
			Diâmetro (m)	Vazão de pico (m ³ /s)	Altura (m)	Comprimento (m)
Cenário 0,5%	1	1500	1,00	3,24	0,20	20,00
	2	1000	0,20	1,30	0,20	8,00
	3	600	0,20	0,80	0,20	5,00
	4	600	0,50	1,41	0,20	9,00
	5	600	0,50	1,26	0,20	8,00

Na Tabela 13 estão apresentados os custos simplificados para o cenário 0,5%.

Tabela 13. Custos simplificados para o cenário 0,5%.

Item	Custo
Condutos e Aduelas da rede de drenagem	5.736.667,40
Reservatório 1	91.827,38
Reservatório 2	61.080,07
Reservatório 3	36.653,23
Reservatório 4	36.756,86
Reservatório 5	36.730,95
Custo total	5.999.715,88

6.3. Cenário 1,0%

Neste cenário foi proposto a reservação de 1,0% da área total para construção de reservatórios de detenção. Todos os reservatórios apresentaram altura de 1,5 m. Os diâmetros, em metros, dos condutos resultantes são apresentados na Figura 18.

Ao compararmos com o cenário 0,5%, nota-se que alguns condutos tiveram suas dimensões modificadas devido ao aumento da área de reservação, são eles:

Conduto 03 – de 1,5 m para 1,0 m;

Conduto 08 – de Aduela de 1,5 m x 2,0 m para conduto 1,5 m;

Conduto 25 – de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 35 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para conduto 1,5 m;

Conduto 37 – de Aduela de 3,5 m x 3,0 m para Aduela de 3,0 m x 2,5 m;

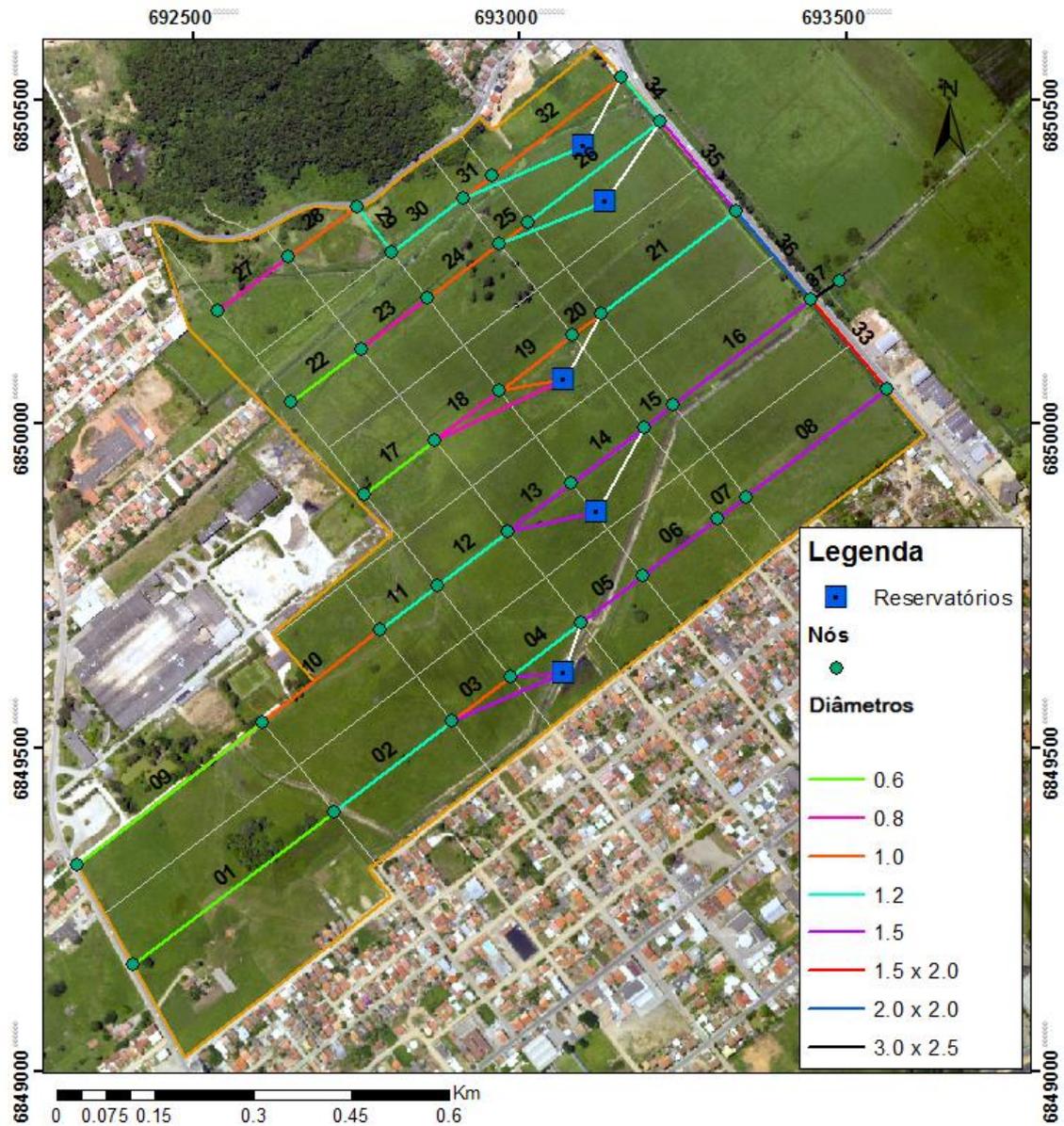


Figura 18. Condutos resultantes do cenário 1,0%.

Na Tabela 14 estão apresentados os resultados do dimensionamento das estruturas de saída dos reservatórios.

Tabela 14. Estruturas de saída dos reservatórios para o cenário 1,0%.

	Nome	Área (m ²)	Orifício de saída	Vertedor		
			Diâmetro (m)	Vazão de pico (m ³ /s)	Altura (m)	Comprimento (m)
Cenário 1%	1	3000	0,80	3,59	0,20	22,00
	2	2000	0,20	1,55	0,20	9,00
	3	1200	0,20	1,13	0,20	7,00
	4	1200	0,35	1,55	0,20	9,00
	5	1200	0,35	1,30	0,20	8,00

Na Tabela 15 estão apresentados os custos simplificados referentes ao cenário 1,0%.

Tabela 15. Custos simplificados para o cenário 1,0%

Item	Custo
Condutos e Aduelas da rede de drenagem	5.140.669,51
Reservatório 1	183.183,58
Reservatório 2	121.989,63
Reservatório 3	73.225,26
Reservatório 4	73.291,38
Reservatório 5	73.252,02
Custo total	5.665.611,39

6.3. Cenário 2,0%

Neste cenário foi proposto a reservação de 2,0% da área total para construção de reservatórios de detenção. O reservatório 3 foi único que teve sua cota inundável diminuída para 1,2 m. Todos os outros seguiram com o valor máximo de 1,5 m. Os diâmetros, em metros, dos condutos resultantes são apresentados na Figura 19.

Ao compararmos com o cenário 1,0%, nota-se a alteração das dimensões de alguns condutos, devido ao aumento de área reservada para a criação de reservatórios, são eles:

Conduto 04 – de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 05 – de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 13 – de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 14 – de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 15 – de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 19 – de 1,0 m para 0,8 m;

Conduto 21 – de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 26 – de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 33 – de Aduela de 1,5 m x 2,0 m para Aduela de 1,5 m x 1,5 m;

Conduto 36 – de Aduela de 2,0 m x 2,0 m para Aduela de 1,5 m x 2,0 m;

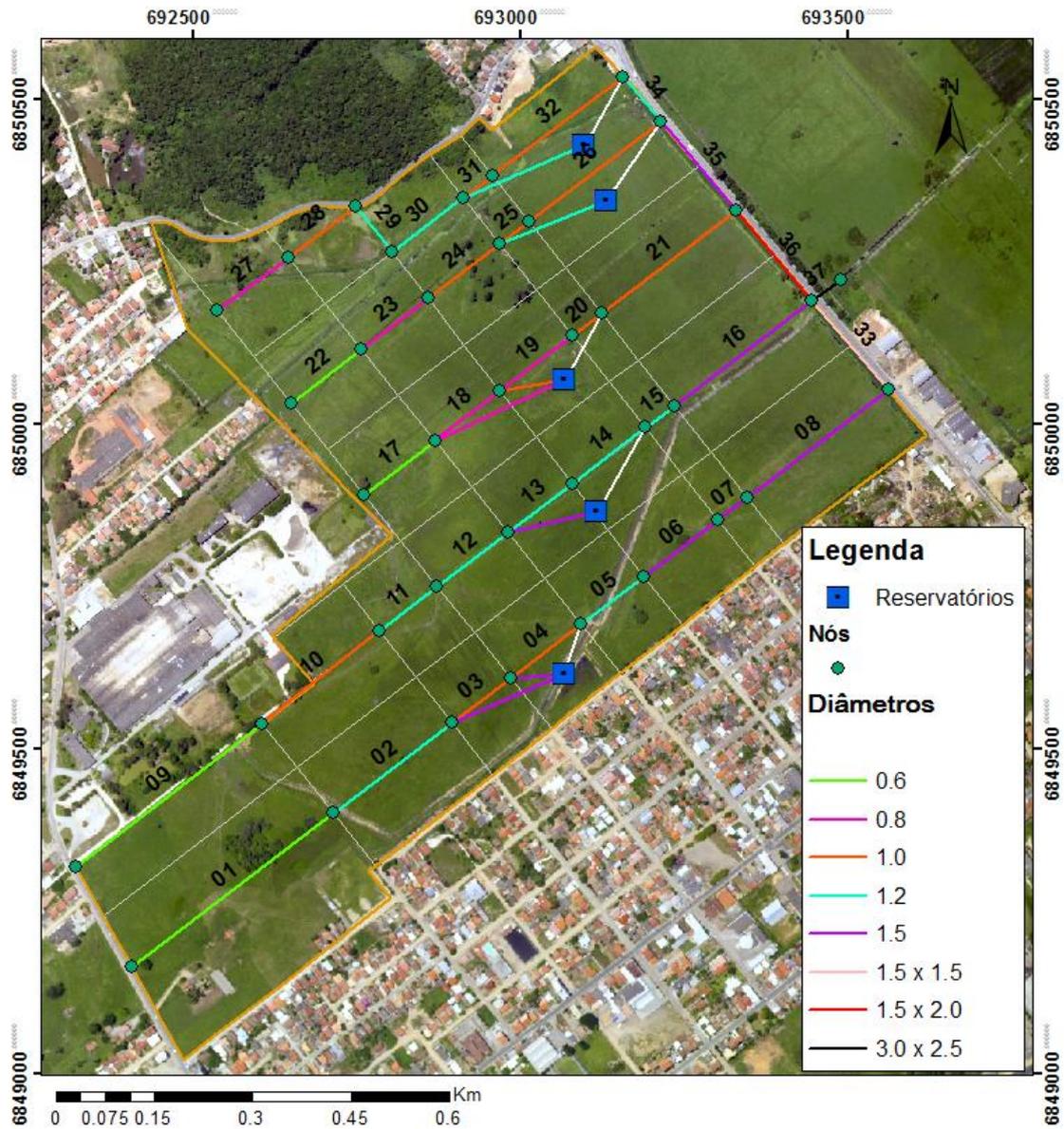


Figura 19. Condutos resultantes no cenário 2,0%.

Na Tabela 16 estão apresentados os resultados do dimensionamento das estruturas de saída dos reservatórios.

Tabela 16. Estruturas de saída dos reservatórios para o cenário 2,0%.

Cenário	Nome	Área (m ²)	Orifício de saída	Vertedor		
			Diâmetro (m)	Vazão de pico (m ³ /s)	Altura (m)	Comprimento (m)
2%	1	6000	0,35	3,74	0,20	23,00
	2	4000	0,25	2,22	0,20	13,00
	3	2400	0,20	1,34	0,20	8,00
	4	2400	0,20	1,55	0,20	9,00
	5	2400	0,20	1,30	0,20	8,00

Na Tabela 17 estão apresentados os custos simplificados referentes ao cenário 2,0%.

Tabela 17. Custos simplificados para o cenário 2,0%

Item	Custo
Conduitos e Aduelas da rede de drenagem	4.596.345,95
Reservatório 1	365.825,63
Reservatório 2	182.967,91
Reservatório 3	141.807,19
Reservatório 4	146.338,75
Reservatório 5	146.299,40
Custo total	5.579.584,83

6.4. Cenário 4,0%

Neste último cenário foi proposto a reservação de 4,0% da área total para construção de reservatórios de detenção. Os diâmetros dos condutos resultantes são apresentados na Figura 20.

Ao compararmos com o cenário 2,0%, nota-se a alteração das dimensões de alguns condutos, devido ao aumento de área reservada para a criação de reservatórios, dentre eles:

Conduto 04 – de 1,0 m para 0,8 m;

Conduto 06 – de 1,5 m para 1,2 m;

Conduto 13 – de 1,2 m para 1,0 m;

Conduto 18 – de 0,8 m para 0,6 m;

Conduto 31 – de 1,0 m para 0,8 m;

Conduto 33 – de Aduela de 1,5 m x 1,5 m para conduto de 1,5 m;

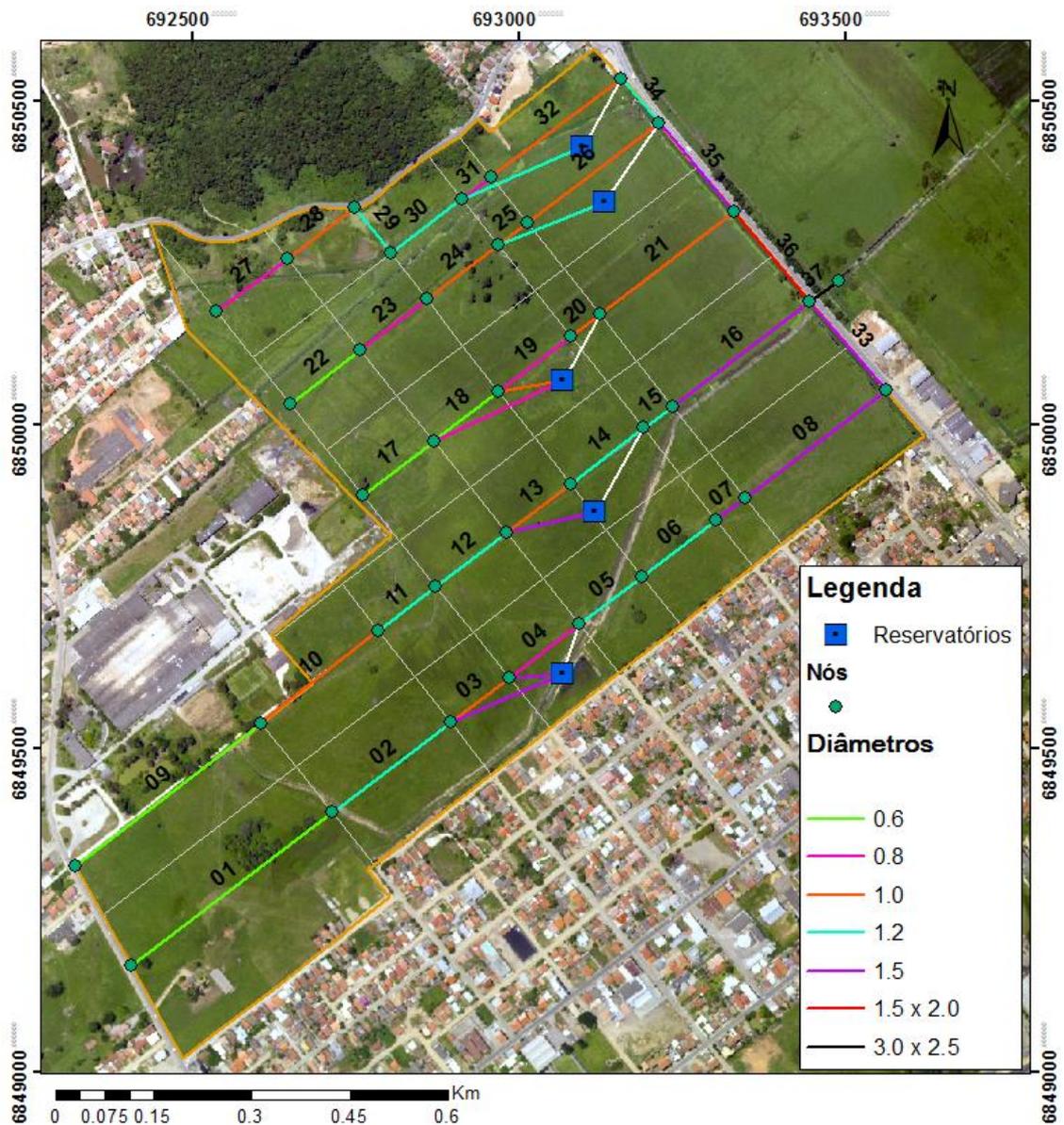


Figura 20. Condutos resultantes no cenário 4,0%.

Na Tabela 18 estão apresentados os resultados do dimensionamento das estruturas de saída dos reservatórios. Cabe-se ressaltar que devido ao novo aumento de área de reservação, foi possível reduzir a profundidade dos reservatórios 3, 4 e 5.

Tabela 18. Estruturas de saída dos reservatórios para o cenário 4,0%.

	Nome	Área (m ²)	Cota Inundável (m)	Orifício de saída		Vertedor	
				Diâmetro (m)	Vazão de pico (m ³ /s)	Altura (m)	Comprimento (m)
Cenário 4%	1	12000	1,5	0,30	4,01	0,20	24,00
	2	8000	1,5	0,25	2,63	0,20	16,00
	3	4800	1,0	0,20	1,46	0,20	9,00
	4	4800	1,2	0,20	1,69	0,20	10,00
	5	4800	1,2	0,20	1,54	0,20	9,00

Na Tabela 19 são apresentados os custos simplificados referentes ao cenário 4,0%.

Tabela 19. Custos simplificados para o cenário 4,0%

Item	Custo
Condutos e Aduelas da rede de drenagem	4.328.731,89
Reservatório 1	731.120,74
Reservatório 2	487.396,51
Reservatório 3	277.424,32
Reservatório 4	283.458,53
Reservatório 5	283.434,92
Custo total	6.391.566,92

6.5. Comparações entre os cenários

Foram gerados gráficos de pizza para que fosse verificada a participação dos reservatórios no custo total do projeto, onde o valor somado dos cinco reservatórios está representado em laranja e da rede em azul. (Figura 21)

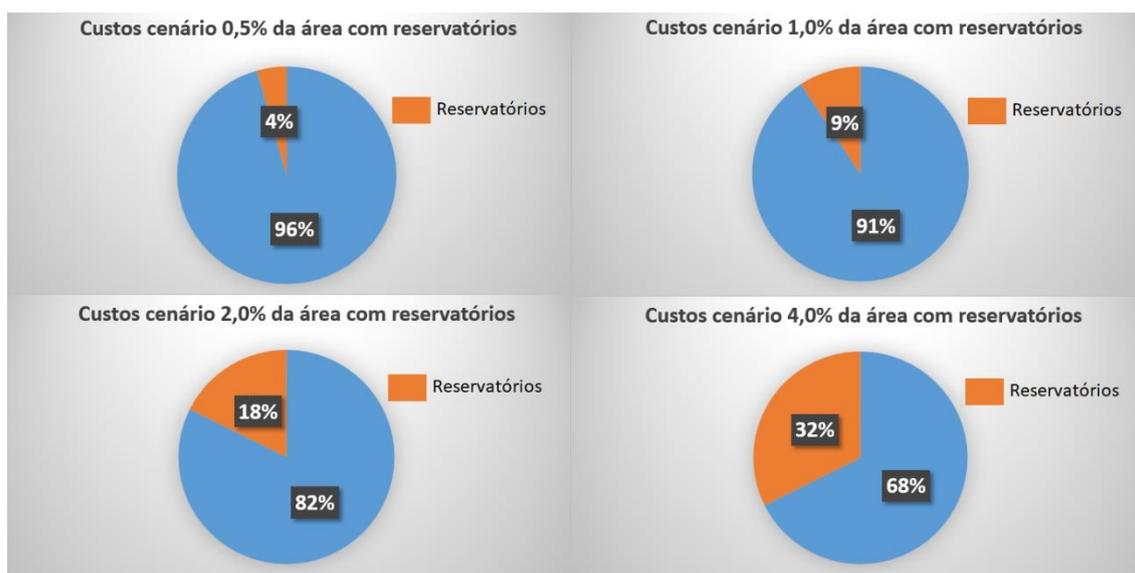


Figura 21. Percentual de participação dos reservatórios no custo total

Conforme verifica-se, nos primeiros cenários, os reservatórios tem uma representação baixa no valor total (4% e 9% nos dois primeiros cenários, respectivamente). Todavia, no último cenário, chegam a representar quase um terço do valor total, enquanto a rede apresentou uma redução nos custos de, aproximadamente, 6%, em relação ao cenário 2,0%, explicando assim a elevação do custo total em mais de 12%.

Tendo em vista os resultados apresentados para cada cenário, foi criada o gráfico comparativo dos custos (Figura 22) em porcentagem de área a ser reservada por custo total de implementação do sistema de drenagem para fins de comparação e escolha do melhor cenário.

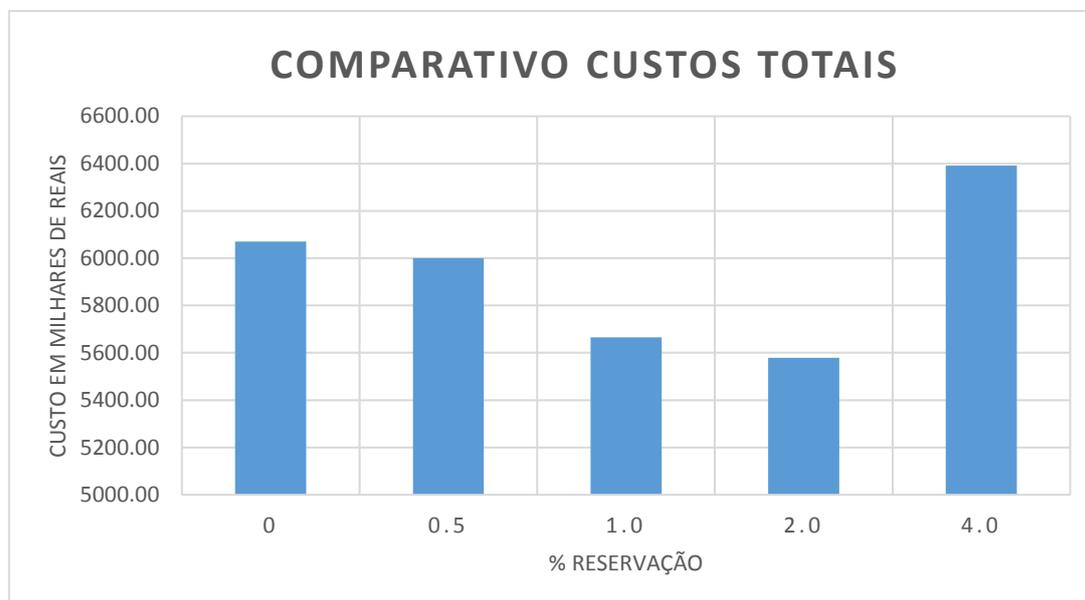


Figura 22. Comparativo do custo em porcentagem de reservação por custo total

O custo total apresenta um menor valor, dentre os cenários propostos, para o cenário 2,0% da área total a ser reservada. Este cenário apresenta reduções no valor final de 8,07%, 6,69 %, 1,52% e 12,70% em relação aos cenários 0,0%, 0,5%, 1,0% e 4,0%, respectivamente. Entretanto, o custo deve ser olhado em conjunto com os resultados do hidrograma de projeto para a saída da macrodrenagem para uma melhor tomada de decisão.

Constata-se ainda que por menores que sejam as reservações, elas podem gerar uma redução nos custos totais das obras, podendo chegar a 1,15% (entre cenário 0,0% e 0,5%), conforme verifica-se comparando os dois primeiros cenários.

Na Tabela 20 estão apresentados os valores para a descarga de pico e na Figura 23 estão apresentados os hidrogramas de projeto para os cinco cenários com TR igual a 25 anos, além da curva da macrodrenagem dimensionada para um evento inferior, com tempo de retorno igual a 10 anos, sem reservatórios.

Tabela 20. Vazões de pico, em m³/s

Caso	Vazão de pico (m ³ /s)
Cenário 0,0%	25,63
Cenário 0,5%	23,15
Macro drenagem TR 10 anos	21,96
Cenário 1,0%	20,90
Cenário 2,0%	17,24
Cenário 4,0%	16,48

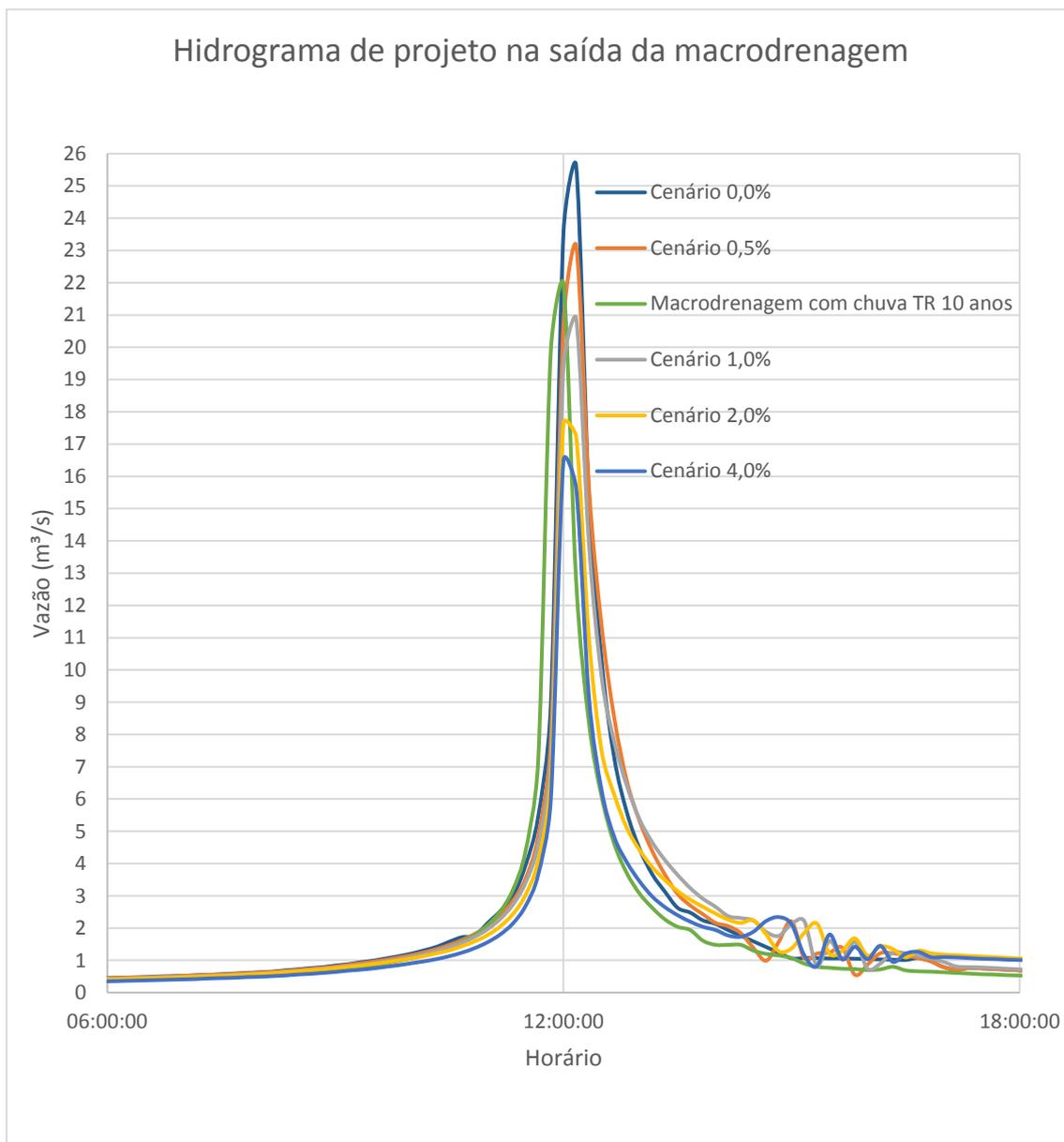


Figura 23. Hidrograma de projeto na saída da macro drenagem

Na recessão dos hidrogramas verifica-se uma instabilidade que constatou-se ser originária do conduto mais a jusante do sistema (Conduto 37), o qual apresenta valores

maiores de altura e largura, e, sobretudo, menor comprimento em relação aos demais condutos do sistema, porém não afeta os resultados.

Os hidrogramas e a tabela de vazões máximas mostram que a implantação de reservatórios garante uma significativa redução no pico de vazão de 25,63 m³/s (Cenário 0,0%) para 17,24 m³/s (cenário 2,0%, mais adequado), representando uma redução de 32,7%, porém podendo chegar até 35,7% se comparado entre os cenários 4,0% e 0,0%.

Ainda, se comparados os dois últimos cenários, nota-se um ganho incremental baixo (variação de 17,24 m³/s no cenário 2,0% para 16,48 m³/s no cenário 4,0%) em relação ao incremento de custo (de R\$5.579.584,83 para R\$6.391.566,92 nos cenários de 2,0% e 4,0%, respectivamente).

Analisando os dados apresentados no hidrograma de projeto verifica-se que nos cenários 1,0%, 2,0% e 4,0% conseguiu-se um amortecimento em suas vazões de forma que os valores máximos se apresentaram inferiores às vazões de pico de um evento com tempo de retorno de 10 anos, ou seja, um evento inferior com proposta higienista, onde propõe-se somente o escoamento da água precipitada da forma mais rápida possível, sem preocupações com os resultados a jusante.

Além disso, constata-se que quanto maior a área reservada para o amortecimento melhores serão os resultados de amortecimento, porém com o crescimento das áreas reservadas, aumenta-se significativamente os custos dos reservatórios e desta forma, os reservatórios tornam-se muito onerosos e incrementam significativamente o valor total do projeto. Portanto, dentre os cenários propostos, o valor de reservação de área igual a 2,0% foi considerado como o mais adequado, pois além de garantir um razoável amortecimento, apresenta-se também, como cenário mais econômico.

7. CONCLUSÃO

Observa-se que há uma cobrança muito grande da população pela redução dos problemas de inundação e alagamentos urbanos, sem perceber que partem delas algumas causas do agravamento da situação já existente através da impermeabilização, ocupações irregulares ou disposição incorreta dos resíduos.

O estudo de caso apresentado neste trabalho demonstra que bacias de detenção propostas para a área de estudo em Tubarão (SC) cumprem a sua função, onde foi obtida uma redução superior a 32% da vazão de pico para uma chuva de projeto de 24 horas de duração e período de retorno igual a 25 anos, com 2,0% de área reservada.

Os resultados obtidos apresentaram a eficiência econômica da aplicação de controle através de reservatórios de amortecimento, com custos de implantação até 8% menores em comparação com cenário sem reservação de áreas, ou seja, com drenagem convencional.

Dentre os cenários propostos, o melhor resultado foi obtido com a reservação de 2,0% da área total. Todavia, salienta-se que estes resultados são válidos para os critérios definidos inicialmente como a declividade do terreno igual a 0,5%, padrão urbanístico e coeficientes como CN adotados de acordo com o perfil de loteamentos e critério de área urbanizável proposta em 80% da área total.

A utilização de reservatórios de detenção é justificável, pois permitem reduções nos custos das obras de macrodrenagem, tendo em vista o benefício gerado com reduções de escoamento à jusante. Desta forma, possibilitam que os condutos sejam dimensionados com diâmetros menores que os usuais em um cenário sem reservatórios.

Sendo assim, conclui-se que a realização do planejamento urbano com reservação de áreas para detenção é imprescindível a fim de evitar problemas comuns em áreas urbanas como alagamentos, possibilitando custos menores.

Destaca-se que existem outras formas que não as bacias de detenção, tais como as práticas LIDs, como apresentado. Porém, estas dependem de aceitação e devido à resistência a mudanças e a falta de planejamento, elas são pouco utilizadas no Brasil. Desta forma, legislações específicas são um meio para que elas sejam melhores difundidas.

O sistema implementado não previu a utilização de estruturas de controle na fonte nem comparações com vazões de pré-urbanização. Uma sugestão para trabalhos futuros seria a consideração destas estruturas dentro de áreas de loteamento e analisar seu efeitos

e custos totais de implantação em conjunto com áreas de reservação. Outra sugestão seria a consideração do custo de oportunidade que é perdido devido à inserção dos reservatórios, fato não considerado no estudo.

8. REFERÊNCIAS

BACK, Á. J.; HENN, A.; OLIVEIRA, J. L. R. Heavy rainfall equations for Santa Catarina, Brazil. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 35, n. 6, p. 2127-2134, 2013. <http://dx.doi.org/10.1590/S0100-06832011000600027>.

BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S., 2005, Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. ABRH, Porto Alegre, 2005, 266 p.

BARBARO, G. 2016. Master Plan of solutions to mitigate the risk of coastal erosion in Calabria (Italy), a case study. *Ocean & Coastal Management* 132, pp. 24-35.

BENINI, R. de M. Cenários de ocupação urbana e seus impactos no ciclo hidrológico na bacia do córrego do Mineirinho. 2005. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Acesso em: 15 abr 2018.

BRAGA, R. Política Urbana e Gestão Ambiental: considerações sobre o Plano Diretor e zoneamento urbano. In.: CARVALHO, P. F.; BRAGA, R. (Orgs.) *Perspectivas de Gestão Ambiental em cidades médias*. Rio Claro: LPM – UNESP, 2001, p. 95 a 109.

BRASIL. Decreto nº 5.300, de 7 de dezembro de 2004. Regulamenta a Lei no 7.661, de 16 de maio de 1988, que institui o Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro PNGC, dispõe sobre regras de uso e ocupação da zona costeira e estabelece critérios de gestão da orla marítima, e dá outras providências. Brasília, DF.

BRASIL. Lei nº 10.683, de 28 de maio de 2003. Dispõe sobre a organização da Presidência da República e dos Ministérios q, e dá outras providências. Brasília, DF.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Programa 1138: Drenagem Urbana e Controle de Erosão Marítima e Fluvial: Manual para apresentação de propostas. 2009. Disponível em <http://www.mi.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=6432435d-234b-4241-8147-70bc39954400&groupId=10157>. Acesso em 22 abr. 2018.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Controle de Inundações. Disponível em <<http://www.mma.gov.br/cidades-sustentaveis/aguas-urbanas/control-de-inunda%C3%A7%C3%B5es>>. Acesso em 15 abr. 2018.

CANHOLI, A.P., 2005. Drenagem urbana e controle de enchentes. Oficina de Textos, São Paulo. 304 p.

CLEMENTINO, M. L. do M.. Ordenamento e planejamento territorial: a falta que faz o plano metropolitano. Diez años de cambios en el Mundo, en la Geografía y en las Ciencias Sociales, 1999-2008. Actas del X Coloquio Internacional de Geocrítica, Universidad de Barcelona, 26-30 de mayo de 2008

COELHO, G.A. Utilização de bacias de detenção em planos diretores de macrodrenagem. Florianópolis, 2010, 85 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Catarina.

COMITÊ DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ - CBH PCJ. Relatório Técnico Final, 2000. V. I.

COSTA, J; MOREIRA, H. A; SANTOS, E. J; FILHO, A. R; ALMEIDA, V. H; BRITO, A.J; SILVA, T.T.S. Reservatórios para controle de cheias urbanas no distrito federal: cenário atual e avaliação de critérios de dimensionamento. XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Brasília, Nov 2015;

CRUZ, M. A. S. (2004) Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas. Tese de Doutorado. UFRGS: Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Porto Alegre, RS

CRUZ, M. A. S.; TUCCI C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. da. Medidas de controle do escoamento urbano. Controle do escoamento em lotes urbanos com retenção. In: TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. L. M. Avaliação e controle da drenagem urbana. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2000. p. 363-382

D'AQUINO, C. A.; FRANKLIN DA SILVA, L.; COUCEIRO, M. A. A.; PEREIRA, M. D.; SCHETTINI, C. A. F. Transporte de sal e hidrodinâmica do estuário do rio Tubarão. RBRH: revista brasileira de recursos hídricos. v. 16, n. 3, p. 113-125, jul./set. 2011b. Disponível em: <<https://www.abrh.org.br/SGCv3/index.php?PUB=1&ID=2&SUMARIO=23>>. Acesso em: 26 abr. 2018.

EMBRAPA. Solos do Estado de Santa Catarina. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. n. 46. Rio de Janeiro, RJ: Embrapa Solos, 2004.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (FCTH). Diretrizes Básicas para Projeto de Drenagem Urbana no Município de São Paulo. Edição Eletrônica. São Paulo, SP, 1999.

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

HELPER, A, L; DORNELLES, F; GOLDENFUM, J. A. Implications of discontinuous IDF equations in generation of runoff hydrographs. Case study: IDF-Porto Alegre (8 DISME). RBRH, Porto Alegre, v. 22, e52, 2017.

IBGE, 2017. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Panorama Tubarão/SC. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/tubarao/panorama>> Acesso em: 15 de maio de 2018

IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana. Volume VI. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Porto Alegre: setembro de 2005

LIMA, M. C.; GIACOMELLI, M. B.; STÜPP, V.; ROBERGE, F. D. 2001. Especiação de cobre e chumbo em sedimento do rio Tubarão pelo Método Tessier. Quim. Nova. V. 24. 6:734-742.

MARSALEK, J.; JIMÉNEZ-CISNEROS, B. E.; MALMQUIST, P. -A.; KARAMOUZ, M.; GOLDENFUM, J.; CHOCAT, B. Urban Water Cycle Processes and Interactions. Urban Water Series. UNESCO, v. 2. 2007.

MELO, M. J. V. de, 2007. Medidas estruturais e não-estruturais de controle de escoamento superficial aplicáveis na Bacia do Rio Frágoso na cidade de Olinda. 2007. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.

NAKAZONE, L. M. Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. doi:10.11606/D.3.2006.tde-13042006-210759. Acesso em: 2018-05-12

PIEL, C.; PEREZ, I.; MAYTRUD, T. Three examples of temporary stormwater catchments in dense urban areas: a sustainable development approach. *Water Science and Technology*, v. 39, n.2, p 25-32, 1999.

PORTO, R. M. Hidráulica Básica. São Carlos: EESC - USP, 2006

RIO DE JANEIRO. Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro. Subsecretária de gestão de bacias hidrográficas – RIO-ÁGUAS. Portaria nº .004, de dezembro de 2010. Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbanas.

SANTOS, M. A urbanização brasileira. São Paulo: Hucitec, 1996.

SDM; DIMA; GEHID; Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Tubarão e Complexo Lagunar, 1: Atividades Preliminares. Secretaria do Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente do Estado de Santa Catarina; Diretoria de Recursos Naturais e Gestão Ambiental; Gerência de Gestão de Recursos Hídricos: Florianópolis, Brasil, 2002.

SDM; DIMA; GEHID. Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Tubarão e Complexo Lagunar. Florianópolis, Brasil: Governo do Estado de Santa Catarina, 2002. v. I.

SILVA, D. F.; ZANANDREA, F.; VANELLI, F. M.; GOLDENFUM, J. A. (2017). Questões De Planos Diretores De Drenagem Urbana Em Municípios Costeiros: O Caso Do Município De Tubarão-SC. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XXII, 2017, Florianópolis. Anais.

SWMM. Storm Water Management Model. User's Manual Version 5.1. United States Environmental Protection Agency (EPA). 2015.

TUBARÃO, 2014. ASPECTOS FÍSICOS. TUBARÃO/SC. Disponível em: <<http://tubarao.sc.gov.br/cms/pagina/ver/codMapaItem/22162>> Acesso em 28 abr. 2018.

TUCCI, C. E. M., Águas Urbanas. Estudos Avançados, São Paulo, v. 22, n. 63, p. 97-112, jan. 2008. ISSN 1806-9592. Disponível em: <<http://www.revistas.usp.br/eav/article/view/10295>>. Acesso em: 14 mai 2018. doi:<http://dx.doi.org/10.1590/S0103-40142008000200007>.

TUCCI, C. E. M.; COLLISCHONN, W. Drenagem Urbana e Controle de Erosão. In: Simpósio Nacional de Controle da Erosão, VI., 1998, Presidente Prudente. Anais. Presidente Prudente, 1998.

TUCCI, C. E. M., 2008. Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Ed. Da UFRGS/ABRH: EDUSP, 943 f.

TUCCI, C. E. M. Inundações Urbanas. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T., 2015. Drenagem urbana. Porto Alegre. ABRH 428 p.

UFRGS. Plano Diretor de Macrodrenagem de Tubarão – SC, em elaboração. 2018.

UNITED STATES. Department of Defense [USDoD]. “Unified Facilities Criteria (UFC) Design: Low Impact Development Manual”. 96 p. 2004.

VILLANUEVA, A. O. N.; TASSI, R.; ALLASIA, D. G.. 2001. Manejo integrado de bacias urbanas e planos diretores de drenagem urbana: Porto Alegre e Caxias do Sul - RS - Brasil. Seminario Internacional Sobre Manejo Integral de Cuencas Hidrográficas, Rosario - Sta. Fe - Argentina.

VILLANUEVA, A.O.N.; TASSI, R.; ALLASIA, D.G.; BEMFICA, D.; TUCCI, C. (2011). Gestão da drenagem urbana, da formulação à implementação. REGA – Revista de Gestão de Água da América Latina 8 (1), pp. 5-18.

WOODS-BALLARD, B. et al. The SUDS manual. London: Ciria, 2007

ZANANDREA, F.. Avaliação de técnicas de baixo impacto no controle de impactos hidrológicos em uma bacia urbana em consolidação. 2016. 93 p. Tese (Doutorado), UFRGS, Porto Alegre, 2016.

APÊNDICE I.

Custos referentes ao Cenário 0,0%

Custo estimado para o cenário 0.0%					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
1	Serviços iniciais				
1.1	Locação de rede de drenagem	m	5754.00	0,99	5696,46
	total item 1				R\$ 5,696,46
2	Movimentação de terra				
2.1	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até de 1.5m a 3m	m³	17384.82	9,01	156626,33
2.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 3m a 4.5m	m³	297.00	8,91	2646,27
2.3	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m³	7373.20	27,50	202742,70
2.4	Remoção do material escavado em caminhão basculante, inclusive carga mecânica e descarga(medido no corte).	m³	10011.62	60,35	604169,30
	Total item 2				R\$ 966.184,59
3	Reaterro / Compactação/Canalização				
3.1	Construção de valas de drenagem a céu aberto na sua extensão	m	5754.00	2,90	16662,40
3.2	Escoramento de valas	m²	12794.70	26,21	335312,58
3.3	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 600m	m	1019.00	110,00	112090,00
3.4	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 800m	m	389.00	182,63	71043,07
3.5	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1000m	m	498.00	223,07	111088,86
3.6	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1200m	m	953.00	542,99	517469,47
3.7	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1500m	m	1341.00	770,23	1032878,43
3.8	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x1.5 metros	m	665.00	1615,50	1074307,50
3.9	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x2 metros	m	687.00	1907,37	1310363,19
3.10	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2 metros	m	180.00	2378,29	428092,20
3.11	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2.5 metros	m	0.00	2638,24	0,00
3.12	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2.5x2.5 metros	m	0.00	2985,81	0,00
3.13	Aduela de concreto armado-pré moldado de 3.5x3.0 metros	m	22.00	4030,18	88663,96
	Total item 3				R\$ 5.097.971,66

Custos referentes ao Cenário 0,5%

Custo estimado para o cenário 0,5%					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
1	Serviços iniciais				
1.1	Locação de rede de drenagem	m	6794,00	0,99	6877,53
	total item 1				R\$ 6.877,53
2	Movimentação de terra				
2.1	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até de 1.5m a 3m	m ³	18544,47	9,01	167074,05
2.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 3m a 4.5m	m ³	220,00	8,91	1960,20
2.3	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	8262,70	27,50	227201,50
2.4	Remoção do material escavado em caminhão basculante, inclusive carga mecânica e descarga(medido no corte).	m ³	10501,77	60,35	633748,29
	Total item 2				R\$ 1.034.955,46
3	Reaterro / Compactação/Canalização				
3.1	Construção de valas de drenagem a céu aberto na sua extensão	m	6947,00	2,90	20117,08
3.2	Escoramento de valas	m ²	14994,70	26,21	392968,30
3.3	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 600m	m	1019,00	110,00	112090,00
3.4	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 800m	m	629,00	182,63	114874,27
3.5	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1000m	m	1138,00	223,07	253853,66
3.6	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1200m	m	1898,00	542,99	1030595,02
3.7	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1500m	m	1429,00	770,23	1100658,67
3.8	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x1.5 metros	m	180,00	1615,50	290790,00
3.9	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x2 metros	m	452,00	1907,37	862131,24
3.10	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2 metros	m	180,00	2378,29	428092,20
3.11	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2.5 metros	m	0,00	2638,24	0,00
3.12	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2.5x2.5 metros	m	0,00	2985,81	0,00
3.13	Aduela de concreto armado-pré moldado de 3.5x3.0 metros	m	22,00	4030,18	886633,96
	Total item 3				R\$ 4.694.834,40

Custo estimado para Reservatório 1					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	1500,00	0,92	1375,40
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	2250,00	6,25	14057,82
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	450,00	8,29	3730,50
4.5	Lastro de brita	m ³	300,00	175,81	52743,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	375,00	12,18	4567,50
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	4,00	129,54	518,16
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	1500,00	9,89	14835,00
Total item 4					R\$ 91.827,38
TOTAL GERAL					R\$ 91.827,38

Custo estimado para Reservatório 2					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	1000,00	0,92	916,93
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	1500,00	6,25	9371,88
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	300,00	8,29	2487,00
4.5	Lastro de brita	m ³	200,00	175,81	35162,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	250,00	12,18	3045,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1,60	129,54	207,26
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	1000,00	9,89	9890,00
Total item 4					R\$ 61.080,07
TOTAL GERAL					R\$ 61.080,07

Custo estimado para Reservatório 3					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	600.00	0,92	550,16
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	900.00	6,25	5623,13
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	180.00	8,29	1492,20
4.5	Lastro de brita	m ³	120.00	175,81	21097,20
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	150.00	12,18	1827,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.00	129,54	129,54
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	600.00	9,89	5934,00
	Total item 4				R\$ 36.653,23
TOTAL GERAL					R\$ 36.653,23

Custo estimado para Reservatório 4					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	600.00	0,92	550,16
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	900.00	6,25	5623,13
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	180.00	8,29	1492,20
4.5	Lastro de brita	m ³	120.00	175,81	21097,20
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	150.00	12,18	1827,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.80	129,54	233,17
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	600.00	9,89	5934,00
	Total item 4				R\$ 36.756,86
TOTAL GERAL					R\$ 36.756,86

Custo estimado para Reservatório 5					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	600.00	0,92	550,16
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	900.00	6,25	5623,13
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	180.00	8,29	1492,20
4.5	Lastro de brita	m ³	120.00	175,81	21097,20
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	150.00	12,18	1827,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.60	129,54	207,26
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	600.00	9,89	5934,00
	Total item 4				R\$ 36.730,95
TOTAL GERAL					R\$ 36.730,95

Custos referentes ao cenário 1,0%

Custo estimado para o cenário 1,0%					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
1	Serviços iniciais				
1.1	Locação de rede de drenagem	m	6794,00	0,99	6877,53
	total item 1				R\$ 6.877,53
2	Movimentação de terra				
2.1	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até de 1.5m a 3m	m³	17971.52	9,01	161912,13
2.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 3m a 4.5m	m³	220.00	8,91	1960,20
2.3	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m³	8059.20	27,50	221605,81
2.4	Remoção do material escavado em caminhão basculante, inclusive carga mecânica e descarga(medido no corte).	m³	10132.32	60,35	611453,16
	Total item 2				R\$ 996.931,29
3	Reaterro / Compactação/Canalização				
3.1	Construção de valas de drenagem a céu aberto na sua extensão	m	6947.00	2,90	20117,08
3.2	Escoramento de valas	m²	14927.20	26,21	391199,32
3.3	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 600m	m	1019.00	110,00	112090,00
3.4	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 800m	m	629.00	182,63	114874,27
3.5	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1000m	m	1306.00	223,07	291329,42
3.6	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1200m	m	1843.00	542,99	1000730,57
3.7	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1500m	m	1768.00	770,23	1361766,64
3.8	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x1.5 metros	m	0.00	1615,50	0,00
3.9	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x2 metros	m	180.00	1907,37	343326,60
3.10	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2 metros	m	180.00	2378,29	428092,20
3.11	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2.5 metros	m	0.00	2638,24	0,00
3.12	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2.5x2.5 metros	m	0.00	2985,81	0,00
3.13	Aduela de concreto armado-pré moldado de 3x2.5 metros	m	22.00	3333,39	73334,58
	Total item 3				R\$ 4.136.860,68

Custo estimado para Reservatório 1					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	3000.00	0,92	2750,79
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	4500.00	6,25	28115,64
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	900.00	8,29	7461,00
4.5	Lastro de brita	m ³	600.00	175,81	105486,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	750.00	12,18	9135,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	4.36	129,54	565,15
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	3000.00	9,89	29670,00
Total item 4					R\$ 183,183,58
TOTAL GERAL					R\$ 183.183,58

Custo estimado para Reservatório 2					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	2000.00	0,92	1833,86
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	3000.00	6,25	18743,76
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	600.00	8,29	4974,00
4.5	Lastro de brita	m ³	400.00	175,81	70324,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	500.00	12,18	6090,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.88	129,54	244,01
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	2000.00	9,89	19780,00
Total item 4					R\$ 121.989,63
TOTAL GERAL					R\$ 121.989,63

Custo estimado para Reservatório 3					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	1200.00	0,92	1100,32
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	1800.00	6,25	11246,26
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	360.00	8,29	2984,40
4.5	Lastro de brita	m ³	240.00	175,81	42194,40
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	300.00	12,18	3654,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.37	129,54	177,89
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	1200.00	9,89	11868,00
Total item 4					R\$ 73.225,26
TOTAL GERAL					R\$ 73.225,26

Custo estimado para Reservatório 4					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	1200.00	0,92	1100,32
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	1800.00	6,25	11246,26
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	360.00	8,29	2984,40
4.5	Lastro de brita	m ³	240.00	175,81	42194,40
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	300.00	12,18	3654,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.88	129,54	244,01
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	1200.00	9,89	11868,00
Total item 4					R\$ 73.291,38
TOTAL GERAL					R\$ 73.291,38

Custo estimado para Reservatório 5					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	1200.00	0,92	1100,32
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	1800.00	6,25	11246,26
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	360.00	8,29	2984,40
4.5	Lastro de brita	m ³	240.00	175,81	42194,40
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	300.00	12,18	3654,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.58	129,54	204,65
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	1200.00	9,89	11868,00
	Total item 4				R\$ 73.252,02
TOTAL GERAL					R\$ 73.252,02

Custo referentes ao cenário 2,0%

Custo estimado para o cenário 2.0%					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
1	Serviços iniciais				
1.1	Locação de rede de drenagem	m	6794,00	0,99	6877,53
	total item 1				R\$ 6.877,53
2	Movimentação de terra				
2.1	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até de 1.5m a 3m	m³	16584.83	9,01	149418,92
2.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 3m a 4.5m	m³	220.00	8,91	1960,20
2.3	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m³	7679.50	27,50	211165,10
2.4	Remoção do material escavado em caminhão basculante, inclusive carga mecânica e descarga(medido no corte).	m³	9125.33	60,35	550684,53
	Total item 2				R\$ 913.228,75
3	Reaterro / Compactação/Canalização				
3.1	Construção de valas de drenagem a céu aberto na sua extensão	m	6947.00	2,90	20117,08
3.2	Escoramento de valas	m²	14547.50	26,21	381248,47
3.3	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 600m	m	1019.00	110,00	112090,00
3.4	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 800m	m	769.00	182,63	140442,47
3.5	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1000m	m	1816.00	223,07	405095,12
3.6	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1200m	m	1632.00	542,99	886159,68
3.7	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1500m	m	1329.00	770,23	1023635,67
3.8	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x1.5 metros	m	180.00	1615,50	290790,00
3.9	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x2 metros	m	180.00	1907,37	343326,60
3.10	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2 metros	m	0.00	2378,29	0,00
3.11	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2.5 metros	m	0.00	2638,24	0,00
3.12	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2.5x2.5 metros	m	0.00	2985,81	0,00
3.13	Aduela de concreto armado-pré moldado de 3x2.5 metros	m	22.00	3333,39	73334,58
	Total item 3				R\$ 3.676.239,67

Custo estimado para Reservatório 1					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	6000.00	0,92	5501,58
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	9000.00	6,25	56231,28
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	1800.00	8,29	14922,00
4.5	Lastro de brita	m ³	1200.00	175,81	210972,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	1500.00	12,18	18270,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	4.55	129,54	588,77
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	6000.00	9,89	59340,00
	Total item 4				R\$ 365.825,63
TOTAL GERAL					R\$ 365.825,63

Custo estimado para Reservatório 2					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	3000.00	0,92	2750,79
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	4500.00	6,25	28115,64
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	900.00	8,29	7461,00
4.5	Lastro de brita	m ³	600.00	175,81	105486,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	750.00	12,18	9135,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	2.70	129,54	349,48
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	3000.00	9,89	29670,00
	Total item 4				R\$ 182.967,91
TOTAL GERAL					R\$ 182.967,91

Custo estimado para Reservatório 3					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	2400.00	0,92	2200,63
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	3600.00	6,25	22492,51
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	720.00	8,29	5968,80
4.5	Lastro de brita	m ³	480.00	175,81	84388,80
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	600.00	12,18	7308,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.63	129,54	210,95
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	2400.00	9,89	23736,00
	Total item 4				R\$ 146.305,69
TOTAL GERAL					R\$ 146.305,69

Custo estimado para Reservatório 4					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	2400.00	0,92	2200,63
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	3600.00	6,25	22492,51
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	720.00	8,29	5968,80
4.5	Lastro de brita	m ³	480.00	175,81	84388,80
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	600.00	12,18	7308,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.88	129,54	244,01
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	2400.00	9,89	23736,00
	Total item 4				R\$ 146.338,75
TOTAL GERAL					R\$ 146.338,75

Custo estimado para Reservatório 5					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	2400.00	0,92	2200,63
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	3600.00	6,25	22492,51
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	720.00	8,29	5968,80
4.5	Lastro de brita	m ³	480.00	175,81	84388,80
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	600.00	12,18	7308,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.58	129,54	204,65
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	2400.00	9,89	23736,00
	Total item 4				R\$ 146.299,40
TOTAL GERAL					R\$ 146.299,40

Custos referentes ao Cenário 4,0%

Custo estimado para o cenário 4.0%					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
1	Serviços iniciais				
1.1	Locação de rede de drenagem	m	6794,00	0,99	6877,53
	total item 1				R\$ 6.877,53
2	Movimentação de terra				
2.1	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até de 1.5m a 3m	m³	16181.06	9,01	145781,21
2.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 3m a 4.5m	m³	220.00	8,91	1960,20
2.3	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m³	7549.00	27,50	207576,71
2.4	Remoção do material escavado em caminhão basculante, inclusive carga mecânica e descarga(medido no corte).	m³	8852.06	60,35	534193,55
	Total item 2				R\$ 889.511,67
3	Reaterro / Compactação/Canalização				
3.1	Construção de valas de drenagem a céu aberto na sua extensão	m	6947.00	2,90	20117,08
3.2	Escoramento de valas	m²	14417.00	26,21	377828,44
3.3	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 600m	m	1144.00	110,00	125840,00
3.4	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 800m	m	835.00	182,63	152496,05
3.5	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1000m	m	1747.00	223,07	389703,29
3.6	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1200m	m	1653.00	542,99	897562,47
3.7	Fonerc. e Assent. Tubo de conc. DN 1500m	m	1366.00	770,23	1052134,18
3.8	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x1.5 metros	m	0.00	1615,50	0,00
3.9	Aduela de concreto armado-pré moldado de 1.5x2 metros	m	180.00	1907,37	343326,60
3.10	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2 metros	m	0.00	2378,29	0,00
3.11	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2x2.5 metros	m	0.00	2638,24	0,00
3.12	Aduela de concreto armado-pré moldado de 2.5x2.5 metros	m	0.00	2985,81	0,00
3.13	Aduela de concreto armado-pré moldado de 3x2.5 metros	m	22.00	3333,39	73334,58
	Total item 3				R\$ 3.432.342,69

Custo estimado para Reservatório 1					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	12000.00	0,92	11003,16
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	18000.00	6,25	112462,57
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	3600.00	8,29	29844,00
4.5	Lastro de brita	m ³	2400.00	175,81	421944,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	3000.00	12,18	36540,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	4.99	129,54	647,01
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	12000.00	9,89	118680,00
Total item 4					R\$ 731.120,74
TOTAL GERAL					R\$ 731.120,74

Custo estimado para Reservatório 2					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	8000.00	0,92	7335,44
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	12000.00	6,25	74975,04
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	2400.00	8,29	19896,00
4.5	Lastro de brita	m ³	1600.00	175,81	281296,00
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	2000.00	12,18	24360,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	3.20	129,54	414,03
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	8000.00	9,89	79120,00
Total item 4					R\$ 487.396,51
TOTAL GERAL					R\$ 487.396,51

Custo estimado para Reservatório 3					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	4800.00	0,92	4401,27
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	5760.00	6,25	35988,02
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	1440.00	8,29	11937,60
4.5	Lastro de brita	m ³	960.00	175,81	168777,60
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	1200.00	12,18	14616,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.77	129,54	229,84
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	4800.00	9,89	47472,00
Total item 4					R\$ 283.422,33
TOTAL GERAL					R\$ 283.422,33

Custo estimado para Reservatório 4					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	4800.00	0,92	4401,27
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	6720.00	6,25	41986,02
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	1440.00	8,29	11937,60
4.5	Lastro de brita	m ³	960.00	175,81	168777,60
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	1200.00	12,18	14616,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	2.05	129,54	266,05
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	4800.00	9,89	47472,00
Total item 4					R\$ 289.456,54
TOTAL GERAL					R\$ 289.456,54

Custo estimado para Reservatório 5					
Item	Descrição dos Serviços	unidade	Quantidade	Custo	
				unitário	Total
4	Reservatório				
4.1	Limpeza mecanizada	m ²	4800.00	0,92	4401,27
4.2	Escavação mecanizada de vala com retroescavadeira até 1.5m	m ³	6720.00	6,25	41986,02
4.4	Execução de dreno com manta geotêxtil	m ²	1440.00	8,29	11937,60
4.5	Lastro de brita	m ³	960.00	175,81	168777,60
4.6	Reaterro de vala com material granular reaproveitado adensado e vibrado	m ³	1200.00	12,18	14616,00
4.7	Vertedouro de alvenaria em tijolo cerâmico, assentamento junta em arg.	m ²	1.87	129,54	242,43
4.8	Plantil de Grama em placas	m ²	4800.00	9,89	47472,00
	Total item 4				R\$ 289.432,92
TOTAL GERAL					R\$ 289.432,92