



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO



ESCOLA POLITÉCNICA

**ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETO DE
DRENAGEM CONVENCIONAL E SUSTENTÁVEL PARA
CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
EM AMBIENTES URBANOS**

Fernanda Spitz Dias

Patricia Tainá da Silva Correa Antunes

Orientador:

Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

**Rio de Janeiro
2010**

**Estudo Comparativo de Projeto de Drenagem Convencional e Sustentável
Para Controle de Escoamento Superficial em Ambientes Urbanos**

**FERNANDA SPITZ DIAS
PATRICIA TAINÁ DA SILVA CORREA ANTUNES**

Projeto de Graduação de Curso submetido ao corpo docente do Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Data da defesa: 22 de Dezembro de 2010

Examinado por:

Orientador: Prof. Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa, M.Sc., UFRJ

Prof^a. Heloisa Teixeira Firmo, D.Sc., UFRJ

Prof. Jorge Henrique Alves Prodanoff, D.Sc., UFRJ

**Rio de Janeiro
Dezembro de 2010**

Dias, Fernanda Spitz &

Antunes, Patricia Tainá da Silva Correa

Estudo Comparativo de Projeto de Drenagem Convencional e Sustentável para Controle de Escoamento Superficial em Ambientes Urbanos / Fernanda Spitz Dias e Patricia Tainá da Silva Correa Antunes. – Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2010.

X, 100 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2010.

Referencias Bibliográficas: p. 94-97.

1. Introdução. 2. Drenagem Urbana Convencional. 3. Drenagem Urbana Sustentável. 4. Sistemas de Drenagem. 5. Estudo de Caso: Tijuca, RJ. 6. Memória de Cálculo. 7. Orçamento. 8. Conclusões. I. Dias, Fernanda Spitz & Antunes, Patricia Tainá da Silva Correa. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETO DE DRENAGEM CONVENCIONAL
E SUSTENTÁVEL PARA CONTROLE DE ESCOAMENTO
SUPERFICIAL EM AMBIENTES URBANOS

Fernanda Spitz Dias

Patricia Tainá da Silva Correa Antunes

Dezembro / 2010

Orientador: Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

Curso: Engenharia Civil

O aumento da ocorrência de problemas de cheias associados à urbanização desordenada surgiu como incentivo para desenvolvimento deste estudo. Desta forma, este trabalho propõe uma abordagem dos temas Drenagem Urbana Convencional e Drenagem Urbana Sustentável, apontando seus conceitos, vantagens e desvantagens. Com intuito de comparar os assuntos abordados, foi realizado um projeto de drenagem convencional, ou seja, seguindo-se a metodologia tradicional e um projeto de drenagem sustentável através do emprego de uma medida estrutural – pavimentos permeáveis.

Palavras-chave: Drenagem Urbana, Drenagem Sustentável, Pavimentos Permeáveis

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

COMPARATIVE STUDY OF CONVENTIONAL AND SUSTAINABLE DRAINAGE PROJECT
TO CONTROL OF RUNOFF IN URBAN ENVIRONMENTS

Fernanda Spitz Dias

Patricia Tainá da Silva Correa Antunes

December / 2010

Supervisor: Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

Course: Civil Engineering

The increased of flooding problems associated with unplanned urbanization has emerged as an incentive for developing this study. Thus, this paper proposes an approach to the subjects Conventional Urban Drainage and Sustainable Urban Drainage, pointing its concepts, advantages and disadvantages. In order to compare the topics covered, a conventional drainage project was performed, that is, following the traditional methodology and a sustainable drainage project by employing a structural measure – permeable paving block.

Keywords: Urban Drainage, Sustainable Urban Drainage, Permeable Pavements.

Agradecimentos

Primeiramente, dedicamos este projeto a Deus e as nossas famílias, que são a base de nossas vidas.

Agradecemos aos nossos pais pela vida, amor, educação e por estar sempre ao nosso lado.

Agradecemos as nossas famílias pelo apoio e incentivo que nos foi dado desde Jardim de Infância até o fim Faculdade.

Agradecemos aos nossos namorados pelo amor, paciência e compreensão durante a realização desse estudo.

Agradecemos aos professores de toda Escola Politécnica pela transferência de conhecimento e que nos formaram engenheiras civis, principalmente aos professores do Departamento de Recursos Hídrico e Meio Ambiente.

Agradecemos a todos os amigos que nos apoiaram durante o tempo de convivência nos corredores do Bloco D e que serão guardados carinhosamente em nossas memórias.

Agradecemos também aos nossos colegas engenheiros da PCE e PROMON que nos apoiaram e auxiliaram quando necessário.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	9
1.1	Considerações Iniciais.....	9
1.2	Objetivo	10
1.3	Metodologia	10
1.4	Estrutura do Projeto Final.....	11
2	DRENAGEM URBANA CONVENCIONAL	12
2.1	Generalidades.....	12
2.1.1	<i>Elevação da Temperatura</i>	<i>14</i>
2.1.2	<i>Acúmulo de Sedimentos.....</i>	<i>16</i>
2.1.3	<i>Qualidade da Água Pluvial.....</i>	<i>16</i>
2.1.4	<i>Contaminação de Aquíferos</i>	<i>18</i>
3	DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL.....	20
3.1	Generalidades.....	20
3.2	Medidas Estruturais	23
3.2.1	<i>Técnicas para Controle na Fonte</i>	<i>26</i>
3.2.2	<i>Técnicas Lineares.....</i>	<i>28</i>
3.2.3	<i>Técnicas para Controle Centralizado</i>	<i>32</i>

3.3	Medidas Não-Estruturais.....	32
3.3.1	<i>Plano Diretor de Drenagem Urbana.....</i>	32
3.3.2	<i>Zoneamento de Áreas Inundáveis.....</i>	33
3.3.3	<i>Sistemas de Previsão de Cheias e de Alerta</i>	34
3.3.4	<i>Seguros Contra Enchentes.....</i>	35
3.3.5	<i>Educação Ambiental</i>	35
3.4	Escolha da Medida mais Adequada	35
4	SISTEMAS DE DRENAGEM	37
4.1	Elementos de um Sistema de Microdrenagem	37
4.2	Procedimentos de um Projeto de Microdrenagem.....	39
4.3	Critérios para o Traçado da Rede Pluvial	41
4.4	Principais Componentes da Rede Hidráulica	42
4.5	Controle da Vazão Utilizando Amortecimento.....	49
4.5.1	<i>Reservatórios de Detenção.....</i>	50
4.6	Conceitos Hidrológicos e Hidráulicos	55
4.6.1	<i>Bacias Urbanas.....</i>	55
4.6.2	<i>Tempo de Recorrência (ou Tempo de Retorno)</i>	57
4.6.3	<i>Chuva de Projeto</i>	58
4.6.4	<i>Cálculo do Deflúvio a Escoar</i>	61

4.6.5	<i>Coeficiente de Distribuição (n)</i>	61
4.6.6	<i>Tempo de Concentração (t_c)</i>	62
4.6.7	<i>Coeficiente de Impermeabilidade (r)</i>	65
4.6.8	<i>Coeficiente de Deflúvio (f)</i>	66
4.6.9	<i>Área de Contribuição (A)</i>	67
4.6.10	<i>Velocidade nos Dispositivos (v)</i>	68
4.6.11	<i>Tirante Hidráulico</i>	69
4.6.12	<i>Reservatórios de Detenção</i>	70
5	ESTUDO DE CASO: TIJUCA, RJ	74
6	MEMÓRIA DE CÁLCULO	78
6.1	Sarjetões	82
6.2	Sarjetas	82
6.3	Galeria para deságue no Ponto II	83
6.4	Reservatórios	85
6.5	Rede de Drenagem Convencional e Sustentável	87
6.5.1	<i>Comparação dos Resultados</i>	90
7	ORÇAMENTO	91
8	CONCLUSÕES	93
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

ANEXO I – Planilhas de dimensionamento da Rede de Drenagem Sustentável e da Rede de Drenagem Convencional.

ANEXO II – Orçamento.

ANEXO III – Plantas das redes de drenagem na área em estudo.

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Crescimento Demográfico Brasileiro	12
Tabela 2 – Medidas estruturais de controle de cheias	24
Tabela 3 – Medidas para redução de deflúvio superficial direto urbano	36
Tabela 4 – Recobrimentos Mínimos.....	48
Tabela 5 – Tempo de retorno em função da área ocupada.....	58
Tabela 6 – Coeficientes para a equação de chuva do município do Rio de Janeiro	60
Tabela 7 – Tempo de entrada em áreas urbanas	64
Tabela 8 – Valores do fator a relacionado com o coeficiente de impermeabilidade	66
Tabela 9 – Dados numéricos para o cálculo do escoamento em galerias circulares parcialmente cheias.....	70
Tabela 10 – Propriedades dos sarjetões.....	82
Tabela 11 – Propriedades das sarjetas.....	83
Tabela 12 – Cálculo do deflúvio da área a montante do Ponto II	84
Tabela 13 – Dimensionamento da galeria que escoar no Ponto II	84
Tabela 14 – Cálculo da vazão de projeto dos reservatórios	85
Tabela 15 – Propriedades geométricas e tempo de esvaziamento dos reservatórios .	85
Tabela 16 – Comparação entre as redes dimensionadas	90

Lista de Figuras

Figura 1 – Ciclo Hidrológico Natural.....	13
Figura 2 – Ciclo Hidrológico em Áreas Urbanas.....	13
Figura 3 – Comportamento da temperatura média anual na cidade de São Paulo.....	15
Figura 4 – Comportamento da temperatura média anual na cidade do Rio de Janeiro.....	15
Figura 5 – Fontes de poluição do espaço urbano	17
Figura 6 – Trincheira de Infiltração.....	27
Figura 7 – Exemplo de aplicação de pavimento permeável	29
Figura 8 – Pavimento Poroso.....	30
Figura 9 – Blocos Vazados	31
Figura 10 – Regulação e Zoneamento do Rio Shenzhen – Hong Kong	34
Figura 11 – Sistema de Alerta de Enchente.....	35
Figura 12 – Escada hidráulica para dissipação de energia com projeto paisagístico ..	38
Figura 13 – Desenho esquemático de uma boca-de-lobo	43
Figura 14 – Desenho esquemático de um poço de visita	44
Figura 15 – Galerias de drenagem.....	45
Figura 16 – Sarjetas	45
Figura 17 – Escada d'água	47
Figura 18 – Desenhos esquemáticos – planta e seção transversal de um piscinão	52

Figura 19 – Piscinão do Pacaembu – Capacidade: 75.000 m ³	53
Figura 20 – Bacia de Detenção de Tai Tai Hamg Tung – Capacidade: 100.000 m ³ – Hong Kong.....	53
Figura 21 – Mapa Locacional dos Bairros Tijuca e Benfica.....	60
Figura 22 – Ajuste polinomial para obtenção do fator a dos pavimentos permeáveis..	67
Figura 23 – Área em estudo.....	76
Figura 24 – Planta da área estudada dividida em áreas de contribuição	77
Figura 25 – Vista detalhada em planta do Ponto I e Ponto II.....	80
Figura 26 - Vista detalhada em planta do Ponto III – Deságue da Rede 2	80
Figura 27- Vista detalhada em planta do Ponto IV – Deságue da Rede 1	81
Figura 28 – Seção Transversal da Rua São Miguel a montante do ponto II.....	83
Figura 29 – Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 1	86
Figura 30 – Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 2.....	86
Figura 31– Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 3.....	87

Lista de Equações

Equação 1 – Geratriz Inferior	48
Equação 2 – Tempo de Retorno	57
Equação 3 – Risco de falha de uma obra	57
Equação 4 – Intensidade – Duração – Frequência	59
Equação 5 – Método Racional Modificado	61
Equação 6 – Coeficiente de Distribuição.....	61
Equação 7 – Fórmula de Kirpich para áreas de drenagem inferiores a 100 ha.	63
Equação 8 – Fórmula de Kirpich para áreas de drenagem superiores a 100 ha.	63
Equação 9 – Tempo de Concentração pelo Método da Onda Cinemática	64
Equação 10 – Tempo de percurso	65
Equação 11 – Coeficiente de Deflúvio	66
Equação 12 – Fórmula de Manning	68
Equação 13 – Argumento c_2	69
Equação 14 – Volume do Reservatório.....	71
Equação 15 – Lâmina d'água no reservatório no instante t	71
Equação 16 – Vazão de saída do reservatório.....	72
Equação 17 – Dimensionamento do Orifício	73

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Drenagem é o termo utilizado para designar o escoamento de águas através de instalações hidráulicas, podendo ser aplicada em rodovias, zonas rurais ou em áreas urbanas. Neste trabalho será tratada a drenagem urbana.

A urbanização desordenada ocasionou graves problemas ambientais que alteram o ciclo hidrológico. As técnicas de drenagem urbana convencional não abordam o problema do ponto de vista do ciclo hidrológico, resolvendo apenas o problema hidráulico imediato, isto é, levam o excesso de precipitação para jusante através dos seus sistemas lineares.

Atualmente, observa-se um aumento do número de desastres provocados por chuvas intensas as quais englobam inundações, enchentes e deslizamentos de terra. Esse cenário motiva a busca por métodos mais eficientes na execução de projetos de drenagem urbana, desse modo, um novo conceito começa a ser aplicado no Brasil como forma de mitigação dos impactos ambientais ocasionados pelo processo de urbanização: a drenagem sustentável.

A drenagem sustentável respeita os princípios do ciclo hidrológico, promovendo sua manutenção, no tempo, no espaço e em relação à qualidade da água. Essa abordagem procura evitar os problemas decorrentes da drenagem convencional, sendo este último, geralmente, mais caro para instalar e manter.

1.2 Objetivo

O objetivo é a comparação do projeto de drenagem convencional e o projeto de drenagem com implantação de medidas sustentáveis, utilizando-se como estudo uma localidade indicada pela Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) por apresentar problemas como enchentes.

1.3 Metodologia

Com intuito de comparar o projeto de drenagem convencional com o projeto de drenagem sustentável, foi escolhida uma determinada área do bairro da Tijuca. Primeiramente, foram levantados os dados do local através da aquisição do mapa da região na Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) e a posterior visita de campo.

A partir da análise da área em estudo e das normas técnicas e diretrizes recomendadas pela Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas), para a elaboração de projetos de drenagem urbana no município do Rio de Janeiro, foi dimensionado o sistema de drenagem convencional e, em seguida, o sistema de drenagem sustentável.

Posteriormente, foram avaliados e comparados os custos e os benefícios do ponto de vista hidráulico das duas soluções propostas.

1.4 Estrutura do Projeto Final

O presente documento será desenvolvido em 8 etapas básicas:

Capítulo 1 - É apresentado o projeto final, descrevendo seus objetivos, metodologia uma revisão bibliográfica sucinta de alguns conceitos de drenagem urbana, abordando suas principais características, bem como vantagens e desvantagens.

Capítulo 2 - São abordadas as definições gerais para elaboração de um projeto de microdrenagem urbana convencional.

Capítulo 3 – Definição de drenagem sustentável, tratando de seus principais conceitos, vantagens e desvantagens.

Capítulo 4 – São apresentados os principais sistemas de drenagem, bem como procedimentos e critérios de projeto, apresentando também os conceitos hidrológicos e hidráulicos utilizados para dimensionamento das redes.

Capítulo 5 – Descrição da área de estudo onde os projetos serão implantados.

Capítulo 6 – Apresentação da memória de cálculo dos projetos das redes convencional e sustentável, explicitando todos os cálculos realizados e todos os critérios adotados.

Capítulo 7 – Com bases nos resultados dos dimensionamentos das duas soluções propostas para direcionar as águas superficiais, os dois projetos são comparados em termos econômicos.

Capítulo 8 e 9 – Conclusão do projeto final e informações a respeito das referências bibliográficas utilizadas, respectivamente.

2 DRENAGEM URBANA CONVENCIONAL

2.1 Generalidades

O crescimento urbano das cidades brasileiras, conforme pode ser visualizado na Tabela 1, tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente.

Estes problemas são desencadeados principalmente pela forma como as cidades se desenvolvem: falta de planejamento, falta de controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados ou ineficientes.

Ano do Censo	População Total	População Urbana	Índice de Urbanização	Índice de crescimento Populacional	Índice de crescimento Urbano
1900	17.438.434	-	-	-	-
1920	27.500.000	4.552.000	16,55%	43,08%	-
1940	41.326.000	10.891.000	26,35%	33,46%	37,19%
1950	51.944.000	18.783.000	36,16%	25,70%	72,46%
1960	70.191.000	31.956.000	45,52%	35,13%	70,13%
1970	93.139.000	52.905.000	56,80%	32,69%	65,55%
1980	119.099.000	82.013.000	68,86%	27,87%	55,02%
1991	150.400.000	110.990.990	73,80%	26,28%	35,33%
2000	169.799.170	145.800.000	85,87%	12,90%	31,36%
2006	186.119.238	165.832.920	89,10%	9,61%	13,74%

Tabela 1 – Crescimento Demográfico Brasileiro

Fontes: Cadernos Mcidades/Des. Urbano Política Nacional de Desenvolvimento Urbano 1, Brasília, Novembro de 2004; Ruben George Oliven, Urbanização e mudança social no Brasil, Vozes, Petrópolis, 1980, p. 69, tabela 1; IBGE, Censos de 1940-2000/ estimativa maio/2006.

O crescimento desordenado dos ambientes urbanos provocou a ocupação das margens dos rios e encostas, desmatamentos, impermeabilização do solo, aumento da poluição do ar e dos rios. Esses fatores geram impactos ambientais os quais afetam o ciclo hidrológico conforme pode ser visualizado na comparação entre as

Figuras Figura 1 e Figura 2 as quais correspondem respectivamente ao ciclo hidrológico natural e ciclo hidrológico em áreas urbanas.

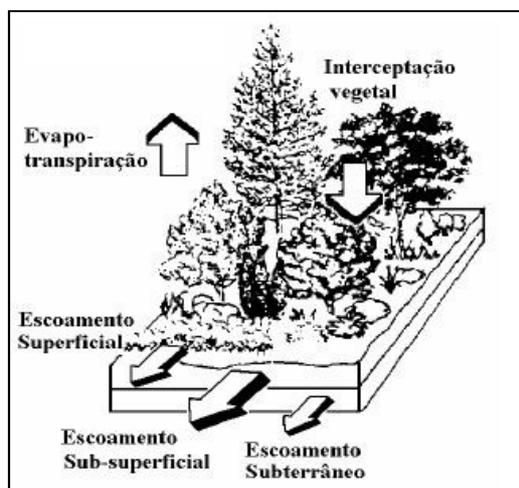


Figura 1 – Ciclo Hidrológico Natural

Fonte: Schueler, 1987

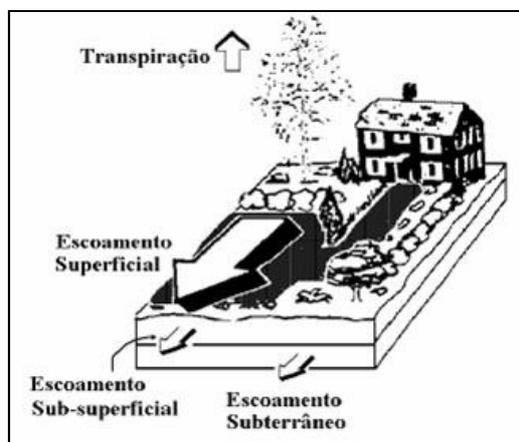


Figura 2 – Ciclo Hidrológico em Áreas Urbanas

Fonte: Schueler, 1987

A seguir, são apresentados os danos ambientais causados pela alteração no ciclo hidrológico supracitada.

2.1.1 Elevação da Temperatura

O aumento de temperatura deve-se a elevada capacidade de absorção de calor pelas superfícies impermeáveis, a concentração de edifícios que interfere na circulação dos ventos, a utilização de energia pelos veículos de combustão interna, o uso frequente de ar refrigerado pelas residências e indústrias, aumentando o aquecimento da atmosfera, a retenção de calor pela poluição atmosférica e a evaporação rápida da água impossibilitando o resfriamento e a umidificação do ar. Todos esses fatores geram a concentração de calor nos centros urbanos formando as chamadas *ilhas de calor*.

As ilhas de calor são um dos grandes responsáveis pelas precipitações mais intensas que ocorrem em grandes áreas urbanas: o ar quente e úmido oriundo de corpo d'água próximo ao entrar em contato com as ilhas de calor é carregado para as camadas mais altas da atmosfera (as partículas mais quentes tendem a subir) onde está mais frio, condensando o vapor e ocasionando um processo convectivo que favorece a precipitação. O ar quente tende a subir ainda mais, sendo a altitude proporcional à instabilidade e a probabilidade de ocorrência de tempestades, raios e granizos.

Esse processo pode ser observado na cidade de São Paulo onde as ilhas de calor "sequestram" a umidade vinda do mar e afastam as chuvas dos reservatórios, deixando os mananciais vazios. A seguir são apresentadas, nas Figuras Figura 3 e Figura 4, os gráficos distribuídos pela NASA os quais demonstram o comportamento da temperatura média anual nos dois grandes centros urbanos brasileiros, São Paulo e Rio de Janeiro, respectivamente.

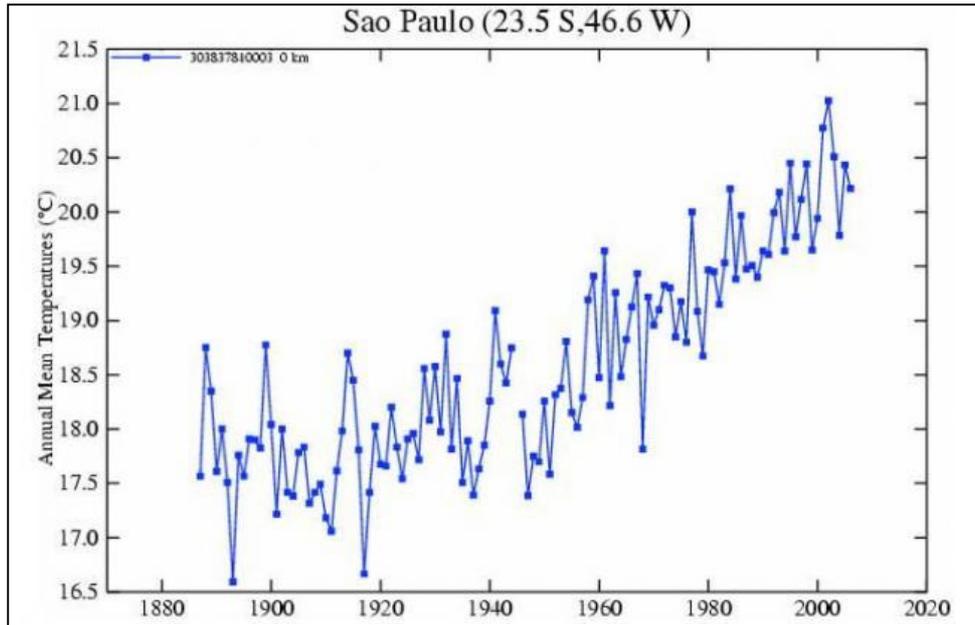


Figura 3 – Comportamento da temperatura média anual na cidade de São Paulo

Fonte: NASA

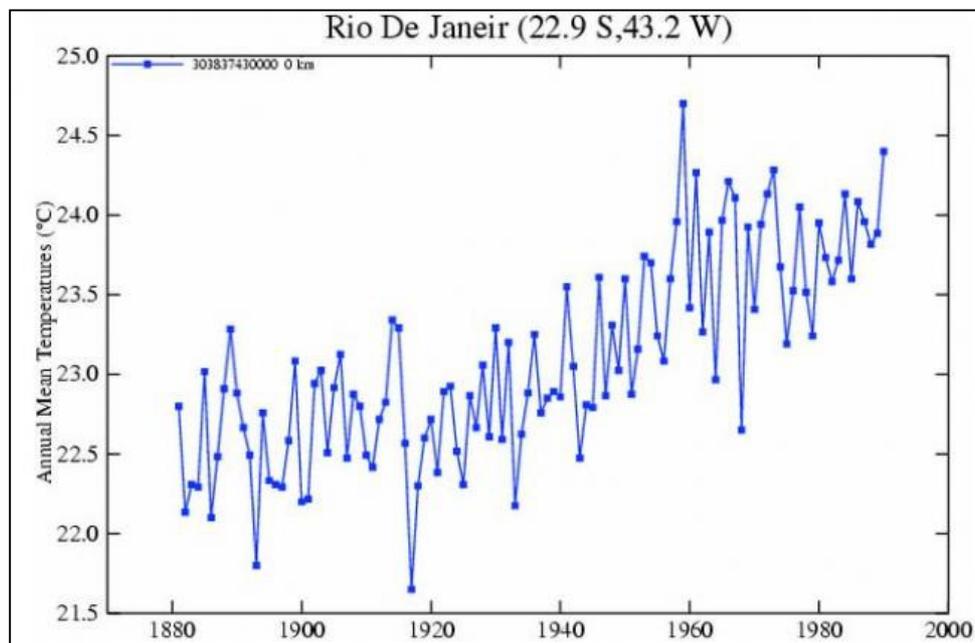


Figura 4 – Comportamento da temperatura média anual na cidade do Rio de Janeiro

Fonte: NASA

2.1.2 Acúmulo de Sedimentos

Parte da poluição dos corpos d'água deve-se ao carreamento de material solto pelo escoamento superficial sobre as áreas impermeáveis, áreas em fase de construção, depósitos de resíduos sólidos, entre outros. A impermeabilização impede o processo natural de infiltração e aumenta a velocidade do escoamento superficial, pois diminui a rugosidade da superfície. Isto provoca uma maior lâmina de escoamento superficial e aumenta a capacidade de arraste de maiores cargas poluidoras.

As redes de drenagem urbana são consideradas como importante fonte de degradação de corpos d'água, uma vez que provocam a veiculação dessas cargas.

Resumidamente, como consequências do acúmulo de sedimentos, tem-se:

- O assoreamento dos corpos d'água, reduzindo sua capacidade de escoamento durante as enchentes. Dependendo da magnitude da chuva, podem ocorrer inundações atingindo a população ribeirinha.
- Redes de drenagem obstruídas, total ou parcialmente.
- Transporte de poluentes agregados ao sedimento os quais contaminam as águas pluviais.

2.1.3 Qualidade da Água Pluvial

Há dois tipos de poluição das águas: pontual e difusa. A poluição pontual é originada no lançamento de efluentes industriais ou domésticos nos corpos hídricos de forma concentrada e intermitente. Já a poluição difusa é formada em área urbana ou rural a partir de diversos geradores de resíduos sólidos e de sedimentos. Nas cidades, a origem da poluição difusa pode ser de veículos, de animais, de casas, do escoamento

das águas pluviais entre outras. Porto (1995) e Tomaz (2006; 2007) argumentam que a poluição difusa é complexa e provém de diversas fontes, tais como freios de automóveis, resíduos de pneus, resíduos de pinturas em geral, fezes de animais, resíduos de ferro, zinco, cobre e alumínio de materiais de construção, deposição seca e úmida de particulados de hidrocarbonetos, restos de vegetação, derramamentos, erosão fuligem, poeira, enxofre, metais, pesticidas, nitritos e nitratos, cloretos, fluoretos silicatos, cinzas, compostos químicos e resíduos sólidos, entre outros.

A poluição difusa concentra-se quase que totalmente próximos à guia e sarjetas, ou seja, 80% a 15 cm e 95% a 1 m (NOVOTNY e CHESTERS, 1981 apud PORTO, 1995). A maior parte dos resíduos é originada pelo sistema de transporte, ou seja, uma rua de um bairro tem menos resíduos que uma grande avenida. Então, quanto maior a porcentagem de ocupação do solo, maior será a quantidade de viagens e maior será a produção de resíduos (TOMAZ, 2006). A Figura 5 apresenta os principais meios de poluição das ruas e do espaço urbano.

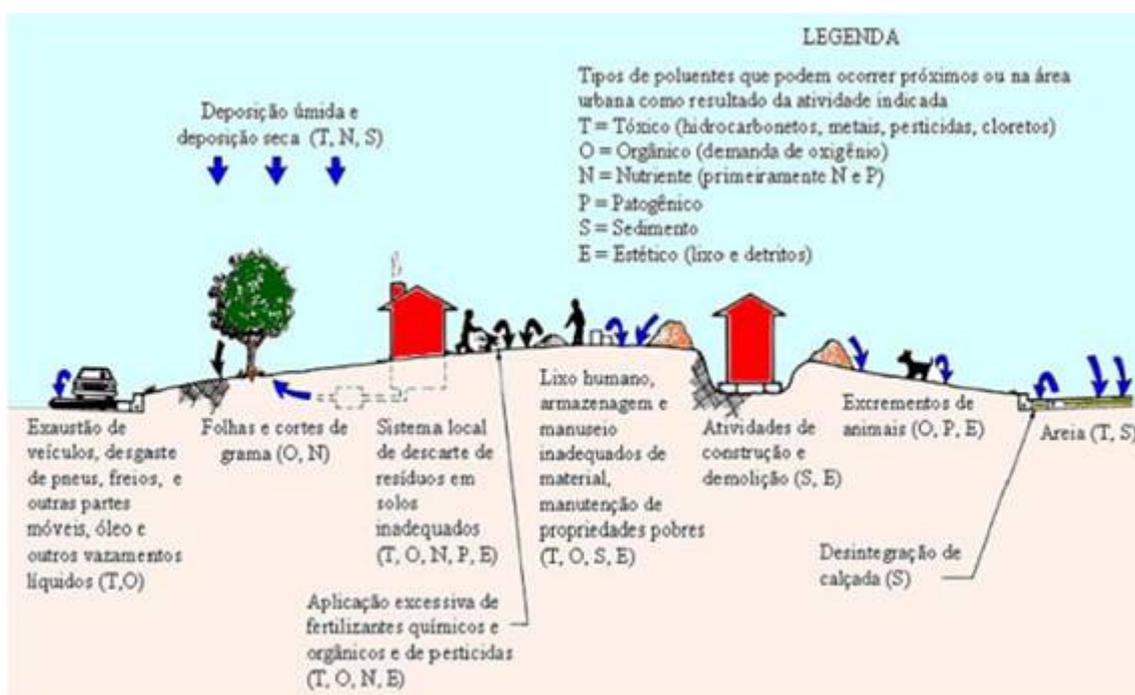


Figura 5 – Fontes de poluição do espaço urbano

Fonte: Tucci, 2005

A quantidade de poluentes carregados pelo escoamento urbano está relacionada à quantidade de chuva, às condições de limpeza dos pavimentos, ao processo de urbanização e à intensidade da circulação de veículos, dentre outros. Os estudos acerca da temática ambiental afirmam que áreas verdes, em fundos de vales nas cidades, são importantes para a melhoria da qualidade do escoamento superficial urbano. Os espaços de cobertura vegetal são locais importantes para a retenção dos poluentes do escoamento superficial urbano, pois provocam a sedimentação dos mesmos antes que eles cheguem aos cursos de água.

Para a gestão sustentável da drenagem urbana é preciso pensar a questão da água como parte de todo o processo de Gestão Municipal. A degradação do escoamento superficial urbano altera a qualidade dos córregos e rios urbanos a jusante dos lançamentos das mesmas. As cidades localizadas a jusante de rios que passam por cidades grandes (metrópoles) terá suas águas totalmente poluídas e contaminadas, tornando-as impróprias para o consumo humano e de animais (TUCCI, 2005; TUCCI, 2007).

2.1.4 Contaminação de Aquíferos

Os principais motivos de contaminação de aquíferos localizados em áreas urbanas são os seguintes:

- A implantação de aterros sanitários e lixões em áreas de recarga de aquíferos e em solos de alta permeabilidade, provocam a contaminação pelo processo natural de infiltração e precipitação pluviométrica.
- A ausência de rede de esgotamento sanitário, faz com que a maioria da população brasileira utilize fossas sépticas como destino final para o efluente, o qual pode contaminar a parte superior do aquífero, degradando a qualidade da água.

- As redes de drenagem e esgoto podem apresentar vazamentos nas tubulações, provocando o contato da água contaminada com o aquífero, um grave problema, levando-se em conta o fato de ser extremamente mais difícil e mais caro tratar as águas subterrâneas.

Como descrito acima, é possível observar a grave situação das cidades originadas da urbanização intensa. Como forma de mitigação desse quadro crítico, adotou-se inicialmente no Brasil, o sistema de drenagem convencional cuja concepção de projeto será apresentada com mais detalhes nos itens que se seguem.

A drenagem urbana convencional apenas atua localmente, encaminhando o problema de excesso de água para jusante. Espera-se que soluções menos agressivas ao meio ambiente, futuramente irão substituí-la, seguindo o exemplo de alguns países que já adotaram medidas sustentáveis para resolver os problemas de drenagem.

Os conceitos hidrológicos e hidráulicos necessários para projetar um sistema de drenagem serão descritos mais adiante.

3 DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL

3.1 Generalidades

Muitas cidades no Brasil sofrem com contínuos problemas relacionados com a drenagem das enxurradas durante o período chuvoso. Os problemas são bem conhecidos: as inundações, no mínimo, interrompem o trânsito de veículos nas cidades e podem causar problemas de saúde, além de provocar acidentes e mortes em áreas de risco. O lançamento das enxurradas também pode causar poluição dos rios locais e devido à falta de infiltração natural no solo, os lençóis subterrâneos acabam se tornando não-recarregáveis.

A situação dos sistemas de drenagem pluvial é caótica, pois foram projetados apenas para o cenário atual e planejados baseados no intuito do escoamento rápido, transferindo o problema para jusante. Atualmente, observa-se que os sistemas já não comportam a demanda.

Diante do cenário constante de enchentes, surge a necessidade de projetar sistemas de drenagem mais eficazes através da adoção de medidas sustentáveis, já que aumentar a capacidade de escoamento das redes seria muito custoso e em condições meteorológicas extremas talvez não solucionassem o problema como um todo e nem a longo prazo.

Diversas estratégias são necessárias para solucionar estes problemas que, muitas vezes, não são capazes de serem resolvidos simplesmente através da construção de grandes obras de drenagem. Assim, surge o conceito de drenagem sustentável cujo objetivo principal busca imitar o ciclo hidrológico natural, incorporando novas técnicas com a finalidade de amortecer as vazões de pico, atenuar a concentração de

poluentes das águas de chuvas em áreas urbanas, evitando-se processos erosivos e a perda da capacidade dos mananciais subterrâneos.

Diferentemente da abordagem higienista, ou seja, evacuação rápida dos excessos pluviais por canais e condutos, a drenagem sustentável visa o controle do escoamento superficial o mais próximo possível do local onde a precipitação atinge o solo, isto é, tem-se um controle de escoamento na fonte. A redução do escoamento acontece pela infiltração do excesso de água no subsolo, pela evaporação e evapotranspiração – que devolve parte da água para a atmosfera – e pelo armazenamento temporário, possibilitando o reuso da água ou um descarte lento, após a chuva.

O resultado é que a área alterada passa a ter um comportamento similar às condições hidrológicas de pré-desenvolvimento, significando menor escoamento superficial, menores níveis de erosão e de poluição das águas e, conseqüentemente, menores investimentos para a mitigação de impactos a jusante.

A simples canalização de um trecho de córrego, por exemplo, poderá reduzir os riscos de inundação de uma determinada área por certo tempo. Essa solução, entretanto, causará sérios impactos. A aceleração do escoamento agravará as inundações a jusante, aumentando o transporte de lixo e sedimentos, que se acumularão nos trechos de menor velocidade, e aumentando também a erosão no trecho subseqüente ao trecho canalizado. A sensação de segurança provocada pela obra atrairá a população e as atividades econômicas para as áreas mais próximas ao córrego, reduzindo o espaço natural das enchentes. Além disso, se juntamente com a obra não houver o controle da impermeabilização da bacia, as vazões irão aumentar gradativamente até que a capacidade do canal seja superada. Para contornar esses impactos, dentro desta mesma visão tradicional, amplia-se mais ainda a capacidade e a extensão do trecho canalizado instalando-se aí um círculo vicioso, que levará à

necessidade de investimentos cada vez maiores para solucionar um problema que poderia ter sido evitado na origem.

Em áreas em fase de urbanização, o projeto de drenagem tem o objetivo de promover a maior absorção da água (precipitada) no solo e o volume não absorvido será direcionado através de galerias até o seu destino final.

Já em algumas áreas urbanizadas, onde o sistema de drenagem não suporta a vazão superficial existente, o projeto de drenagem tem que propor uma readequação visando assim, melhorar sua eficiência.

Os princípios da drenagem sustentável são os seguintes (TUCCI, 2005):

- Novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão de pico das condições naturais (ou prévias) – controle de vazão de saída.
- Planejar o conjunto da bacia para controle de volume.
- Evitar a transferência de impactos para jusante.

Este novo modelo propõe medidas tanto estruturais quanto não-estruturais e incorpora técnicas inovadoras da engenharia como a construção de estacionamentos permeáveis, pavimentos porosos, telhados verdes e de canais abertos com vegetação a fim de atenuar as vazões de pico e reduzir a concentração de poluentes das águas de chuva nas áreas urbanas. Outra técnica inovadora, a qual é apropriada para países como o Brasil, é a armazenagem das águas de chuva em reservatórios de acumulação para posterior reuso em aguçamento de jardins e praças.

3.2 Medidas Estruturais

As medidas estruturais são aquelas que envolvem obras construídas para reduzir o prejuízo causado pelas enchentes. Segundo Tucci (1993), as medidas estruturais podem ser intensivas ou extensivas. As medidas extensivas são as que agem na bacia, modificando as relações entre a precipitação e a vazão, como, por exemplo, a alteração da cobertura vegetal da bacia, que reduz os picos das cheias e o volume de escoamento superficial.

As medidas intensivas são as que agem no rio, e podem ser de três tipos:

- aceleração do escoamento (canalização, corte de meandros, por exemplo), construção de diques ou polders;
- retardamento do escoamento: construção de reservatórios ou bacias de amortecimento (detenção e retenção);
- desvio do escoamento: canais ou desvios.

A seguir são apresentadas algumas das características das medidas estruturais listadas na Tabela 2.

MEDIDA	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
MEDIDAS EXTENSIVAS			
<i>Cobertura Vegetal</i>	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
<i>Controle de perda</i>	Redução do assoreamento	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
MEDIDAS INTENSIVAS			
<i>Diques e polders</i>	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso ocorram falhas	Grandes rios
<i>Melhoria do Canal</i>			
Redução da rugosidade por obstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
Corte de meandro	Ampliação da área protegida e aceleração do 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 partilhado	Restrito ao controle de enchentes
<i>Mudança de canal</i>			
Caminho das cheias	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desvios	Redução da vazão do canal principal	Depende da topografia	Bacias médias e grandes

Tabela 2 – Medidas estruturais de controle de cheias

Fonte: Tucci, 1993 – modificada pelas autoras

▪ Controle da cobertura vegetal da bacia: A cobertura vegetal é um fator crucial no processo de geração do escoamento superficial. Uma bacia com cobertura vegetal terá picos de cheias reduzidos, assim como será menor o volume de escoamento superficial. Um benefício adicional é a reduzida erosão e produção de sedimentos que se depositam nos rios o que diminui a sua capacidade de escoamento. Devido ao seu custo elevado, é uma medida difícil de ser aplicada em grandes bacias.

▪ Controle da erosão do solo: a erosão causada pela chuva na camada superior do solo e o conseqüente transporte das partículas finas do solo para o sistema fluvial, aliada à erosão das margens dos rios resulta na diminuição da capacidade hidráulica dos rios, aumentando os níveis das cheias. O controle da erosão pode ser feito pelo reflorestamento, práticas de conservação do solo, construção de pequenos reservatórios, estabilização de margens, dentre outros.

▪ Diques ou polders: Diques são muros laterais construídos para proteger áreas ribeirinhas contra o extravasamento dos rios. Polder é o nome dado à região protegida por um dique. Se esses diques forem construídos a uma pequena distância da calha do rio, poderão confinar o fluxo e aumentar o nível do escoamento nas cheias, produzindo também maior velocidade de fluxo e maior erosão das margens e da seção do rio. Tucci (1993) diz que o maior risco envolvido na construção de diques é a dificuldade de definir corretamente o nível da cheia máxima provável, havendo sempre um risco de colapso com conseqüências ainda piores para jusante do que os riscos prováveis se a obra não existisse.

▪ Modificações no rio: As modificações mais comuns feitas nos rios para tentar reduzir o efeito das cheias é a sua canalização, criando uma seção transversal regular e de maior capacidade, com geometria definida (retangular ou trapezoidal normalmente). Outra alternativa é a redução da rugosidade do rio, retirando as obstruções do escoamento, tais como a remoção de lixo, dragagens, corte de vegetação ou pavimentação das margens. Por outro lado, essas medidas, além do alto custo envolvido, podem agravar as condições de inundações a jusante.

▪ Construção de reservatórios: O efeito de um reservatório para controle de cheias pode ser explicado da seguinte forma: o volume que seria transferido para a região à jusante é retido temporariamente no reservatório, o qual, tendo uma capacidade limitada para liberar a água em sua saída, irá provocar o abatimento da onda de cheia,

liberando o mesmo volume de água em um tempo maior e com um pico de vazão máxima de menor magnitude.

Uma vez atingida a capacidade máxima do reservatório não haverá mais efeito retardador do escoamento, pois toda vazão que chegar ao reservatório será escoada para jusante, sem amortecimento.

Ainda há outra classificação para as medidas estruturais, podendo ser divididas em: técnicas para controle na fonte; técnicas lineares e técnicas para controle centralizado, ver Baptista et al, 2005.

3.2.1 Técnicas para Controle na Fonte

São aquelas relacionadas a pequenas superfícies de drenagem, tais como trincheiras de infiltração, valas e valetas de armazenamento e/ou infiltração, micro-reservatórios individuais e telhados armazenadores (Baptista et al, 2005). A seguir são apresentadas algumas dessas técnicas.

3.2.1.1 Trincheiras de Infiltração

São dispositivos de drenagem para armazenar a água pluvial durante o período necessário para que ocorra sua infiltração no solo.

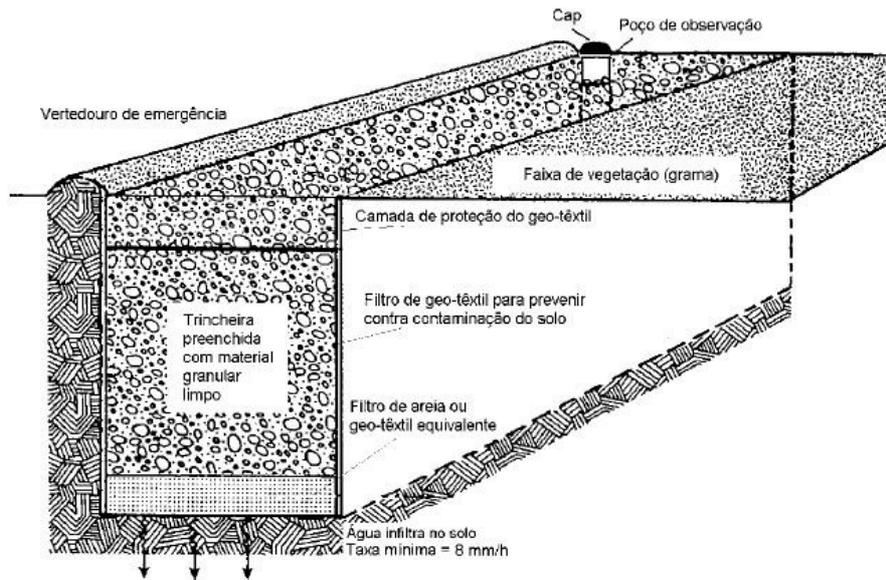


Figura 6 – Trincheira de Infiltração

Fonte: (Schueler, 1987)

A Figura 6 demonstra que as trincheiras de infiltração são constituídas por valetas com preenchimento granular (porosidade média de 40%) revestido por um filtro geotêxtil que desempenha a função estrutural e evita a entrada de finos, reduzindo a poluição das águas superficiais.

Pode-se definir esse tipo de dispositivo como um reservatório de amortecimento de cheias mais eficiente, já que permite a infiltração o que resulta na redução do volume do “runoff” e amortecimento da vazão de enchente máxima, assim, consegue-se reduzir o risco de inundação, recarregar as águas subterrâneas, mitigar os problemas de saturação da rede de drenagem já existente e reduzir dimensões de uma nova rede de drenagem.

3.2.2 Técnicas Lineares

São implantadas usualmente junto aos sistemas viários e pátios, estacionamentos e arruamentos. São incluídos os pavimentos porosos, dotados ou não de dispositivos de infiltração, as valas de detenção e/ou infiltração e as trincheiras de infiltração (Baptista et al, 2005).

3.2.2.1 Pavimento Permeável

O pavimento permeável possui as mesmas funções urbanísticas do pavimento convencional com a diferença de que tem a propriedade de reduzir o escoamento superficial das águas pluviais. No pavimento permeável, parte ou a totalidade da água que escoar é absorvida, armazenada e infiltrada no terreno. Com a utilização deste tipo de solução é possível reduzir os picos de cheia e o volume do escoamento pluvial, reduzindo os impactos da urbanização sobre o sistema de drenagem.

A utilização do pavimento permeável tem se mostrado vantajosa também sob o aspecto econômico. Os custos adicionais de construção e manutenção, em relação aos pavimentos convencionais, são geralmente compensados pela redução dos custos do sistema de drenagem, já que as vazões geradas são menores.

Os pavimentos permeáveis são constituídos de uma camada superior de revestimento drenante, assentada sobre sucessivas camadas de material granular. Pode ser revestido de concreto poroso (asfáltico ou de cimento) ou de blocos de concreto vazados intertravados.

O revestimento de concreto é executado com agregados de granulometria isenta de finos. Sob o revestimento é disposta uma camada filtrante (manta geotêxtil ou filtro de areia) e, a seguir, uma camada de brita com alto índice de vazios. Nas interfaces da

camada de brita com o terreno natural também são utilizados filtros que evitam a migração dos finos do solo para a base do pavimento.

A base de brita, além da sua função mecânica, funciona como um reservatório de amortecimento de águas pluviais. Retém a água absorvida pelo revestimento, armazenando-a até que seja totalmente infiltrada no terreno. Seu dimensionamento hidráulico deve, portanto, considerar o balanço hídrico entre a precipitação de projeto, o volume armazenado e a capacidade de infiltração do solo.

O revestimento de blocos vazados é assentado sobre camada de areia que, por sua vez, é assentada sobre uma camada filtrante e outra de brita à semelhança do revestimento de concreto. Os vazios dos blocos podem ser preenchidos com pedrisco, areia ou grama. Nesta última opção, deve-se utilizar terra vegetal com alto índice de permeabilidade.



Figura 7 – Exemplo de aplicação de pavimento permeável

Fonte: Urbonas e Stahre (1993)

Além da vantagem de reduzir o escoamento superficial, os pavimentos porosos reduzem outros impactos provocados pela pavimentação convencional. Os blocos de

concreto vazados, quando preenchidos com grama, proporcionam o aumento da área verde, melhorando as condições de evapotranspiração e reduzindo as ilhas de calor. Já o concreto poroso, quando empregado no sistema viário, reduz o risco de aquaplanagem, melhorando a visibilidade, reduzindo as distâncias de frenagem sob chuva e reduzindo também o ruído do tráfego decorrente do atrito dos pneus com o pavimento.

A Figura 8 mostra uma seção típica de pavimento permeável. Deve-se observar que as espessuras das camadas que formam o revestimento e a base devem ser definidas a partir do balanço hídrico citado e através de dimensionamento geotécnico, em função das solicitações previstas e da capacidade de suporte do terreno natural.

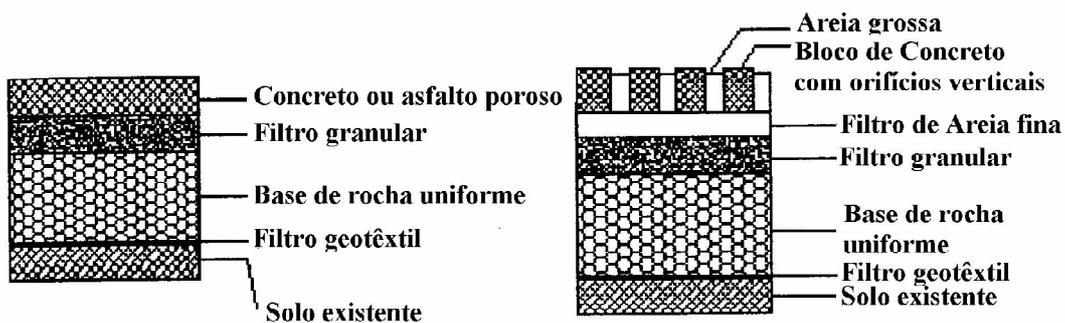


Figura 8 – Pavimento Poroso

Fonte: Urbonas e Stahre (1993)

Se o solo sobre o qual é assentado o pavimento for de baixa permeabilidade, pode haver risco de saturação da base de brita o que pode reduzir a capacidade de drenagem e provocar a ruptura do pavimento. Neste caso, deve ser prevista a instalação de drenos sub-horizontais para a condução da água coletada para um sistema de condutos livres.

Deve-se cuidar também para que a camada inferior da base se situe acima do lençol subterrâneo.

Tanto os revestimentos de asfalto poroso como os de blocos vazados são encontrados normalmente no mercado brasileiro. Os revestimentos porosos de concreto de cimento devem ser executados na obra, segundo especificações indicadas na literatura especializada.

Já os blocos vazados (Figura 9) são construídos da seguinte maneira: na base do pavimento é colocado um filtro geotêxtil com a finalidade de separar o agregado graúdo do solo e dessa forma evitar que o solo migre para o reservatório de pedras, quando este estiver na condição de enchimento. Após a base faz-se o preenchimento com brita 3 de granito até atingir a espessura final de 15 cm, compacta-se essa camada de forma manual e novamente coloca-se o tecido geotêxtil sobre a camada de agregado com o objetivo de prevenir a migração da areia média da camada superior para dentro do reservatório de pedras. Em seguida, deposita-se uma camada de 10 cm de areia média e finalmente, assenta-se os blocos vazados sobre a areia e as juntas e os orifícios dos blocos de concreto são preenchidos com areia. A declividade final fica em 2%.



Figura 9 – Blocos Vazados

Fonte: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos – Vol. 5 nº 3 – Jul / Set 2000.

Segundo o estudo “Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial” publicado pelo Instituto de Pesquisa Hidráulica da UFRGS, o coeficiente de escoamento dos pavimentos permeáveis do tipo bloco vazado é 0,03.

3.2.3 Técnicas para Controle Centralizado

Correspondem essencialmente às bacias de detenção – armazenamento por curtos períodos, com a finalidade de controle de inundação, e de retenção – armazenamento por longos períodos para fins de redução de cargas de poluição difusa e recarga do lençol freático (BAPTISTA et al.2005)

3.3 Medidas Não-Estruturais

As medidas não-estruturais, se trabalhadas em conjunto com as medidas anteriores, podem produzir significativa minimização dos prejuízos. Algumas medidas não-estruturais mais conhecidas são descritas a seguir.

3.3.1 Plano Diretor de Drenagem Urbana

O plano de águas pluviais é uma ferramenta de planejamento que possibilita implantar soluções efetivas de baixo impacto que trazem à região benefícios tangíveis e duradouros.

Para possibilitar a implantação efetiva de medidas sustentáveis de controle de cheias urbanas, é necessário desenvolver o Plano Diretor de Drenagem Urbana. O Plano se baseia em princípios, onde os principais são os seguintes (TUCCI, 2005):

- os novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão máxima de jusante;
- o planejamento e controle dos impactos existentes devem ser elaborados considerando a bacia como um todo;
- o horizonte de planejamento deve ser integrado ao Plano Diretor da cidade;

- o controle dos efluentes deve ser avaliado de forma integrada com o esgotamento sanitário e os resíduos sólidos.

O Plano Diretor deve ser desenvolvido utilizando medidas não-estruturais (principalmente a legislação) para os novos desenvolvimentos (loteamentos e lotes) e medidas estruturais por sub-bacia urbana da cidade. Neste último caso, são projetadas as medidas para evitar os impactos já existentes na bacia para um horizonte de desenvolvimento econômico e para um risco de projeto. Geralmente, a combinação de detenção (ou retenção) com a ampliação da capacidade de escoamento que minimize o custo, tem sido adotada.

Segundo Tucci (2005), “a principal medida não-estrutural é a legislação para controle dos futuros desenvolvimentos”. Essa legislação pode ser incorporada no Plano Diretor Urbano ou em decretos municipais específicos.

É recomendável que a comunidade participe da elaboração do plano para que possa compreender seu funcionamento, para que possa perceber seus benefícios e para que possa colaborar com suas sugestões e, assim, se empenhar pela sua plena realização. Sabe-se que um plano só é viável e eficaz quando é bem aceito pela população. Além disso, é indicado que seja desenvolvido, junto à mesma, um trabalho de educação ambiental orientado para o tema das águas urbanas.

3.3.2 Zoneamento de Áreas Inundáveis

A calha menor e a várzea inundável dos rios devem ser regulamentadas dentro do zoneamento urbano para que seja vetado qualquer tipo de construção. Nas regiões onde ocorra inundação eventual poderão ser permitidas atividades de recreação,

construção de parques e outros usos onde a inundação não provoque prejuízos ou riscos importantes, conservando-se esta área para uso da população e proteção contra habitações ilegais. Na Figura 10 pode ser visualizado um exemplo de zoneamento de áreas inundáveis realizado no Rio Shenzhen em Hong Kong.



Figura 10 – Regulação e Zoneamento do Rio Shenzhen – Hong Kong

Fonte: Chu, H. C. K. – Flood Prevention and Drainage Modeling in Hong Kong, Drainage Services Department, Hong Kong, 2005

3.3.3 Sistemas de Previsão de Cheias e de Alerta

Para que um sistema de previsão e alerta contra inundações funcione efetivamente, uma bacia urbana deverá ser monitorada em tempo real, com a coleta contínua de dados hidrológicos em tempo real.



Figura 11 – Sistema de Alerta de Enchente

Fonte: Adaptação de Chu, H. C. K. – Flood Prevention and Drainage Modeling in Hong Kong, Drainage Services Department, Hong Kong, 2005

3.3.4 Seguros Contra Enchentes

Esta medida permite à população o ressarcimento contra prejuízos causados pelas enchentes. Pode ser uma medida muito útil em locais onde a re-locação de habitações seja inviável. Por outro lado, a sensação de aparente segurança e a falta da “memória” das grandes cheias do passado pode estimular a ocupação de regiões inundáveis. Construções de alto padrão dificilmente são removidas. Nesses casos, o seguro é uma alternativa a ser considerada.

3.3.5 Educação Ambiental

A conscientização da população sobre os efeitos negativos da impermeabilização do solo urbano, campanhas contra o lançamento de lixo nos córregos, por exemplo, e sobre as alternativas para detenção do escoamento superficial, entre outras iniciativas, representam esforços que certamente irão produzir bons resultados a médio e longo prazo.

3.4 Escolha da Medida mais Adequada

Na Tabela 3 a seguir, são apresentadas as medidas sustentáveis mais adequadas para cada tipo de uso do solo.

Área	Redução de deflúvio direto	Retardamento de deflúvio direto
Telhado plano de grandes dimensões	Armazenamento em cisternas	Armazenamento no telhado, empregando tubos e coletores
	Jardim Suspenso	
	Armazenamento em tanques ou chafariz	Aumentando a rugosidade do telhado.
Estacionamento	Pavimento Permeável	Faixas gramadas no estacionamento
	Reservatório de concreto ou cisterna sob o estacionamento	Canal drenado no estacionamento
	Áreas de armazenamento gramadas em redor do estacionamento	Armazenamento e detenção para áreas impermeáveis
	Valas com cascalho (brita)	
Residencial	Cisternas para casas individuais ou grupo de casas	Reservatório de detenção/retenção
	Passeio com cascalho	Utilização de gramas espessas
	Áreas ajardinadas ao redor	Passeios com cascalho
	Recarga do lençol subterrâneo	Sarjetas ou canais gramados
	Depressões gramadas	Aumentando o percurso da água através de sarjetas, desvios, etc
Gerais	Vielas com cascalho	Vielas com cascalho
	Calçadas permeáveis	
	Canteiros cobertos com palhas ou folhas	

Tabela 3 – Medidas para redução de deflúvio superficial direto urbano

Fonte: Figueiredo, 2000

4 SISTEMAS DE DRENAGEM

Os sistemas de drenagem são definidos como na fonte, microdrenagem e macro drenagem.

A drenagem na *fonte* é definida pelo escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado, estacionamentos, área comercial, parques e passeios.

A *microdrenagem* é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado.

A *macrodrenagem* envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. Quando é mencionado o sistema de macrodrenagem, as áreas envolvidas são de pelo menos 2 km² ou 200 ha. Estes valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações. O sistema de macrodrenagem deve ser projetado com capacidade superior ao de microdrenagem, com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

O presente trabalho tratará do projeto de sistemas de microdrenagem.

4.1 Elementos de um Sistema de Microdrenagem

Um projeto de drenagem urbana deve possuir os seguintes componentes principais:

- Projeto arquitetônico, paisagístico e viário da área: envolve o planejamento da ocupação da área em estudo.



Figura 12 – Escada hidráulica para dissipação de energia com projeto paisagístico

Fonte: <http://paulolgnunes-fotoblog.blogspot.com>

- Definição das alternativas de drenagem e das medidas de controle: devem ser realizadas para manutenção das condições anteriores ao desenvolvimento, com relação à vazão máxima de saída do empreendimento. As alternativas propostas podem ser realizadas em conjunto com a atividade anterior, buscando compatibilizar com os condicionantes da ocupação.
- Determinação das variáveis de projeto para as alternativas de drenagem em cada cenário: os cenários analisados devem ser a situação anterior ao desenvolvimento e após a implantação do projeto. O projeto dentro destes cenários varia com a magnitude da área e do tipo de sistema (fonte, micro ou macrodrenagem). As variáveis de projeto são a vazão máxima ou hidrograma dos dois cenários, as características básicas dos dispositivos de controle e a carga de qualidade da água resultante do projeto.

▪ Projeto da alternativa escolhida: envolve o detalhamento das medidas de controle no empreendimento, inclusive a definição das áreas impermeáveis máximas projetadas para cada lote, quando o projeto for de parcelamento do solo.

4.2 Procedimentos de um Projeto de Microdrenagem

A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais no loteamento ou na rede primária urbana. A seguir, são apresentados os procedimentos convencionais utilizados no projeto de uma rede deste tipo, juntamente com o conceito de controle do aumento da vazão.

O dimensionamento de uma rede de águas pluviais é baseado nas seguintes etapas:

- subdivisão da área e traçado;
- determinação da necessidade de galeria;
- concepção do traçado da rede;
- determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- dimensionamento da rede de condutos;
- dimensionamento das medidas de controle.

Os principais dados necessários à elaboração de um projeto de rede pluvial de microdrenagem são os seguintes:

▪ Mapas – Os principais mapas necessários ao estudo são os seguintes:

- mapa de situação da localização da área dentro do município;

- planta geral da bacia contribuinte: escalas 1:5.000 ou 1:10.000, juntamente com a localização da área de drenagem. No caso de não existir planta plani-altimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;

- planta plani-altimétrica da área do projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000, com pontos cotados nas esquinas e em pontos notáveis.

▪ Levantamento Topográfico do nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudança de direção e mudança de greides das vias públicas.

▪ Cadastro de redes existentes de esgotos pluviais ou de outros serviços que possam vir a interferir na área de projeto.

▪ Urbanização – devem-se selecionar os seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atuais e previstas no plano diretor:

- tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças, etc);

- porcentagem de área impermeável projetada de ocupação dos lotes;

- ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia.

▪ Dados relativos ao curso de água receptor – as informações são as seguintes:

- indicações sobre o nível de água máximo do canal / arroio que irá receber o lançamento final, ou seja, é preciso verificar se o canal tem capacidade para receber essa vazão;

- levantamento topográfico do local de descarga final;

- qualidade da água;

- usos da água.

Adicionalmente, em função da configuração a ser definida, será necessário o levantamento de áreas específicas para detenção do escoamento.

Com base na topografia disponível e na rede de drenagem é realizado o traçado da rede pluvial. Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo interativo com o projetista do arranjo e disposição da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de detenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projeto da área.

4.3 Critérios para o Traçado da Rede Pluvial

A rede coletora deve ser lançada em planta baixa (escala 1:2.000 ou 1:1.000), de acordo com as condições naturais do escoamento superficial. Algumas regras básicas para o traçado da rede são as seguintes:

- os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente assinalados nas plantas;
- os trechos em que o escoamento se dê apenas pelas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- o sistema coletor, em uma determinada via, poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas-de-lobo de ambos os passeios ou de cada lado da rua, sob as calçadas;
- a solução mais adequada, em cada rua, é estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação;
- o amortecimento do escoamento é realizado nas áreas baixas junto à drenagem principal.

- procura-se localizar a área de amortecimento preferencialmente junto à saída do sistema projetado;
- preferencialmente, os sistemas de detenções devem estar integrados de forma paisagística na área, neste caso, poderá ser necessário utilizar detenções ou retenções internas ao parcelamento na forma de lagos permanentes ou secos integrados ao uso previsto para a área;
- o projeto deve estabelecer a área máxima impermeável de cada lote do parcelamento, além das áreas comuns.

4.4 Principais Componentes da Rede Hidráulica

▪ Traçado preliminar – através de critérios usuais de drenagem urbana, devem ser estudados diversos traçados da rede de galerias, considerando-se os dados topográficos existentes e o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico. A definição da concepção inicial é mais importante para a economia global do sistema do que os estudos posteriores de detalhamento do projeto, de especificação de materiais, etc.

Esse trabalho deve ser desenvolvido simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras, pois, caso contrário, ficam impostas, ao sistema de drenagem, restrições que levam sempre a maiores custos. O sistema de galerias deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando, a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

▪ Coletores – existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (1) no passeio, a 1/3 do meio-fio e (2) sob o eixo da via pública.

Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento das bocas-de-lobo.

▪ Bocas-de-Lobo – as bocas-de-lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem adequadamente as vazões superficiais para a rede de condutos.

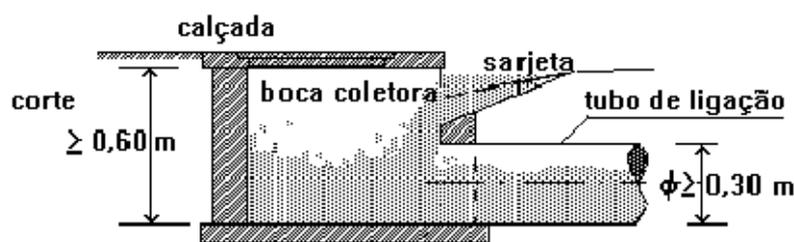


Figura 13 – Desenho esquemático de uma boca-de-lobo

Fonte: FERNANDES, C. Sistemas de drenagem pluvial. Microdrenagem: um estudo inicial. Campina Grande: DEC/CCT/UFPB, 2002.

A locação das bocas-de-lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- serão locadas nos pontos baixos da quadra com vistas a se evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas;
- a localização das bocas-de-lobo deve ser determinada através do cálculo da capacidade hidráulica da sarjeta, considerando-se uma altura do meio-fio de 0,15 m e uma largura da lâmina de 0,60 m;

- a melhor solução para a instalação de bocas-de-lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;

- não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos: (1) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial e (2) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido oposto ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

▪ Poços de Visita – o poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possam mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudança de diâmetro. A distância máxima recomendada pela Rio Águas entre os poços de visita é de 40,00 m.

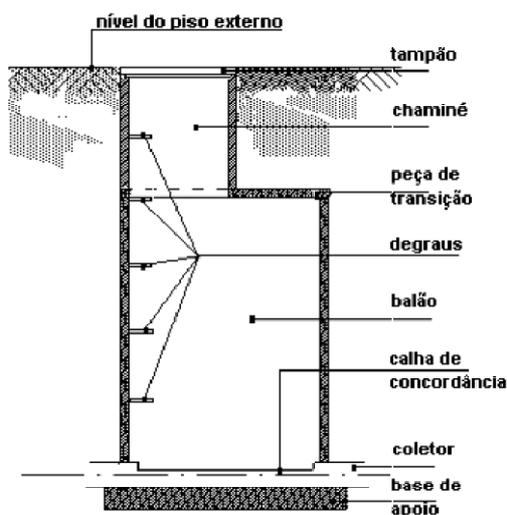


Figura 14 – Desenho esquemático de um poço de visita

Fonte: <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Image115.gif>

▪ Galerias circulares – segundo recomendações da Rio Águas, o diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,40 m. Os diâmetros comerciais correntes são os seguintes: 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50 m. De acordo com a Rio Águas, é recomendado que a profundidade máxima das galerias seja de 3 metros.



Figura 15 – Galerias de drenagem

Fonte: <http://www.brasilandia.ms.gov.br/sites/6900/6992/noticias/imagens/drenagem1.jpg>

▪ Sarjetas – condutos livres de seção triangular, que têm como função transportar as águas pluviais, longitudinalmente ao eixo das ruas, destinando as mesmas aos locais determinados pelo projeto de drenagem.



Figura 16 – Sarjetas

Fonte: <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Image30.gif>

▪ Canaletas – As canaletas podem ser construídas associadas a obras de retaludamento, revestimento e contenção, assim como associadas a escadarias de

acesso ou leito de ruas e podem ser abertas ou fechadas com tampas removíveis de concreto. Podem ter seções retangulares, trapezoidais ou triangulares. As canaletas devem ser dimensionadas de modo a atender aos critérios de velocidade máxima e velocidade mínima, levando-se em consideração a declividade, o material construtivo, os sedimentos transportados, entre outros.

O alto percentual de canaletas subdimensionadas e destruídas pela ação da água recomenda alguns cuidados para o seu posicionamento no terreno, como a direção consonante com as linhas de maior declividade da microbacia de drenagem, altura que permita a captação das águas superficiais e dimensões adequadas às vazões durante chuvas fortes, tudo aliado a um projeto que reduza pontos de acúmulo de solo e/ou lixo e facilite a manutenção da mesma.

▪ Escada d'água – São canaletas geralmente abertas, com fundo construído em forma de degraus visando reduzir a velocidade das águas superficiais, em encostas com inclinações elevadas. A principal vantagem sobre as canaletas e os tubos de concreto é a de conduzir grande volume de água em fortes inclinações, com menor desgaste do concreto e sem necessidade de caixas de dissipação (Cunha, 1991).

Os mesmos cuidados dispensados às canaletas devem ser tomados para escadas d'água, no que se refere à direção preferencial das linhas d'água, altura dos pontos de captação em relação ao nível do terreno e dimensionamento.



Figura 17 – Escada d'água

Fonte: <http://www.votorantim.sp.gov>

▪ Detenção ou retenção – os reservatórios podem ser abertos ou enterrados, de acordo com as condições para sua localização. Em locais onde o espaço seja reduzido ou que seja necessário manter-se uma superfície superior integrada com outros usos, pode-se utilizar reservatórios subterrâneos. No entanto, o custo desse tipo de solução é superior ao dos reservatórios abertos.

Quanto à localização dos reservatórios, pode-se dizer que ela dependerá dos seguintes fatores:

- em áreas muito urbanizadas, a localização depende da disponibilidade de espaço e da capacidade de interferir no amortecimento. Se existe espaço somente a montante, que drena pouco volume, o efeito será reduzido;
- em áreas a serem desenvolvidas, deve-se procurar localizar o reservatório nas regiões de baixo valor econômico, aproveitando as depressões naturais ou parques existentes. Um bom indicador de localização são as áreas naturais que formam pequenos lagos antes do seu desenvolvimento.

Alguns dos critérios básicos de projeto, de acordo com as recomendações da Rio Águas, são os seguintes:

- As galerias serão projetadas como condutos livres e o dimensionamento adotará a altura mínima da lâmina d'água igual a 20 % do diâmetro da galeria e altura máxima igual a 85% do diâmetro da galeria.
- Para tubo de concreto, o coeficiente de Manning adotado é de 0,013.
- A Tabela 4 apresenta os recobrimentos mínimos calculados para o assentamento da rede de acordo com os diâmetros adotados.

Diâmetro da Rede (mm)	Recobrimentos mínimos (m)
400	0,60
500	0,65
600	0,70
700	0,75
900	0,85

Tabela 4 – Recobrimentos Mínimos

Fonte: Normas de Projeto – Rio Águas

- Nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz inferior do tubo, sendo a profundidade mínima admissível definida pela Equação 1.

$$h = D + \frac{D}{2} + 0,40 \text{ m}$$

Equação 1 – Geratriz Inferior

Sendo:

D – diâmetro do tubo (metros).

4.5 Controle da Vazão Utilizando Amortecimento

A medida de controle, tradicionalmente utilizada para eliminar as inundações na microdrenagem, consiste em drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano. Esse tipo de solução acaba transferindo para jusante o aumento do escoamento superficial com maior velocidade, já que o tempo de deslocamento do escoamento é menor que nas condições pré-existentes. Desta forma, acaba provocando inundações nos troncos principais ou na macrodrenagem.

A impermeabilização e a canalização produzem aumento da vazão máxima e do escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido para jusante, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de dispositivos como: tanques, lagos e pequenos reservatórios superficiais ou subterrâneos, entre outros. Essas medidas são denominadas de controle a jusante (*downstream control*).

Os reservatórios são utilizados de acordo com o objetivo do controle desejado. Esse dispositivo pode ser utilizado para:

- Controle da vazão máxima – Este é o caso típico de controle dos efeitos de inundação sobre áreas urbanas. O reservatório é utilizado para amortecer o pico da vazão a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e procurando manter as condições de vazão pré-existente na área desenvolvida.
- Controle do volume – normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando o escoamento cloacal e pluvial são transportados por condutos combinados ou quando recebe a água de uma área sujeita a contaminação. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar o volume para que possa ser tratado. O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e

depuração da qualidade da água, mantendo seu volume por mais tempo dentro do reservatório. O tempo de detenção, que é a diferença entre o centro de gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.

▪ Controle de material sólido – quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, esse tipo de dispositivo pode reter parte dos sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem.

Os reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção), ou secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa para serem utilizados em outras finalidades (detenção).

Uma prática comum consiste em dimensionar uma determinada área do reservatório para escoar uma cheia freqüente, como a de tempo de recorrência de dois anos, e planejar a área de extravasamento com paisagismo e campos de esporte para as cheias acima da cota referente ao risco mencionado. Quando a mesma ocorrer, será necessário realizar apenas a limpeza da área atingida, sem maiores danos a montante ou a jusante.

4.5.1 Reservatórios de Detenção

Os reservatórios são dispositivos armazenadores de água precipitada, que permitem o retardo do tempo de concentração, atenuando o pico dos hidrogramas de saída, possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização, deixando escoar, por meio de um orifício, uma vazão que acontecia antes da impermeabilização. Esses dispositivos podem ser aplicados em nível de lote tanto na microdrenagem quanto na macrodrenagem.

O controle na macrodrenagem demanda maior tempo de implantação, custos elevados, além de exigir vastas áreas livres e com localização adequada, enquanto que a microdrenagem apresenta a vantagem de uma implementação mais simples, demandando um tempo menor e podendo também ser aplicada em espaços livres menores, como praças, jardins, quintais ou até mesmo telhados.

O uso dos reservatórios na microdrenagem está sujeito a algumas restrições, tais como disponibilidades de espaços livres, profundidade da rede coletora principal, declividades dos lotes, nível freático alto e deposição de resíduos sólidos. No entanto, estudos têm mostrado que sua eficiência é alta na redução de vazões máximas e na melhoria da qualidade do efluente pluvial.

Quanto aos reservatórios de detenção, também conhecidos como piscinões, pode-se dizer que:

- O armazenamento é de curto prazo, com atenuação do pico de vazão de saída a um valor inferior ao de entrada.
- O volume de água descarregada é igual ao afluente, apenas distribuído em um tempo maior.
- Usualmente, esvaziam em menos de um dia.
- A área é seca e pode ser utilizada para fins recreacionais, quando este não for enterrado.

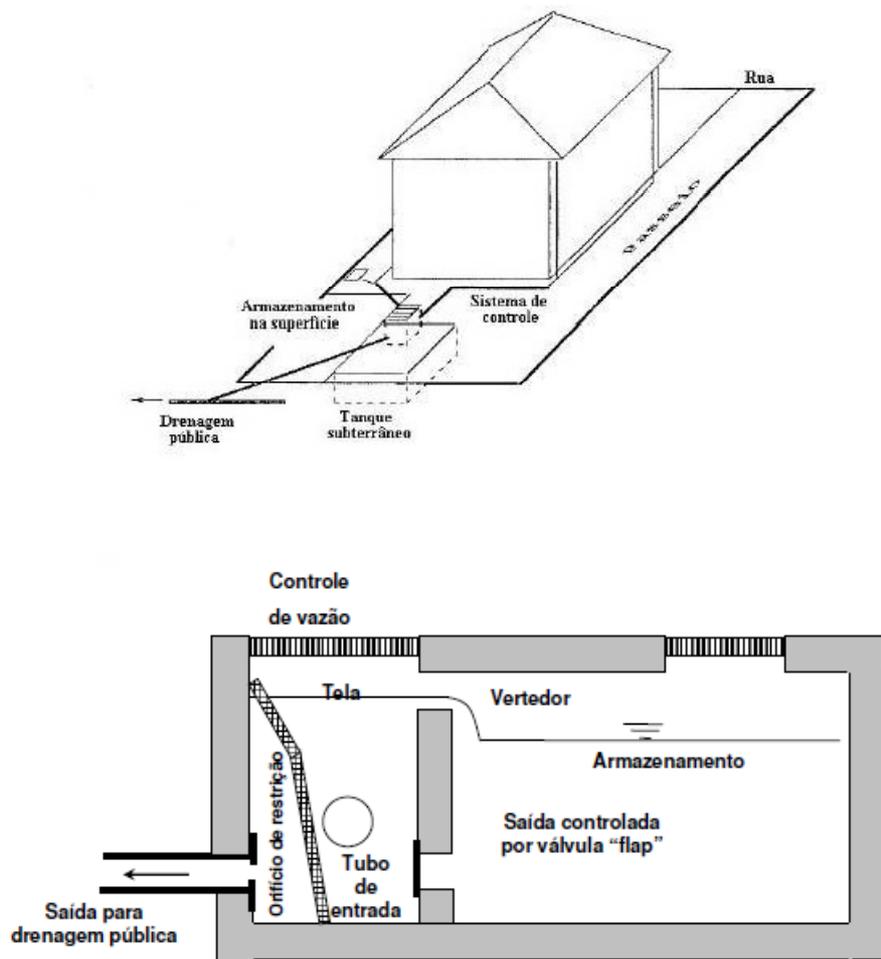


Figura 18 – Desenhos esquemáticos – planta e seção transversal de um piscinão

Fonte: Tucci, Carlos E.M., “Elementos para Controle da Drenagem Urbana”

O piscinão nada mais é do que a criação de uma nova várzea, uma área em que se possa acumular água.

É importante ressaltar que a implantação de piscinões como medida de combate a enchentes e inundações são de extrema importância e utilidade, mas não devem ser considerados como uma solução única e suficiente. A sua utilização em conjunto com outras medidas estruturais ou não, bem como uma adequada manutenção dos mesmos, são necessárias para o aumento de sua eficiência.



Figura 19 – Piscinão do Pacaembu – Capacidade: 75.000 m³

Fonte: Filho, Kamel Zahed – Retenção e Detenção, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da USP, 2010



Figura 20 – Bacia de Detenção de Tai Tai Hamg Tung – Capacidade: 100.000 m³ – Hong Kong

Fonte: Chu, H. C. K. – Flood Prevention and Drainage Modelling in Hong Kong, Drainage Services Department, Hong Kong, Sept. 2005

Os piscinões podem ser considerados como uma alternativa possível aos problemas de inundações urbanas, todavia estes apresentam uma série de problemas associados.

Os elevados custos referentes à obra, às desapropriações, à operação e à manutenção devem ser levados em consideração no momento do estudo de viabilidade financeira e econômica.

A manutenção deve ser muito bem planejada e executada, para evitar perda de eficiência dos piscinões, causada pelo acúmulo de lixo e sedimentos. Além disso, o acúmulo de carga poluidora pode gerar mau cheiro, proliferação de insetos e ratos, conseqüentemente, problemas para a população residente ao redor do reservatório.

Os reservatórios destinados ao retardo das águas pluviais devem atender as seguintes condições:

- Ser resistentes a esforços mecânicos.
- Permitir fácil acesso para manutenção, inspeção e limpeza.
- Garantir esgotamento total.
- Ser dotado de extravasor que encaminhe o volume à rede pública de drenagem pluvial urbana por gravidade, de forma que a seção interna do mesmo esteja em cota superior ao nível máximo útil que serviu de cálculo para o volume do reservatório.
- Ser dotado de orifício de descarga que encaminhe o volume reservado paulatinamente à rede de drenagem urbana.

É extremamente importante que o tempo de enchimento e esvaziamento do reservatório de detenção, para a chuva de projeto, seja calculado, de maneira a evitar extravasamentos que provoquem danos à rede de drenagem que está sendo projetada.

▪ Detenção ou retenção – como já mencionado, os reservatórios podem ser abertos ou enterrados, de acordo com as condições para sua localização. Em locais onde o espaço seja reduzido ou que seja necessário manter-se uma superfície superior integrada com outros usos, pode-se utilizar reservatórios subterrâneos. No entanto, o custo desse tipo de solução é superior ao dos reservatórios abertos.

Quanto à localização dos reservatórios, pode-se dizer que ela dependerá dos seguintes fatores:

- em áreas muito urbanizadas, a localização depende da disponibilidade de espaço e da capacidade de interferir no amortecimento. Se existe espaço somente a montante, que drena pouco volume, o efeito será reduzido;

- em áreas a serem desenvolvidas, deve-se procurar localizar o reservatório nas regiões de baixo valor econômico, aproveitando as depressões naturais ou parques existentes. Um bom indicador de localização são as áreas naturais que formam pequenos lagos antes do seu desenvolvimento.

4.6 Conceitos Hidrológicos e Hidráulicos

A seguir são apresentados os principais conceitos hidrológicos e hidráulicos utilizados em um projeto de drenagem e ao longo do texto justificaremos os parâmetros adotados no nosso estudo.

4.6.1 *Bacias Urbanas*

As bacias urbanas são classificadas quanto ao seu porte, utilizando-se como critério de classificação sua área de drenagem e/ou seu tempo de concentração:

- Bacias de pequeno porte: apresentam tempo de concentração inferior a 1 hora e/ou área de drenagem menor que 2,5 km².
- Bacias de médio porte: apresentam tempo de concentração entre 1 e 12 horas e/ou área de drenagem entre 2,5 e 1.000 km².
- Bacias de grande porte: apresentam tempo de concentração superior a 12 horas e/ou área de drenagem maior que 1.000 km².

Geralmente, as bacias ocupadas pela urbanização são de pequeno e médio porte. A distinção entre esses dois tipos de bacias será sempre imprecisa e dependente de certo grau de subjetividade, dada a natural variação dos parâmetros que influem no comportamento hidrológico das mesmas.

A classificação correta é de extrema importância, uma vez que a partir da mesma escolhe-se o método adequado de cálculo para transformação da chuva de projeto em vazão de projeto. Para as bacias pequenas pode ser utilizado o Método Racional, já para as médias, o mesmo não é recomendado, pois é necessário que se leve em conta a variação temporal da chuva e o amortecimento, assim, para as de médio porte são utilizadas técnicas embasadas na teoria do Hidrograma Unitário de modo a evitar a superestimação das vazões de pico.

A área em estudo apresenta bacias menores que 2,5 km², portanto, são consideradas bacias de pequeno porte.

4.6.2 Tempo de Recorrência (ou Tempo de Retorno)

O tempo de recorrência é definido como o tempo necessário para que um determinado evento aconteça novamente, ou seja, está associado ao inverso da probabilidade de um determinado evento ser igualado ou superado.

$$T_R = \frac{1}{Fr (\cong P)}$$

Equação 2 – Tempo de Retorno

O período de retorno também pode ser relacionado com a probabilidade de uma determinada obra falhar durante sua vida útil e, neste caso, está associado ao risco de falha da obra.

$$R = 100 \times (1 - (1 - T_R)^n)$$

Equação 3 – Risco de falha de uma obra

Sendo:

R – Risco

T – Período de retorno (anos)

N – Vida útil da obra (anos)

O tempo de retorno a ser adotado depende do tipo e da relevância da obra de engenharia. Com isso, essa escolha está associada à adoção do risco que deve ser adequado ao grau de proteção conferido a população, o que também inclui a necessidade posterior de reparos da construção. Vale ressaltar que o tempo de

recorrência é diretamente proporcional à intensidade da chuva, e conseqüentemente à vazão de projeto. Portanto, quanto maior o tempo de recorrência, menor é o risco e, maiores são os custos da construção, o porte das obras e sua interferência no ambiente urbano.

Tipo de obra	Tipo de ocupação	Período de retorno (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Edifícios de serviços ao público	5
	Aeroportos	2-10
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	500

Tabela 5 – Tempo de retorno em função da área ocupada

Fonte: CETESB, 1980

Como o estudo realizado é de um projeto de uma nova rede de microdrenagem, então, foi considerado um tempo de recorrência de 10 anos. A escolha foi baseada nas Normas e Diretrizes da Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas).

4.6.3 Chuva de Projeto

Denomina-se chuva de projeto a intensidade pluviométrica determinada a partir da equação ***i-d-f*** (intensidade-duração-frequência), Equação 4, cujos parâmetros (a, b, c,

d) são obtidos através de estudos estatísticos de dados pluviográficos ao longo de um intervalo de tempo. Através da chuva de projeto, determina-se a vazão de projeto que irá escoar.

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

Equação 4 – Intensidade – Duração – Frequência

Sendo:

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

T_R – Tempo de recorrência (anos)

t – duração da precipitação (minutos)

a, b, c, d – parâmetros relativos ao regime pluviográfico local obtidos através de análise estatística dos dados históricos de precipitação.

Na ausência de registros pluviográficos no local em estudo, pode-se utilizar os registros contidos em referências bibliográficas. No Brasil, destaca-se o livro “Chuvas Intensas do Brasil” do Professor Otto Pfafstetter pelo desenvolvimento de equações de chuva em diversos postos pluviográficos brasileiros. Para a correta utilização dessas equações, deve-se procurar por dados de uma localidade que tenha características meteorológicas similares com a área onde será elaborado o projeto de drenagem.

As Normas e Procedimentos da Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) disponibilizam dados de coeficientes de regime pluviográfico para algumas localidades no Rio de Janeiro como pode ser constatado na Tabela 6 a seguir:

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Santa Cruz	711,3	0,186	7	0,687	PCRJ - Cohidro -1992
Campo Grande	891,67	0,187	14	0,689	PCRJ - Cohidro -1992
Mendanha	843,78	0,177	12	0,698	PCRJ - Cohidro -1992
Bangu	1208,96	0,177	14	0,788	PCRJ - Cohidro -1992
Jardim Botânico	1239	0,15	20	0,74	Ulysses Alcântara (1960)
Capela Mayrink	921,39	0,162	15,46	0,673	Rio-Águas/CTO, atual CPA - 2003
Via 11 (Jacarepaguá)	1423,2	0,196	14,58	0,796	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005
Sabóia Lima	1782,78	0,178	16,6	0,841	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005
Benfica	7032,07	0,15	29,68	1,141	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005
Realengo	1164,04	0,148	6,96	0,769	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005
Irajá	5986,27	0,157	29,7	1,05	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005

Tabela 6 – Coeficientes para a equação de chuva do município do Rio de Janeiro

Fonte: Chuvas Intensas no Brasil, Pfafstetter.

A equação adotada para o estudo de caso em questão foi a de Benfica, por ter sido ajustada recentemente e encontrar-se mais próxima da região de estudo localizada no da bairro da Tijuca, Rio de Janeiro, conforme pode ser visto na Figura 21. A distância entre os bairros da Tijuca e Benfica é de aproximadamente 7 km.



Figura 21 – Mapa Locacional dos Bairros Tijuca e Benfica

Fonte: Google Earth

4.6.4 Cálculo do Deflúvio a Escoar

Para o cálculo das vazões adota-se o Método Racional Modificado e o método descrito em “Roteiro para Projeto de Galerias Pluviais” de Ulysses M. Alcântara expresso pela seguinte fórmula:

$$Q = 2,78 \times n \times I \times A \times f$$

Equação 5 – Método Racional Modificado

Sendo:

Q – vazão em l/s;

n – coeficiente de distribuição;

I – intensidade pluviométrica (mm/h);

A – área da bacia (ha);

f – coeficiente de deflúvio.

4.6.5 Coeficiente de Distribuição (n)

A intensidade pluviométrica média sobre uma área é menor do que a de um ponto isolado. Para levar isso em consideração é empregado o coeficiente de distribuição, o qual assume o valor igual a 1 se a área for inferior a 1 ha, por outro lado, se a área for maior que 1 ha, utiliza-se a seguinte expressão:

$$n = A^{-0,15}$$

Equação 6 – Coeficiente de Distribuição

4.6.6 Tempo de Concentração (t_c)

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido como o tempo a partir do início da precipitação necessário para que toda bacia contribua no local da seção em estudo.

A determinação do tempo de concentração requer muita atenção já que seu resultado tem influência relevante no valor da descarga de projeto. Geralmente, para uma determinada bacia hidrográfica sua descarga máxima é inversamente proporcional ao seu tempo de concentração.

Há diversas fórmulas empíricas e ábacos que calculam o tempo de concentração em função de características físicas das bacias tais como, declividade média, comprimento do curso principal, área de drenagem, entre outros parâmetros. Vale ressaltar que a maioria dessas fórmulas foi obtida empiricamente, portanto, deve-se escolher a expressão que seja adequada para a área do projeto, ou seja, a fórmula que tenha sido desenvolvida para uma área com características semelhantes àquela em estudo. A seguir, são apresentadas a fórmula empírica de Kirpich e o Método da Onda Cinemática os quais foram utilizados nesse estudo.

▪ Fórmula de Kirpich

Essa fórmula foi escolhida por apresentar uma relação direta entre o comprimento do curso d'água e a diferença de cotas entre os pontos de início e fim, podendo ser ajustada e levando em consideração a geometria da bacia.

Para bacias com áreas de drenagem inferiores ou iguais a 100 ha, o tempo de concentração será calculado pela fórmula de Kirpich, publicada no "Califórnia Culverts Practice" (1956), expressa pela Equação 7:

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$

Equação 7 – Fórmula de Kirpich para áreas de drenagem inferiores a 100 ha.

Para bacias com áreas de drenagem superiores a 100 ha, o tempo de concentração será calculado pela fórmula de Kirpich Modificada, expressa pela Equação 8:

$$t_c = 85,2 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$

Equação 8 – Fórmula de Kirpich para áreas de drenagem superiores a 100 ha.

Sendo:

t_c – tempo de concentração (minutos)

L – comprimento do curso d'água (km)

H – diferença de nível entre o ponto mais afastado da bacia e o ponto considerado (m)

Para o dimensionamento dos reservatórios de detenção, o tempo de concentração foi calculado através da fórmula de Kirpich para áreas de drenagem inferiores a 100 ha (Equação 7).

▪ Método da Onda Cinemática:

A onda cinemática é uma aproximação de primeira ordem à onda dinâmica completa descrita pelas equações de Saint-Venant (BARBOSA, 1996).

Para áreas urbanas o tempo de concentração é a soma de duas parcelas: tempo de entrada (que é de fato o tempo de concentração até o início da galeria) e tempo de percurso, como mostrado na Equação 9.

$$t_c = t_e + t_p$$

Equação 9 – Tempo de Concentração pelo Método da Onda Cinemática

Sendo:

t_c - tempo de concentração (minutos)

t_e - tempo de entrada (minutos)

t_p - tempo de percurso (minutos)

O tempo de entrada é o tempo que o escoamento superficial leva para atingir a seção inicial da rede de drenagem, dependente principalmente das características físicas da bacia. Nesse projeto, adotou-se o tempo de entrada conforme os valores apresentados na tabela abaixo a qual é recomendada na situação em que a área à montante for urbanizada, com divisor de águas a uma distância máxima de 60 metros.

Tempo de entrada em áreas urbanas		
Natureza da área a montante	Declividade da sarjeta	
	$I \leq 3\%$	$I > 3\%$
Áreas densamente construídas	10 min	5 min
Áreas residenciais	12 min	10 min
Parques e jardins	15 min	12 min

Tabela 7 – Tempo de entrada em áreas urbanas

Fonte: ALCÂNTARA, Ulysses- Roteiro para Projeto de Galerias de Águas de Seção Circular.

Para o dimensionamento das redes de microdrenagem urbana, foi empregado o Método Cinemático para o cálculo dos tempos de concentração. Sendo a região em estudo uma área densamente construída e com declividade igual ou inferior a 3%, foi adotado um tempo de concentração inicial de 10 min.

O tempo de percurso é o tempo de translação no início da rede de drenagem até a seção considerada, dependente das velocidades dos trechos de montante.

$$t_p = \frac{1}{60} \times \frac{L}{v}$$

Equação 10 – Tempo de percurso

Sendo:

t_p – tempo de percurso (minutos)

L – comprimento (m)

v – velocidade de escoamento no trecho (m/s)

4.6.7 Coeficiente de Impermeabilidade (r)

O coeficiente de impermeabilidade é classificado em quatro categorias de acordo com o grau de urbanização da área do projeto, a saber: áreas densamente urbanizadas ($r = 0,80$), zona residencial urbana ($r = 0,60$), zona suburbana ($r = 0,40$) e zona rural ($r = 0,25$).

No presente estudo foram aplicados os seguintes coeficientes: 0,8 – áreas densamente urbanizadas; 0,6 – zonas residenciais urbanas; 0,03 – pavimentos permeáveis do tipo blocos vazados, valor baseado no estudo “Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial” publicado pelo Instituto de Pesquisa Hidráulica da UFRGS.

4.6.8 Coeficiente de Deflúvio (f)

Baseado no critério de Fantoli, o coeficiente de deflúvio é um fator relacionado ao coeficiente de impermeabilidade, intensidade pluviométrica e tempo de concentração.

$$f = a \times (I \times t_c)^{1/3}$$

Equação 11 – Coeficiente de Deflúvio

Sendo:

f – coeficiente de deflúvio

I – intensidade pluviométrica média (mm/h)

t_c – tempo de concentração (minutos)

a – fator em função do coeficiente de impermeabilidade (r) conforme pode ser visualizado na Tabela 8.

Graus de Urbanização	Uso do Solo	Coeficiente de Impermeabilidade (r)	Fator a
1	Áreas densamente urbanizadas	0,8	0,058
2	Zonas residenciais urbanas	0,6	0,043
3	Zonas suburbanas	0,4	0,029
4	Zona Rural	0,25	0,018

Tabela 8 – Valores do fator a relacionado com o coeficiente de impermeabilidade

Fonte: ALCÂNTARA, Ulysses - Roteiro para Projeto de Galerias de Águas de Seção Circular.

Modificada pelas autoras

A Tabela 8 disposta acima não apresenta o fator *a* para o coeficiente de impermeabilidade dos pavimentos permeáveis. Para obtenção deste fator, foi ajustada uma reta, a partir dos dados apresentados na Tabela 8.

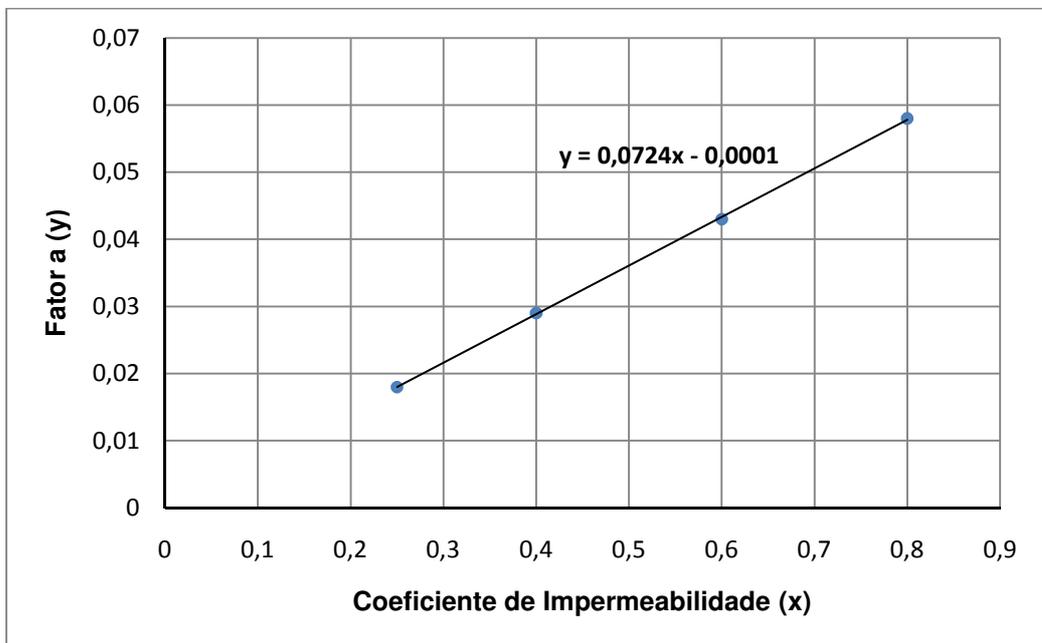


Figura 22 – Ajuste polinomial para obtenção do fator *a* dos pavimentos permeáveis

A Figura 22 apresenta o gráfico e a equação obtidos através do ajuste polinomial. De posse dessa equação, o fator *a* para o pavimento permeável do tipo bloco vazado foi estimado em 0,002.

4.6.9 Área de Contribuição (A)

É denominada como a área de cada sub-bacia de contribuição obtida pela divisão da área de cada bacia em áreas contribuintes para os diversos poços de visita cujo resultado deve ser dado em hectares.

4.6.10 Velocidade nos Dispositivos (v)

A velocidade dos dispositivos é calculada a partir da obtenção das declividades máximas e mínimas e deve estar entre as velocidades limítrofes, sendo utilizada a equação de Manning (Equação 12). O limite inferior está associado à auto-limpeza, isto é, à ocorrência de assoreamento no interior dos condutos e o superior garante a integridade das estruturas de concreto conexas, como poços de visita e condutos.

$$v = \left(\frac{1}{\eta} \right) \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Equação 12 – Fórmula de Manning

Sendo:

v – velocidade (m/s);

R – raio hidráulico, relação entre a área transversal molhada e o perímetro molhado (m)

I – declividade (m/m)

η – coeficiente de rugosidade de Manning

A velocidade mínima recomendada pela Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) é igual a 1,00 m/s, e a máxima equivale a 4,00 m/s.

4.6.11 Tirante Hidráulico

A Rio Águas recomenda que as galerias sejam projetadas como condutos livres e que o dimensionamento adote a altura mínima da água igual a 20 % do diâmetro da galeria e altura máxima igual a 85% do diâmetro da galeria.

Para o cálculo do tirante calcula-se o argumento c_2 (Equação 13), segundo o Roteiro para Projeto de Galerias de Águas de Seção Circular.

$$c_2 = \frac{Q}{\sqrt{i}} \times \frac{\eta}{D^{8/3}}$$

Equação 13 – Argumento c_2

Sendo:

Q – deflúvio a escoar (m³/s)

η – coeficiente de Manning

i – declividade do trecho (m/m)

D – diâmetro da galeria (m).

A partir da obtenção do valor do argumento c_2 , tem-se o valor da relação entre o tirante d'água (Y) e o diâmetro (D) do tubo (Y/D) através da

Tabela 9.

Y/D	C1	C2	C3
0,15	0,0739	0,0152	0,0237
0,16	0,0811	0,0174	0,0269
0,17	0,0805	0,0197	0,0304
0,18	0,0961	0,0221	0,034
0,19	0,103	0,0246	0,0377
0,2	0,111	0,0273	0,0418
0,21	0,1199	0,0302	0,0461
0,22	0,1261	0,0331	0,0304
0,23	0,1366	0,0361	0,0549
0,24	0,1449	0,0394	0,0597
0,25	0,1535	0,0427	0,0646
0,26	0,1623	0,0432	0,0698
0,27	0,1711	0,0498	0,0752
0,28	0,18	0,0535	0,0805
0,29	0,189	0,0573	0,0862
0,3	0,1982	0,0613	0,0921
0,31	0,2074	0,0653	0,0981
0,32	0,2167	0,0694	0,1044
0,33	0,226	0,0735	0,1107
0,34	0,2355	0,0777	0,1174
0,35	0,245	0,0818	0,1242
0,36	0,2546	0,0864	0,1312
0,37	0,2642	0,091	0,1383
0,38	0,2739	0,0955	0,1455
0,39	0,2836	0,1002	0,153
0,4	0,2934	0,105	0,1604
0,41	0,3032	0,209	0,1683
0,42	0,313	0,1148	0,1762
0,43	0,3229	0,1198	0,1844
0,44	0,3328	0,1248	0,1926
0,45	0,342	0,1298	0,2014
0,46	0,3527	0,1347	0,2098
0,47	0,3627	0,1401	0,2185
0,48	0,3727	0,1451	0,2276
0,49	0,3827	0,1508	0,2368
0,5	0,393	0,1559	0,2464
0,51	0,403	0,1612	0,255
0,52	0,413	0,1668	0,2651
0,53	0,423	0,1719	0,2751
0,54	0,433	0,1773	0,2853
0,55	0,443	0,1828	0,2956
0,56	0,453	0,1883	0,3069
0,57	0,462	0,183	0,3157

Y/D	C1	C2	C3
0,58	0,472	0,1988	0,3263
0,59	0,482	0,2038	0,3374
0,6	0,492	0,2098	0,3466
0,61	0,502	0,2149	0,3599
0,62	0,512	0,2202	0,3717
0,63	0,522	0,2251	0,3828
0,64	0,531	0,2305	0,3949
0,65	0,54	0,2354	0,4062
0,66	0,55	0,241	0,4162
0,67	0,559	0,2461	0,4312
0,68	0,569	0,251	0,4444
0,69	0,578	0,2561	0,457
0,7	0,587	0,2607	0,47
0,71	0,696	0,2659	0,4831
0,72	0,605	0,2705	0,4987
0,73	0,614	0,2751	0,5108
0,74	0,623	0,2798	0,524
0,75	0,632	0,2845	0,54
0,76	0,64	0,2881	0,5543
0,77	0,649	0,2928	0,5599
0,78	0,657	0,297	0,6051
0,79	0,666	0,3011	0,602
0,8	0,674	0,3047	0,6185
0,81	0,681	0,3079	0,6348
0,82	0,689	0,3115	0,6526
0,83	0,697	0,3151	0,6714
0,84	0,704	0,3183	0,6898
0,85	0,712	0,3212	0,7106
0,86	0,719	0,3243	0,727
0,87	0,725	0,3263	0,7527
0,88	0,732	0,3267	0,7767
0,89	0,738	0,33	0,8017

Tabela 9 – Dados numéricos para o cálculo do escoamento em galerias circulares parcialmente cheias

4.6.12 Reservatórios de Detenção

O volume útil do reservatório é dado pela Equação 14.

$$V = Q \times t_c$$

Equação 14 – Volume do Reservatório

Sendo:

Q – vazão calculada pelo Método Racional Modificado (l ou m³/s)

t_c – tempo de concentração calculado pela fórmula de Kirpich (s)

Sendo os reservatórios uma medida de macrodrenagem adotada para solução do problema gerado pela extensa área de morro à montante das redes convencional e sustentável, faz-se necessária a verificação dos tempos de enchimento e esvaziamento dos reservatórios projetados, de modo que o extravasamento dos mesmos não venha a gerar um volume de água não suportado pelas redes.

Para cálculo do tempo de enchimento de cada reservatório considera-se a vazão total de entrada em cada um deles. O tempo de pico da máxima vazão de entrada é considerado como o tempo de concentração da respectiva bacia.

Para o cálculo do tempo de esvaziamento de cada um dos reservatórios dimensionados, a vazão de saída é calculada baseando-se no coeficiente de descarga do orifício, bem como seu diâmetro. Além disso, são consideradas as dimensões do reservatório (comprimento, base e profundidade), levando em conta a lâmina de água no reservatório para cada instante *t*, variando a cada minuto.

$$h_t = h_{t-1} + \frac{(Q_e(t) - Q_s(t-1))}{A_{res}} \times \Delta t$$

Equação 15 – Lâmina d'água no reservatório no instante *t*

Sendo:

h_t – lâmina de água no reservatório no instante t (m)

h_{t-1} – lâmina de água no reservatório no instante $t-1$ (m)

$Q_{e(t)}$ – vazão de entrada do reservatório no instante t (m³/s)

$Q_{s(t-1)}$ – vazão de saída do reservatório no instante $t-1$ (m³/s)

A_{res} – área do reservatório em planta (m²)

Δt – intervalo de tempo entre os instantes t e $t-1$ (s)

$$Q_s = C_d \times \frac{\pi \times D_o^2}{4} \times \sqrt{2 \times g \times h_t}$$

Equação 16 – Vazão de saída do reservatório

Sendo:

Q_s – vazão de saída do reservatório (m³/s)

C_d – coeficiente de descarga = 0,62

D_o – diâmetro do orifício ou diâmetro equivalente para o caso de mais de um orifício (m)

g – aceleração da gravidade (m²/s)

h_t – lâmina de água no reservatório (m)

Quando a lâmina de água do reservatório em um instante t qualquer for igual a 1 cm, considera-se que o reservatório está vazio. Então, tem-se como o valor do tempo de esvaziamento do reservatório, tempo t .

4.6.12.1 Orifícios dos Reservatórios

O dimensionamento do orifício de descarga do reservatório de retenção deverá ser executado segundo a Equação 17.

$$Q = C_d \times A_o \times \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Equação 17 – Dimensionamento do Orifício

Sendo:

Q – vazão de águas pluviais gerada no lote anteriormente à impermeabilização (m^3/s)

C_d – coeficiente de descarga = 0,62

A_o – área do orifício (m^2)

g – aceleração da gravidade (m^2/s)

H – carga sobre o centro do orifício (m)

A cota de fundo do orifício de descarga deverá ser superior e compatível com sistema de drenagem existente, de forma a permitir a ligação entre os mesmos.

5 ESTUDO DE CASO: TIJUCA, RJ

O maciço da Tijuca consiste num maciço montanhoso, com picos elevados, próximo ao litoral (Pico da Tijuca – 1.021 m; Pico do Papagaio – 989 m). O maciço está localizado entre as baixadas fluviomarinhas e o litoral, dividindo as Zonas Sul, Norte e Oeste do município do Rio de Janeiro. Dessa forma, atua como zonas dispersoras de águas entre as baixadas Guanabara e Jacarepaguá.

No início do século XIX, houve desmatamento na maior parte da área do Maciço da Tijuca para plantação de cafezais. Como consequência da retirada da vegetação, ocorreram graves problemas ambientais, a saber: erosão das encostas, assoreamento dos rios e a escassez de água para abastecimento urbano. Assim, em 1860, a região foi reflorestada, ou seja, a floresta atual trata-se de uma floresta secundária uma vez que é originada de um replantio e apresenta espécies que não são nativas da mata atlântica.

A unidade apresenta um alto potencial de vulnerabilidade a eventos de erosão e deslizamentos de terra, sendo tais eventos documentados em todos os setores do maciço. Durante os eventos extremos de 1966/1967 e 1988, foram registrados nas bacias dos rios da Carioca e Maracanã (Meis & Silva, 1968) e, durante o evento pluvial crítico de 1996, foram registrados nas bacias dos rios Quitite e Papagaio, em Jacarepaguá. Devido ao fato de o maciço estar junto ao núcleo histórico da metrópole carioca, este sofre uma intensa pressão urbana por todos os setores, resultando na degradação da cobertura vegetal.

Esse processo se desenvolve por meio de desmatamentos, queimadas ou favelização, com maior intensidade na vertente Norte (expansão da malha urbana dos núcleos

urbanos da Tijuca e do Méier) e, mais recentemente, na vertente Oeste (expansão da malha urbana de Jacarepaguá).

No século XX, a antiga região de chácaras tornou-se um bairro urbano. Segundo dados do censo 2000, sua população apresentava 163.636 habitantes distribuídos em 56.980 domicílios numa área territorial de 1.006,56 ha. O bairro da Tijuca integra a VIII Região Administrativa do Rio de Janeiro, junto com os bairros da Praça da Bandeira e Alto da Boa Vista. É a sede da Sub-Prefeitura da Grande Tijuca que, além dos bairros da VIII RA, abrange os do Maracanã, Grajaú, Vila Isabel e Andaraí.

A área em estudo foi indicada pela Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) por apresentar problemas de enchentes, abrangendo parte do Rio Maracanã, as ruas Embaixador Ramon Carcano, Max Fleiuss, Livreiro Francisco Alves, São Miguel, Mário de Alencar e Travessa Afonso e as favelas Borel, Favela Indiana e Morro da Casa Branca. Assim, a área estudada constitui uma pequena porção do bairro da Tijuca, apresentando apenas 47,3 ha.

A Figura 23 extraída do software Google Earth, possibilita a visualização da área em estudo que apresenta dois graus de urbanização vide Tabela 8 – Valores do fator a relacionado com o coeficiente de impermeabilidade, conforme pode ser visto na Figura 23: áreas densamente urbanizadas e áreas residenciais urbanas.

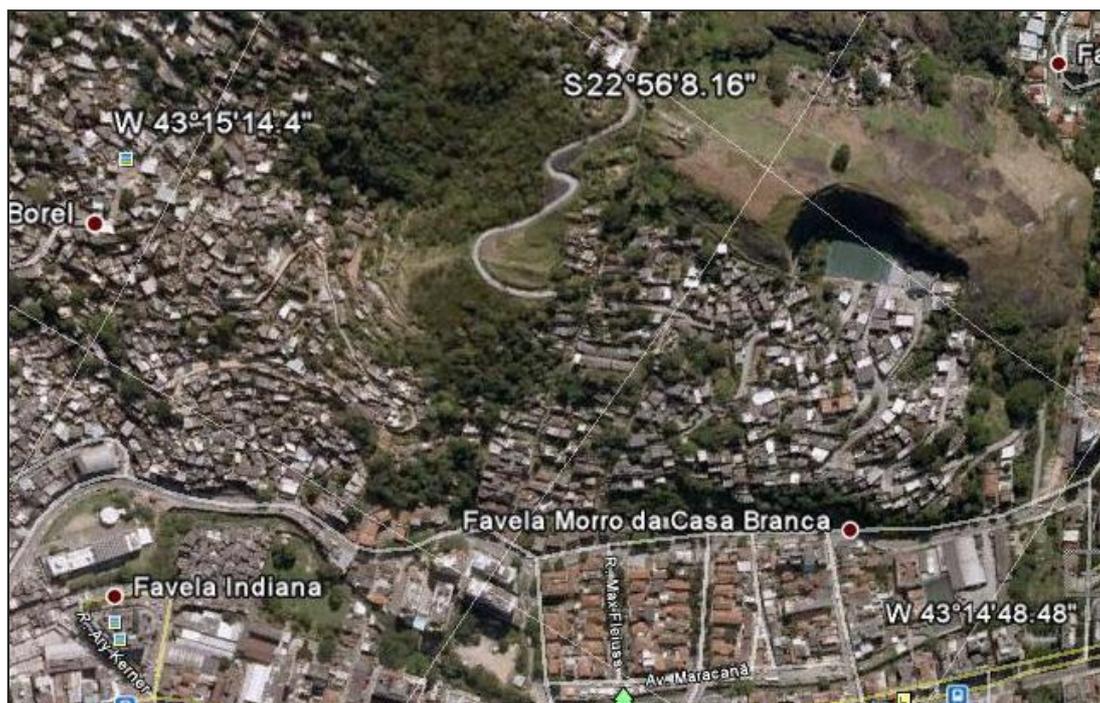


Figura 23 – Área em estudo

Fonte: Google Earth

A Figura 24 foi extraída do mapa dado pela Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio Águas) e apresenta a região em questão dividida em áreas de contribuição para realização do nosso estudo.

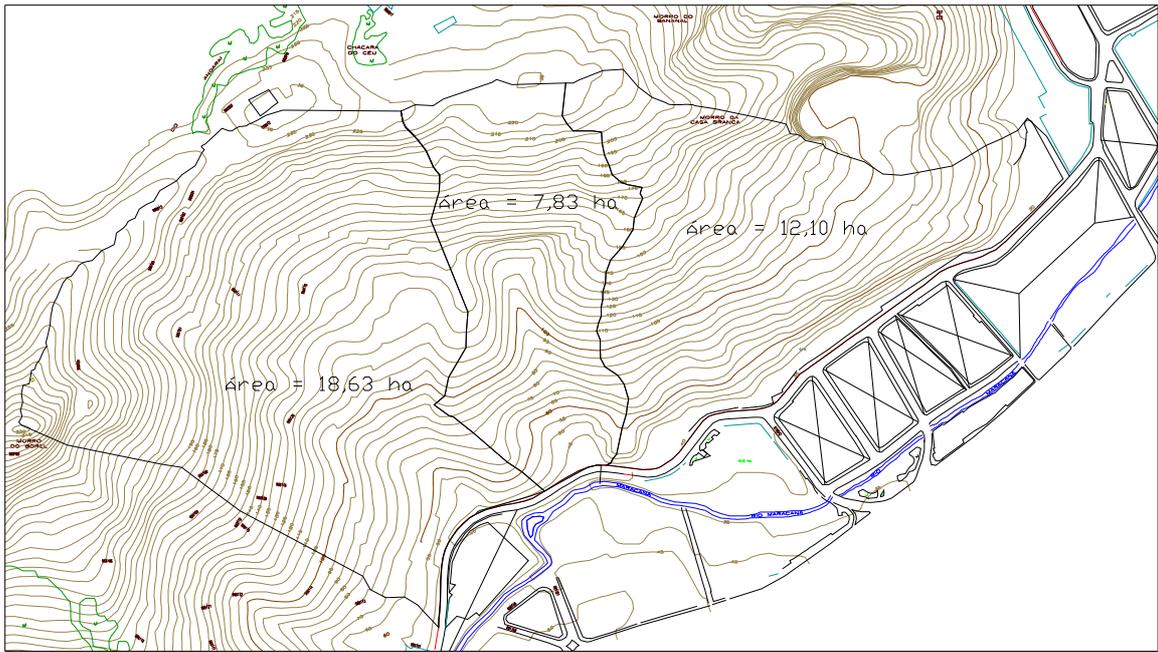


Figura 24 – Planta da área estudada dividida em áreas de contribuição

Sem escala

6 MEMÓRIA DE CÁLCULO

Conforme já mencionado, a área estudada apresenta dois graus de urbanização. A área densamente urbanizada é montanhosa e ocupada por favelas, originando assim uma vazão de escoamento superficial bastante significativa, então tivemos que incluir reservatórios no sistema de drenagem.

Inicialmente, foi discutida a possibilidade de implantação de um canal paralelo a Rua São Miguel, beirando a subida do morro, porém julgou-se inviável já que a galeria e o canal se encontrariam no trecho final, o que acabaria provocando grandes dimensões de tubulação e, conseqüentemente, grandes intervenções na área urbana.

Então, a solução técnica adotada foi a construção de reservatórios de retenção, pois esses atenuam os picos de vazões de cheias e permitem a compatibilização das vazões efluentes com a capacidade de escoamento da rede de drenagem pluvial, evitando assim o super dimensionamento das galerias.

Os possíveis locais de implantação de reservatórios de retenção foram obtidos basicamente com visitas a campo, apoiadas em mapas e imagens de satélite. Os piscinões foram dimensionados considerando o funcionamento hidráulico e o espaço disponível. A maioria dos reservatórios é do tipo off-line, ou seja, providos de uma estrutura do tipo by-pass, que permite a passagem direta do escoamento até um valor de vazão limite, a partir do qual é permitida a entrada do escoamento para o reservatório. Vale ressaltar que foi necessária a colocação de uma cinta de captação de água ao longo de toda a extensão dos morros, para que a água seja conduzida a cada um dos reservatórios.

Dessa forma, foram projetados três reservatórios um para cada sub-bacia das áreas densamente urbanizadas. Para cada reservatório foi calculado seu volume útil, dimensões, dimensionamento dos orifícios e tempo de esvaziamento.

Para que fosse possível escoar a vazão dos reservatórios e retardar ao máximo a necessidade de galerias foram adotadas sarjetas de seção transversal quadrada de grandes proporções denominadas “sarjetões”. Os sarjetões são feitos com concreto e apresentam base de 0,25 m e altura 0,50m. Devido à sua profundidade serão adotadas grades durante toda sua extensão para evitar acidentes.

Os sarjetões começam na Rua São Miguel no ponto I e vão até o ponto II que é o local de escoamento no Rio Maracanã das vazões escoadas pelos reservatórios 1 e 2 e das vazões das áreas de contribuição a montante do ponto II, conforme pode ser visualizado na Figura 25.

Os sarjetões apresentam uma extensão total de aproximadamente 288 metros e foram construídos apenas em um lado da rua até o ponto II e no outro, foram adotadas sarjetas triangulares de dimensões usuais (0,15 x 0,60 m).

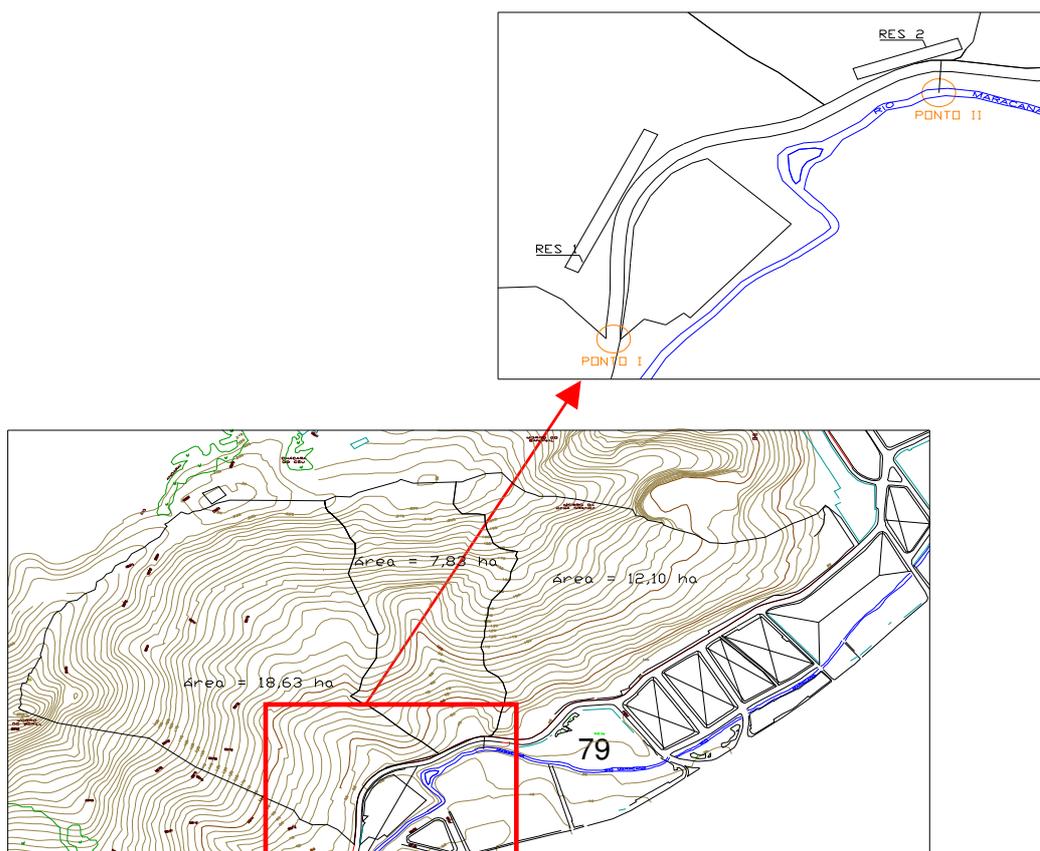


Figura 25 – Vista detalhada em planta do Ponto I e Ponto II

Sem escala

O escoamento no ponto II foi realizado através de uma galeria cruzando a pista a qual será detalhada mais adiante.

Após o ponto II, passou-se a considerar as dimensões normais da sarjeta para os dois lados da rua, fazendo uso do critério de que a rede propriamente dita, com poços de visita e galerias, somente tem início quando a capacidade da sarjeta não se mostra mais suficiente para armazenar a vazão de escoamento superficial. A partir desse critério, obtiveram-se duas redes de drenagem: uma denominada **Rede 1** começando na Rua São Miguel indo até a Rua Mário de Alencar, desaguando no Ponto IV; e a outra, **Rede 2**, localizada na Avenida Maracanã, desaguando no Ponto III, conforme pode ser visualizado nas Figuras Figura 26 e Figura 27.



Figura 26 - Vista detalhada em planta do Ponto III – Deságue da Rede 2

Sem escala

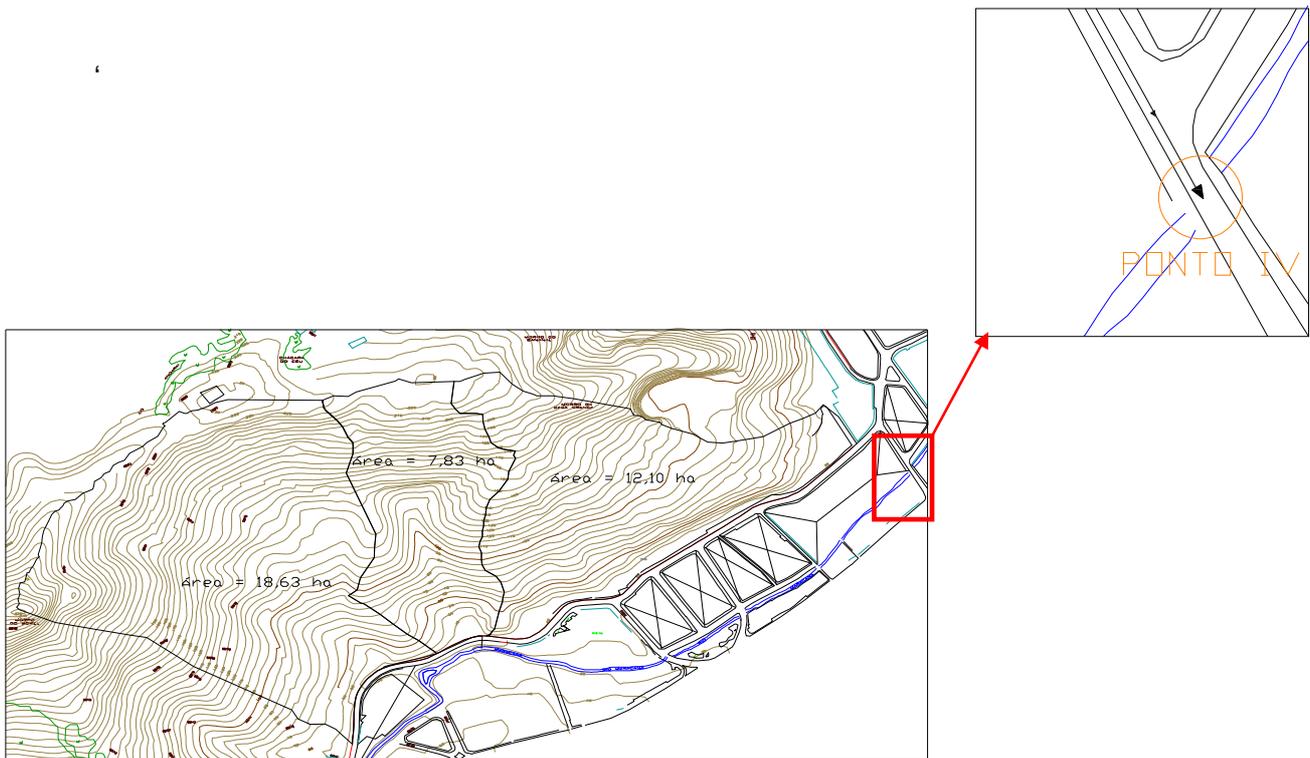


Figura 27- Vista detalhada em planta do Ponto IV – Deságue da Rede 1

Sem escala

Vale ressaltar que essas soluções descritas acima foram adotadas tanto para a rede de drenagem convencional tanto para a sustentável.

Na rede de drenagem sustentável serão adotados pavimentos permeáveis do tipo bloco vazado nas áreas das calçadas e em um estacionamento localizado na região, visando diminuir o escoamento superficial, conseqüentemente, a vazão contribuinte para o sistema de drenagem, com essa medida estrutural espera-se uma redução da extensão da rede, assim como do diâmetro das galerias.

Dessa forma, a única diferença nos cálculos entre a rede de drenagem convencional e a sustentável é o coeficiente de impermeabilidade e, por conseguinte, o fator a adotado nas planilhas de dimensionamento das redes.

A seguir serão apresentados os principais cálculos efetuados para dimensionamento das soluções propostas para direcionar o escoamento superficial da área em estudo.

6.1 Sarjetões

Os sarjetões são feitos de concreto de seção retangular, apresentando base de 0,25 m e a altura de 0,50 m.

Sabendo-se os seguintes dados dispostos na Tabela 10.

Área Molhada	0,125 m ²
Perímetro Molhado	1,250 m
Raio Hidráulico	0,100 m
Declividade da rua	0,030 m/m
Coefficiente de Manning	0,013

Tabela 10 – Propriedades dos sarjetões

Foi obtida a vazão de 0,359 m³/s calculada através da fórmula de Manning apresentada na Equação 12.

6.2 Sarjetas

As sarjetas são feitas de concreto de seção triangular, apresentando base de 0,15 m e a altura de 0,60 m.

Serão empregadas sarjetas em apenas um lado da Rua São Miguel até o ponto II, como na Figura 28 e, após esse local, serão utilizadas sarjetas em ambos os lados da rua.

Sabendo-se os seguintes dados dispostos na Tabela 11.

Área Molhada	0,045 m ²
Perímetro Molhado	1,368 m
Raio Hidráulico	0,033 m
Declividade da rua	0,030 m/m
Coefficiente de Manning	0,013

Tabela 11 – Propriedades das sarjetas

Foi obtida a vazão de 0,062 m³/s (apenas uma lado da rua) calculada através da fórmula de Manning apresentada na Equação 12.

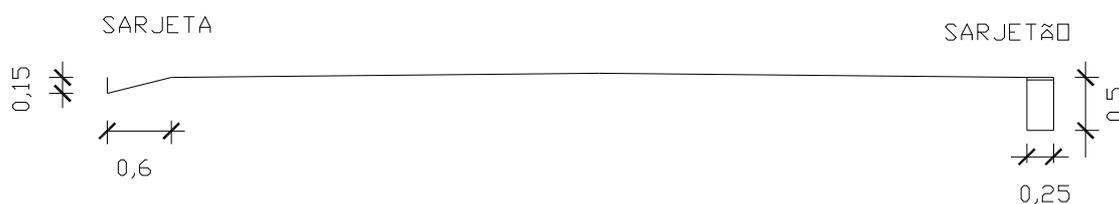


Figura 28 – Seção Transversal da Rua São Miguel a montante do ponto II

6.3 Galeria para deságue no Ponto II

À montante do Ponto II, há uma área de 0,79 ha que contribui com uma vazão de 0,160 m³/s para os sarjetões, conforme pode ser verificado na Tabela 12.

BACIA LOCAL			CONTRIBUIÇÃO LOCAL								
Ponto de Deságue	Área (ha)	Coef. Imper. (r)	Área Total (ha)	Coef. Distr. (n)	Tempo conc. (min)	Tempo conc. (h)	Int. Pluv. (mm/h)	a	Coef. Defluvio (f)	Defl. Local (l/s)	Defl. Local (m ³ /s)
II	0,79	0,6	0,79	1	10	0,17	148,97	0,043	0,49	159,7	0,16

Tabela 12 – Cálculo do deflúvio da área a montante do Ponto II

A vazão total que pode ser escoada através das sarjetas juntamente com os sarjetões até o Ponto II é de 0,421 m³/s. Sendo a contribuição da área a montante de 0,160 m³/s, sobra uma capacidade disponível para escoar sem a necessidade de galerias de 0,261 m³/s que será utilizada para receber a vazão dos dois reservatórios localizados a montante do Ponto II, assim cada um poderá lançar uma vazão de 0,131 m³/s através dos seus orifícios. O dimensionamento dos reservatórios será detalhado mais adiante.

Abaixo, na Tabela 13, é apresentado o dimensionamento da galeria que escoar as águas pluviais referidas acima no Ponto II.

PV	RUA	COTA TERRENO	A(ha)	COEF. DE IMP.	ÁREA TOTAL (ha)	COEF. DE DISTR. (n)	Tc(min)	I (mm/h)	Fator a	COEF. DEFLUVIO LOCAL Q (l/s)	DEFLUVIO LOCAL Q (l/s)	Q _{RESERVATÓRIOS} (l/s)	Q _{TOTAL} (l/s)	I(m/m)	D (mm)	Y (%)	V (m/s)	L(m)
G-1	São Miguel	39,0																
			0,79	0,60	0,79	1,00	13,50	135,26	0,04	0,53	156,15	261,00	417,15	0,05	600,00	38,01	4,24	25,00
G-2	São Miguel	37,5																

Tabela 13 – Dimensionamento da galeria que escoar no Ponto II

6.4 Reservatórios

Os reservatórios foram dimensionados, baseado no critério de que o volume útil é dimensionado para a vazão correspondente a um tempo de concentração t_c , para uma intensidade pluviométrica da equação regional correspondente.

Nas Tabelas Tabela 14 e Tabela 15, são apresentados os cálculos das vazões de projeto para dimensionamento dos reservatórios, bem como as características de cada um deles, a cota de lançamento e tempo de esvaziamento.

Reservatórios	Área (ha)	Coef. Imper. (r)	Coef. Distr. (n)	Tempo conc. (min)	Tempo conc. (h)	Int. Pluv. (mm/h)	a	Coef. Defluvio (f)	Q (l/s)	v (m/s)
1	18,63	0,6	0,64	13,39	0,22	135,67	0,043	0,52	2377,42	12,76
2	7,83	0,8	0,73	13,02	0,22	137,03	0,058	0,7	1540,79	19,68
3	12,1	0,8	0,69	12,98	0,22	137,16	0,058	0,7	2231,36	18,44

Tabela 14 – Cálculo da vazão de projeto dos reservatórios

Reservatório	Q (m ³ /s)	Comprimento (m)	Largura (m)	Profundidade (m)	Área em planta (m ²)	Volume (m ³)	Cota Superior (m)	Cota Inferior (m)	Cota lançamento (m)	Tempo de Esvaziamento (h)
1	2,38	100	8	2,4	800	1.920	50	47,60	34,30	7,3
2	1,54	60	7,5	2,7	450	1.215	45	42,30		4,4
3	2,23	120	5	2,9	600	1.740	37	34,10		32,72

Tabela 15 – Propriedades geométricas e tempo de esvaziamento dos reservatórios

Nota-se que a velocidade de entrada do run-off nos reservatórios é elevada, tornando-se necessária a adoção de dispositivos dissipadores de energia.

Os hidrogramas de vazões de entrada e saída para cada um dos reservatórios estão apresentados nas Figuras Figura 29, Figura 30 e Figura 31.

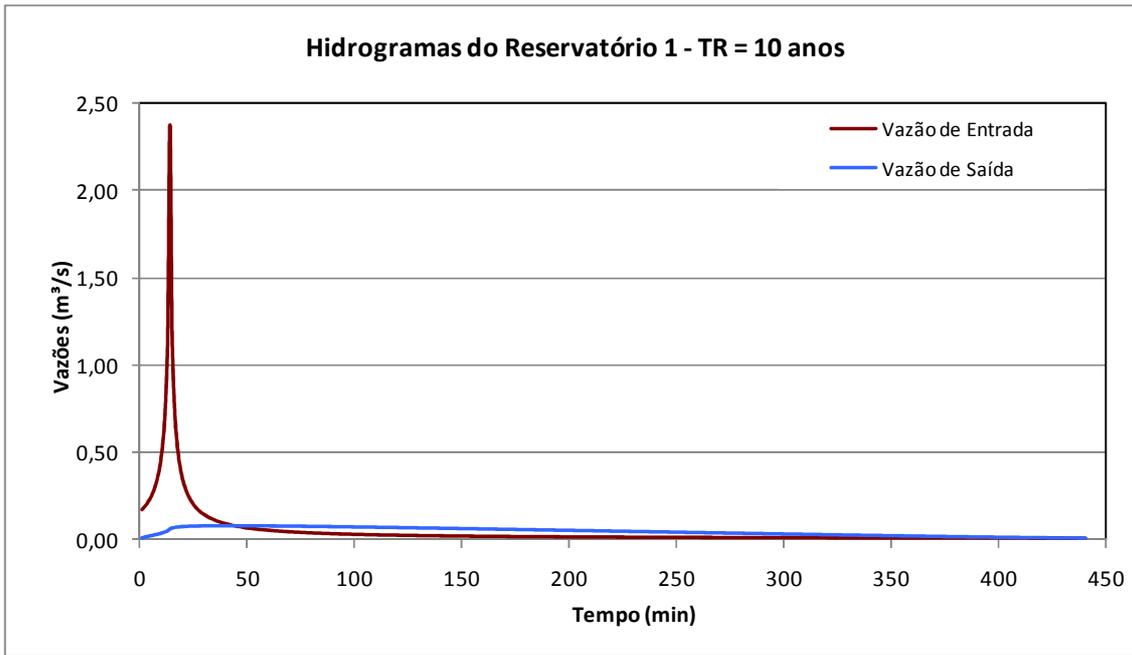


Figura 29 – Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 1

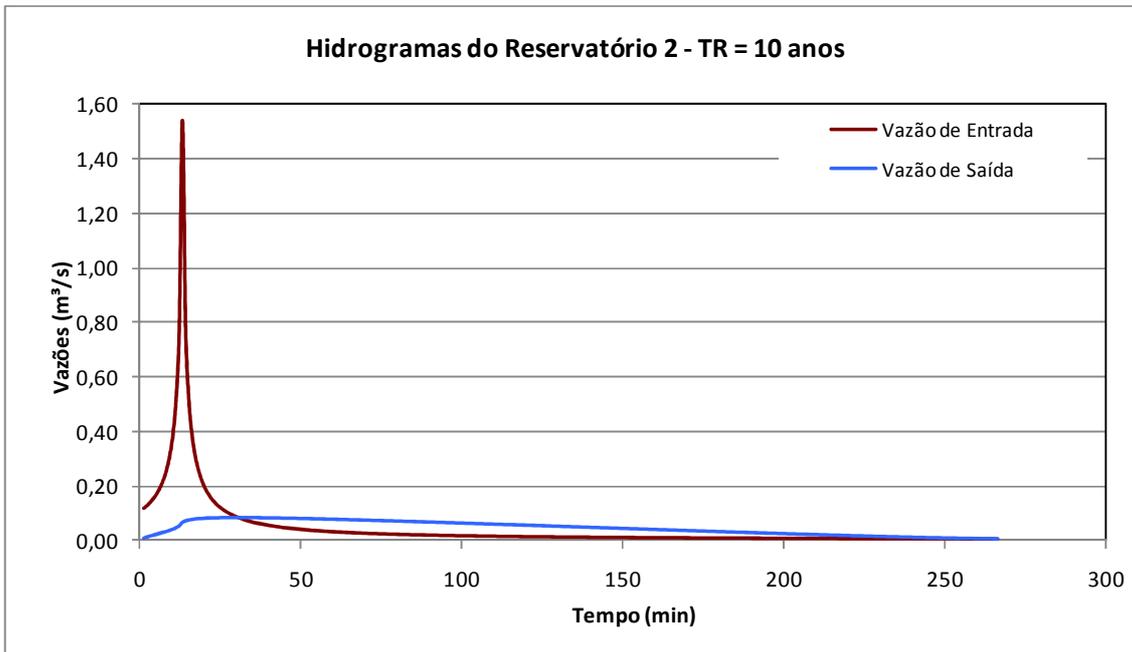


Figura 30 – Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 2

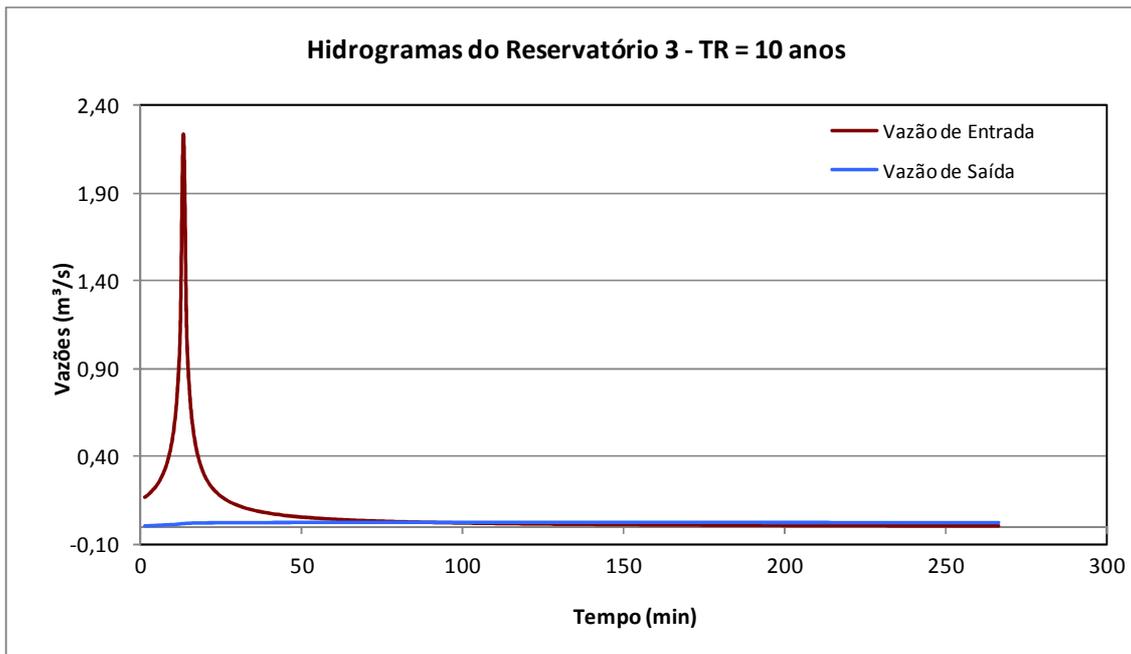


Figura 31– Hidrogramas de vazões de entrada e saída para o Reservatório 3

Quanto ao Reservatório 3, por apresentar um tempo de esvaziamento elevado, recomenda-se aumentar a profundidade do mesmo, caso não se tenha espaço em planta suficiente para aumentar sua área. Isso se faz necessário, já que com um tempo de esvaziamento superior a um dia, poderá ocorrer extravasamento de água para a rede de microdrenagem, caso uma chuva de mesma intensidade ou até mesmo inferior, venha a acontecer num período inferior ao tempo de esvaziamento do reservatório.

6.5 Rede de Drenagem Convencional e Sustentável

As planilhas de dimensionamento das redes estão apresentadas no Anexo I.

A seguir, serão explicitados todos os cálculos realizados em cada coluna.

Coluna 1 – PV: nomenclatura dos poços de visita.

Coluna 2 – RUA: nome da rua na qual está localizado o poço de visita em questão.

Coluna 3 – CONTROLE: definido como sendo a diferença entre a cota do terreno e a cota de fundo.

Coluna 4 – ALTURA DE ENTRADA: definido como o recobrimento do poço de visita.

Coluna 5 – COTA DE FUNDO: definida como a cota de fundo da tubulação.

Coluna 6 – NÍVEL D'ÁGUA: definido pela soma da cota de fundo com o tirante hidráulico.

Coluna 7 – ÁREA: área local contribuinte para esse poço de visita em análise.

Coluna 8 – COEFICIENTE DE IMPERMEABILIZAÇÃO: coeficiente correspondente à área local.

Coluna 9 – ÁREA TOTAL: área acumulada.

Coluna 10 – COEFICIENTE DE DISTRIBUIÇÃO: calculado para a área local correspondente.

Coluna 11 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO: calculado através do método cinemático, correspondente à área acumulada em estudo.

Coluna 12 – INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA: a partir do tempo de concentração, calcula-se a intensidade pluviométrica correspondente.

Coluna 13 – FATOR a: fator corresponde ao coeficiente de impermeabilização da área local.

Coluna 14 – COEFICIENTE DE DEFLÚVIO f: calculado a partir do fator a.

Coluna 15 – DEFLÚVIO LOCAL: vazão calculada em função da área local.

Coluna 16 – DEFLÚVIO A ESCOAR: vazão acumulada para a área total.

Coluna 17 – DECLIVIDADE DO GREIDE: relação entre a diferença de cotas de um poço de visita para o seguinte e a distância entre eles.

Coluna 18 – DECLIVIDADE ADOTADA: de acordo com os critérios supracitados, apresenta-se, nesta coluna, a declividade adotada.

Coluna 19 – DIÂMETRO: em função dos critérios de dimensionamento já explicitados anteriormente, tem-se o diâmetro adotado.

Coluna 20 – COEFICIENTE DE MANNIG: de acordo com o tipo de tubulação e material das galerias, indica-se nessa coluna o coeficiente de Mannig.

Coluna 21 – TIRANTE NORMAL: dado pela multiplicação do diâmetro com a relação Y/D calculada a partir de c_2 .

Coluna 22 – TIRANTE NORMAL (%): porcentagem equivalente do tirante normal em relação ao diâmetro da galeria.

Coluna 23 – TIRANTE CRÍTICO: dado pela multiplicação diâmetro da galeria pela relação Y_c/D em função de c_3 .

Coluna 24 – VELOCIDADE: calculada a partir da relação entre vazão acumulada e área da seção de escoamento (função do tirante normal atuante na seção).

Coluna 25 – COMPRIMENTO DO TRECHO: dado pela distância entre os poços de visita.

Coluna 26 – TEMPO DE PERCURSO: dado pela relação entre o comprimento e a velocidade.

6.5.1 Comparação dos Resultados

A Tabela 16 explicita os resultados de dimensionamento de rede para cada uma das alternativas: rede convencional e rede sustentável.

REDES	PROPRIEDADES	CONVENCIONAL	SUSTENTÁVEL	DIFERENÇA (%)
1	Q (l/s)	439,17	371,59	15,39%
	L total (m) - 400 mm	71,64	84,20	-17,53%
	L total (m) - 500 mm	278,68	220,84	20,75%
	L (m) total	350,32	305,04	12,93%
2	Q (l/s)	330,16	283,48	14,14%
	L total (m) - 400 mm	134,33	69,50	48,26%

Tabela 16 – Comparação entre as redes dimensionadas

7 ORÇAMENTO

A partir da quantificação e elaboração de lista de materiais necessários para as redes de drenagem convencional e sustentável, foi realizado um orçamento.

O objetivo desse estudo é a comparação entre o projeto de drenagem convencional e o projeto de drenagem sustentável, sendo assim não foi orçado o custo dos reservatórios, já que os mesmos possuem iguais dimensões em ambos os projetos.

O orçamento foi feito com base nos preços disponibilizados pelo site da Prefeitura do Rio de Janeiro - SCO-RJ acessado em dezembro de 2010 e com custos referentes ao mês de outubro deste mesmo ano.

Apresenta-se uma exceção do preço do m² dos pavimentos permeáveis do tipo bloco vazado que foi obtido no estudo “Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial” publicado pelo Instituto de Pesquisa Hidráulica da UFRGS. Vale lembrar que esses valores de custo para os blocos vazados são referidos ao ano de 2000 e, possivelmente, já existe um reajuste nesse custo. Entretanto, como não foi possível obter uma atualização a respeito deste valor, foi considerado o preço referido ao ano 2000.

O preço estimado para rede de drenagem convencional foi de **R\$ 293.590,38**. Já a rede de drenagem sustentável custaria **R\$ 324.265,63**. Ou seja, a implantação da rede de drenagem sustentável seria **9,5%** mais custosa. Porém sabe-se que se fossem considerados no orçamento o custo dos danos relativos às enchentes que seriam maiores no sistema de drenagem convencional, a rede de drenagem sustentável seria menos custosa.

O Anexo II apresenta o demonstrativo dos orçamentos elaborados para as redes convencional e sustentável.

8 CONCLUSÕES

A principal causa das enchentes nas cidades brasileiras deve-se à ocupação desordenada do espaço urbano que impermeabiliza o solo e devido à concepção de sistemas de drenagem que transferem o problema para jusante sem qualquer preocupação com retenção de volumes escoados. Para contornar esse problema, o controle em nível de microdrenagem apresenta-se como uma boa alternativa, podendo ser realizado no lote urbano ou no loteamento completo.

Para abordagem do tema, foi proposto um estudo comparativo entre o dimensionamento de uma rede de drenagem convencional e uma rede de drenagem sustentável para uma região localizada no bairro da Tijuca, Rio de Janeiro.

Tendo em vista esse panorama de enchentes e a proposta de medidas que possam vir a intervir em menor escala na região em questão, é sugerido o uso de estruturas simples, de fácil confecção e aplicação, que associadas ao sistema de drenagem convencional podem proporcionar redução de vazões e volumes escoados, reduzindo, portanto, as cheias urbanas.

Na área em estudo, o uso dos pavimentos permeáveis permite que a água que escoaria e contribuiria para a vazão de cheia do Rio Maracanã, infiltre, abastecendo os lençóis freáticos o que diminui o risco de enchentes urbanas que traria diversos prejuízos a população.

Verificou-se que a rede de drenagem sustentável exigiu um menor comprimento de rede em relação à rede convencional, o que era esperado.

Com base na teoria e nos resultados expostos durante todo documento, é possível concluir que, mesmo a implantação da rede de drenagem urbana sustentável sendo

9,5% mais custosa que a rede de drenagem urbana convencional, é plausível concluir que a aplicação dos pavimentos permeáveis ainda assim é a solução mais indicada, pois gera benefícios ambientais que compensam o custo mais elevado. Vale ressaltar que os custos dos reservatórios não foram calculados porque o objetivo foi um orçamento comparativo.

Além dos custos de implementação de uma nova rede de drenagem para a região em estudo, também deveriam ser considerados e calculados os custos relacionados aos prejuízos provocados pelas enchentes para que seja possível uma comparação mais acurada em relação a todos os custos com e sem a instalação do sistema. Provavelmente, se fossem considerados os custos dos danos ocasionados por uma enchente, a rede sustentável seria mais barata do que a convencional.

È possível afirmar que se projetos desse tipo fossem feitos em vários locais do nosso estado, poderíamos diminuir os impactos negativos causados pelas enchentes do Rio de Janeiro.

Portanto, baseando-se neste estudo comparativo realizado, indica-se a utilização de medidas, sejam elas estruturais ou não-estruturais, de drenagem sustentável para soluções de problemas de cheias e projetos de redes de microdrenagem, tendo em vista que essas medidas, além de reduzirem as vazões de escoamento e de lançamento, também implicam em soluções mais “verdes” e convenientes para o meio ambiente urbano contemporâneo.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACIOLI, L.A., SILVEIRA, A.L.L., GOLDENFUM, J.A. 2005. Análise experimental da eficiência de pavimentos permeáveis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XVI, 2005, João Pessoa.
- ALCANTARA, ULYSSES M. A., Roteiro para Projeto de Galerias de Águas de Seção Circular, Rio de Janeiro, 1962.
- AMANTHEA, N. 2000. Soluções de drenagem no lote e no loteamento. Londrina, 2007.
- ARMAZÉM DE DADOS. Disponível em < <http://armazemdedados.rio.rj.gov.br/> >. Acesso em dezembro de 2008.
- AZEVEDO NETTO, JOSE MARTINIANO DE. Manual de hidráulica, 8ª Edição Atualizada, Edgard Blücher, São Paulo, SP, 2003.
- BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. 2005. Técnicas Compensatórias em drenagem urbana. ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS. 266 p.
- BARBOSA, L.M. (coord.) Simpósio sobre Mata Ciliar. Anais. 1989. Campinas: Fundação Cargill, 1996.335p.
- CUNHA, M. A. (org.). Ocupação das Encostas. São Paulo: IPT, 1991.
- DAVIS, E.G. e NAGHETTINI, M.C. *Estudo de Chuvas Intensas no Estado do Rio de Janeiro - CPRM* (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais / Serviço Geológico do Brasil), CPRM, Belo Horizonte, MG, 2000.

- DNIT, Manual de Drenagem de Rodovias, 2ª Edição, Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- FABRÍCIO, J.V.F., 2006, Análises Probabilísticas de Estabilidades de Taludes e Contenções. Dissertação de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FUGITA, O. (coord.), 1986, *Drenagem Urbana - Manual de Projeto*, 5ª Ed., Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, SP.
- FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA, Diretrizes Básicas para Projeto de Drenagem Urbana no Município de São Paulo, Edição Eletrônica, São Paulo, SP, 1999.
- IBGE. Disponível em < <http://www.ibge.gov.br/home/> >. Acesso em dezembro de 2008.
- INSTITUTO ESTADUAL DO PATRIMÔNIO CULTURAL DO RIO DE JANEIRO - INEPAC. Disponível em < <http://www.inepac.rj.gov.br/> >. Acesso em março de 2009.
- INSTITUTO MUNICIPAL DE URBANISMO PEREIRA PASSOS. Disponível em < <http://www.rio.rj.gov.br/ipp>>. Acesso em dezembro de 2008.
- IPLANRIO. Disponível em < <http://www7.rio.rj.gov.br/iplanrio/> >. Acesso em janeiro de 2009.
- MEIS, M. R. M. & SILVA, J. X. (1968) Considerações Geomorfológicas a Propósito dos Movimentos de Massa Ocorridos no Rio de Janeiro. *Revista Brasileira de Geografia*, 30, pp.55-72.
- PINTO, N. L. S., 1976, *Hidrologia Básica*, 3ª Ed., Edgard Blücher, São Paulo, SP.
- PORTO, Mônica F. Aspectos qualitativos do escoamento superficial em áreas urbanas. TUCCI, C. E. M; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, Mário T. de Barros

(Org.). Drenagem Urbana. In.: Porto Alegre: ABRH e Editora da UFRGS, 1995, p. 387-414. (coleção ABRH de recursos hídricos; V.5).

▪ PUBLICATIO UEPG – Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharias, 6 (1):47-68, 2000.

▪ Resolução Conjunta SMG/SMO/SMU nº 001 de 27 de janeiro 2005 Disciplina os procedimentos a serem observados no âmbito dessas secretarias para o cumprimento do Decreto nº 23940 de 30 de janeiro de 2004.

▪ RIO ÁGUAS, Normas e diretrizes para projetos de drenagem urbana para o município do Rio de Janeiro.

▪ SHEAFFER, John R. et al. - Urban Storm Drainage Management – Marcel Dekker, Inc. - 1982, 271 pg.

▪ SILVEIRA, A. L. L. 2003. Pré-dimensionamento hidrológico de pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XV, 2003, Curitiba.

▪ SUDERHSA, CH2M HILL DO BRASIL. 2002. *Manual de drenagem urbana – Região metropolitana de Curitiba/PR - versão 1.0*. SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Não publicado.

▪ TOMAZ, Plínio. Poluição Difusa. São Paulo: Navegar Editora, 2006.

▪ TUCCI, C. E. M. Curso de Gestão das inundações urbanas. Porto Alegre: UNESCO – Global Water Partnership South America - Asociación mundial del agua, 2005.

▪ TUCCI, C. E.M. 1993 (org). Hidrologia: Ciência e Aplicação. Editora da UFRGS e EDUSP ABRH 952p.

- TUCCI, C. E. - Drenagem Urbana, - Ed. da Universidade - UFRGS/ABRH, 1a ed. 1995, 428 pg.
- TUCCI, C. E. et al. - Hidrologia : Ciência e Aplicação - Ed. Da Universidade - UFRGS/ABRH ,2a ed. 1997, 943 pg.
- TUCCI, C. E. M. Programa de drenagem sustentável: apoio ao desenvolvimento do manejo das águas pluviais urbanas – Versão 2.0. Brasília: Ministério das Cidades, 2005a.
- URBONAS, BEM & STAHR, PETER - Stormwater - Best management practices and detention for water quality, drainage, and CSO management - PTR Prentice Hall, Inc., 1993, 449 pg.
- <http://translate.google.com.br/translate?hl=pt-BR&langpair=en%7Cpt&u=http://www.netregs.gov.uk/netregs/102002.aspx> – Acesso em outubro de 2010.
- <http://www2.rio.rj.gov.br/sco/main.cfm> – Acesso em dezembro de 2010.

ANEXO I – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E DA REDE DE DRENAGEM CONVENCIONAL

PLANILHA DE CÁLCULO - REDE ENTERRADA CIRCULAR CONVENCIONAL 1																									
POÇOS DE VISITA							TIJUCA - RIO DE JANEIRO													Equação de chuva adotada pela Rio Aguas					
							DEFLUVIOS A ESCOAR PARA JUSANTE													GALERIA DE JUSANTE					
LOCALIZAÇÃO		COTAS					BACIA LOCAL		CONTRIBUIÇÃO LOCAL						DEFLUVIO	DECLIVIDADE	DECLIVIDADE			TIRANTE			V	L	TEMPO DE
PV	RUA	COTA TERRENO NT (m)	CONTOLE	ALTURA ENTRADA Recobrimento	FUNDO CF (m)	NÍVEL D'ÁGUA NA (m)	ÁREA (ha)	COEF. IMPER. r	ÁREA TOTAL (ha)	COEF. DISTR. n	TEMPO CONC. t_c (min)	INT.PLUV. (mm/h) i	Fator m	COEF. DEFLUVIO f	DEFLUVIO LOCAL Q (l/s)	A ESCOAR (l/s)	DO GREIDE (m/m)	ADOTADA (m/m) l	DIÂMETRO D (mm)	NORMAL Y (m)	NORMAL Y %	CRÍTICO Y_c (m)	V (m/s)	L (m)	PERCURSO (min)
DC-1	São Miguel	31,69	1,00	0,60	30,69	30,85																			
DC-2	São Miguel	30,65	1,03	0,63	29,62	-	0,41	0,60	0,41	1,000	14,04	133,4	0,043	0,530	121,57	121,57	0,0290	0,0300	400	0,161	40,3	0,253	2,58	35,82	0,23
DC-2	São Miguel	30,65	1,00	0,60	29,65	29,82																			
DC-3	São Miguel	29,62	1,04	0,64	28,58	-	0,10	0,60	0,51	1,000	14,27	132,6	0,043	0,532	18,621	140,19	0,0288	0,0300	400	0,174	43,6	0,271	2,67	35,82	0,22
DC-3	São Miguel	29,62	1,04	0,64	28,58	28,86																			
DC-4	São Miguel	29,33	1,02	0,52	28,31	-	0,52	0,60	1,02	0,997	14,50	131,8	0,043	0,534	100,39	240,58	0,0110	0,0100	500	0,289	57,9	0,336	2,04	26,36	0,22
DC-4	São Miguel	29,33	1,02	0,52	28,31	28,61																			
DC-5	São Miguel	29,03	1,04	0,54	27,99	-	0,06	0,60	1,08	0,989	14,71	131,1	0,043	0,535	11,57	252,15	0,0095	0,0100	500	0,298	59,6	0,344	2,06	31,69	0,26
DC-5	São Miguel	29,03	1,04	0,54	27,99	28,27																			
DC-6	São Miguel	28,74	1,14	0,64	27,60	-	0,10	0,60	1,18	0,975	14,97	130,2	0,043	0,537	18,97	271,11	0,0111	0,0150	500	0,275	55,0	0,357	2,45	26,15	0,18
DC-6	São Miguel	28,74	1,14	0,64	27,60	27,89																			
DC-7	São Miguel	28,44	1,23	0,73	27,21	-	0,14	0,60	1,32	0,959	15,15	129,6	0,043	0,538	26,06	297,17	0,0115	0,0150	500	0,291	58,2	0,373	2,50	26,15	0,17
DC-7	São Miguel	28,44	1,23	0,73	27,21	27,57																			
DC-8	São Miguel	28,15	1,27	0,77	26,88	-	0,15	0,60	1,47	0,944	15,32	129,1	0,043	0,540	27,41	324,58	0,0087	0,0100	500	0,357	71,4	0,389	2,16	33,28	0,26
DC-8	São Miguel	28,15	1,27	0,77	26,88	27,26																			
DC-9	São Miguel	27,85	1,31	0,81	26,54	-	0,15	0,60	1,62	0,930	15,58	128,2	0,043	0,542	26,93	351,52	0,0090	0,0100	500	0,383	76,7	0,404	2,18	33,28	0,25
DC-9	São Miguel	27,85	1,31	0,81	26,54	26,81																			
DC-10	São Miguel	27,35	1,20	0,70	26,15	-	0,11	0,60	1,73	0,921	15,83	127,4	0,043	0,543	19,50	371,01	0,0377	0,0300	500	0,270	54,0	0,414	3,43	13,26	0,06

ANEXO I – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E DA REDE DE DRENAGEM CONVENCIONAL

PLANILHA DE CÁLCULO - REDE ENTERRADA CIRCULAR SUSTENTÁVEL 1																								
POÇOS DE VISITA						TIJUCA - RIO DE JANEIRO										Equação de chuva adotada pela Rio Aguas								
						DEFLUVIOS A ESCOAR PARA JUSANTE					GALERIA DE JUSANTE					DECLIVIDADE DO GREIDE			DECLIVIDADE ADOTADA			DIÂMETRO		
LOCALIZAÇÃO		COTAS				BACIA LOCAL		CONTRIBUIÇÃO LOCAL						DEFLUVIO A ESCOAR	DECLIVIDADE DO GREIDE	DECLIVIDADE ADOTADA	DIÂMETRO	NORMAL Y	NORMAL Y %	CRÍTICO Yc	V	L	TEMPO DE PERCURSO	
PV	RUA	COTA TERRENO NT (m)	ALTURA ENTRADA Recobrimento	FUNDO CF (m)	NÍVEL D'ÁGUA NA (m)	ÁREA (ha)	COEF. IM PER. r	ÁREA TOTAL (ha)	COEF. DISTR. n	TEMPO CONC. t_c (min)	INT.PLUV. (mm/h)	Fator m	COEF. DEFLUVIO f	DEFLUVIO LOCAL Q (l/s)	A ESCOAR (l/s)	(m/m)	(m/m)	D (mm)	Y (m)	Y %	Yc (m)	(m/s)	(m)	(min)
DS-1	São Miguel	29,62	0,60	28,62	30,45	0,90	0,60	1,02	0,997	15,38	128,8	0,043	0,540	173,61	215,69	0,0110	0,0150	400	0,282	70,5	0,333	2,28	26,36	0,19
DS-2	São Miguel	29,33	0,71	28,22	-	0,12	0,03	1,08	0,989	15,58	128,2	0,043	0,542	9,74	225,48	0,0095	0,0150	400	0,293	73,2	0,340	2,29	31,69	0,23
DS-2	São Miguel	29,33	0,71	28,22	28,52	0,05	0,60	1,18	0,976	15,81	127,5	0,043	0,543	16,90	242,47	0,0111	0,0150	400	0,313	78,2	0,351	2,30	26,15	0,19
DS-3	São Miguel	29,03	0,88	27,75	-	0,01	0,03	1,32	0,960	16,00	126,9	0,043	0,544	24,25	266,79	0,0115	0,0150	500	0,273	54,5	0,354	2,44	26,15	0,18
DS-3	São Miguel	29,03	0,88	27,75	28,06	0,09	0,60	1,47	0,944	16,17	126,3	0,043	0,546	5,70	273,48	0,0087	0,0100	500	0,314	62,8	0,358	2,10	33,28	0,26
DS-4	São Miguel	28,74	0,98	27,36	-	0,01	0,03	1,62	0,930	16,44	125,5	0,043	0,547	19,54	293,36	0,0090	0,0100	500	0,330	66,0	0,371	2,13	33,28	0,26
DS-4	São Miguel	28,74	0,98	27,36	27,63	0,13	0,60	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-5	São Miguel	28,44	0,98	26,96	-	0,01	0,03	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-5	São Miguel	28,44	0,98	26,96	27,28	0,03	0,60	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-6	São Miguel	28,15	1,02	26,63	-	0,12	0,03	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-6	São Miguel	28,15	1,02	26,63	26,96	0,11	0,60	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-7	São Miguel	27,85	1,05	26,30	-	0,04	0,03	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-7	São Miguel	27,85	1,05	26,30	26,54	0,10	0,60	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07
DS-8	São Miguel	27,35	0,95	25,90	-	0,01	0,03	1,73	0,921	16,70	124,7	0,043	0,549	17,69	311,13	0,0377	0,0300	500	0,244	48,8	0,381	3,27	13,26	0,07

ANEXO I – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E DA REDE DE DRENAGEM CONVENCIONAL

PLANILHA DE CÁLCULO - REDE ENTERRADA CIRCULAR SUSTENTÁVEL 1																										
POÇOS DE VISITA						TIJUCA - RIO DE JANEIRO										EQUAÇÃO DE CHUVA ADOTADA PELA RIO AGUAS										
LOCALIZAÇÃO		COTAS				BACIA LOCAL		CONTRIBUIÇÃO LOCAL						DEFLUVIO	DECLIVIDADE			DIÂMETRO			TIRANTE			V	L	TEMPO DE
PV	RUA	COTA TERRENO NT (m)	ALTURA ENTRADA Recobrimento	FUNDO CF (m)	NÍVEL D'ÁGUA NA (m)	ÁREA (ha)	COEF. IM PER. r	ÁREA TOTAL (ha)	COEF. DISTR. n	TEMPO t_c (min)	INT.PLUV. (mm/h) i	Fator m	COEF. DEFLUVIO f	DEFLUVIO LOCAL Q (l/s)	A ESCOAR (l/s)	DO GREIDE (m/m)	ADOTADA (m/m) l	D (mm)	NORMAL Y (m)	NORMAL Y %	CRÍTICO Yc (m)	V (m/s)	L (m)	PERCURSO (min)		
DS-8	São Miguel	27,35	0,95	25,90	26,18	0,03	0,60	1,76	0,919	16,70	124,7	0,043	0,549	4,63	315,79	0,0200	0,0200	500	0,277	55,3	0,384	2,83	25,00	0,15		
DS-9	São Miguel	26,85	0,95	25,40	-	0,00	0,03					0,002	0,026	0,03												
DS-9	São Miguel	26,85	0,95	25,40	25,76	0,04	0,60	1,81	0,915	16,85	124,2	0,043	0,550	7,65	323,49	0,0050	0,0100	500	0,356	71,2	0,388	2,16	15,88	0,12		
DS-10	São Miguel	26,77	1,03	25,24	-	0,01	0,03					0,002	0,026	0,05												
DS-10	São Miguel	26,77	1,03	25,24	25,62	0,10	0,60	1,92	0,907	16,97	123,9	0,043	0,551	17,20	340,78	0,0022	0,0100	500	0,373	74,5	0,398	2,17	35,78	0,27		
DS-11	São Miguel	26,69	1,31	24,88	-	0,01	0,03					0,002	0,026	0,09												
DS-11	São Miguel	26,69	1,31	24,88	25,27	0,10	0,60	2,03	0,899	17,24	123,0	0,043	0,553	16,77	357,64	0,0022	0,0100	500	0,390	78,0	0,407	2,18	36,41	0,28		
DS-12	São Miguel	26,61	1,59	24,52	-	0,01	0,03					0,002	0,026	0,09												
DS-12	Mário de Alencar	26,61	1,59	24,52	24,77	0,08	0,60	2,12	0,893	17,52	122,2	0,043	0,554	13,86	371,59	0,0556	0,0400	500	0,249	49,8	0,414	3,81	1,80	0,01		
DESÁGUE	PONTO IV	26,51	1,56	24,45	-	0,01	0,03					0,002	0,026	0,08												

ANEXO II - ORÇAMENTO

ORÇAMENTO DAS REDES: CONVECCIONAL 1 E 2													
ITEM	ESPECIF.	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	UNID.	SERVIÇO	QUANT.	ÁREA	EXT.	Prof. / Alt. (m)	QUANT.	RS	TOTAL (RS)	(%)
1	Levantamento Cadastral	SE.20.10.1750 /	Levantamento cadastral das profundidades dos tubos e galerias que concorrem em um poço de visita, profundidades estas, medidas a regua e referenciadas a cota da tampa do poço-poco em meio a uma via publica com trafego, encontrado inundado tendo que ser esgotado antes que se possa fazer a leitura.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	6,87	91,14	625,74	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	9,29	91,14	846,63	
SUBTOTAL										16,16		1.472,37	0,50
2	Escavação Manual	MT.05.05.0050 /	Escavacao manual de vala em material de 1a categoria (areia, argila ou picarra), ate 1,50m, exclusive escoramento e esgotamento.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	278,06	16,44	4.571,30	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	481,56	16,44	7.916,83	
					CAIXA DE RALO	19,00				30,78	16,44	506,02	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	164,16	16,44	2.698,79	
SUBTOTAL										954,56		15.692,94	5,35
3	Preparação do Solo	MT.15.15.0050 /	Preparo de solo ate 30cm de profundidade, compreendendo escavacao e acerto manuais e compactacao mecanica com remocao ate 20m.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	9,96	2.051,46	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	334,42	9,96	3.330,78	
					CAIXA DE RALO	19,00				25,65	9,96	255,47	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	109,44	9,96	1.090,02	
SUBTOTAL										675,48		6.727,74	2,29
4	Espalhamento	MT.20.05.0050 /	Espalhamento de material de 1a categoria com motoniveladora, exclusive o fornecimento do material.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	298,66	0,33	98,56	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	515,00	0,33	169,95	
					CAIXA DE RALO	19,00				33,35	0,33	11,00	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	175,10	0,33	57,78	
SUBTOTAL										1.022,11		337,30	0,11
5	Reaterro Vala	MT.15.05.0300 /	Reaterro de vala, com po-de-pedra, compactado manualmente, inclusive fornecimento do material.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	239,13	71,66	17.136,14	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	364,79	71,66	26.141,00	
					CAIXA DE RALO	19,00				17,10	71,66	1.225,39	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	86,34	71,66	6.186,84	
SUBTOTAL										707,36		50.689,37	17,27
6	Transporte	TC.05.05.0350 /	Transporte de carga de qualquer natureza; exclusive as despesas de carga e descarga tanto da espera do caminhao como de servente ou equipamento auxiliar, em baixa velocidade (Vm=30Km/h), em Caminhao Basculante a oleo diesel, com capacidade util de 8t.	t x km	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	31.983,02	0,57	18.230,32	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	54.961,94	0,57	31.328,30	
					CAIXA DE RALO	19,00				3.595,10	0,57	2.049,21	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	18.648,58	0,57	10.629,69	
SUBTOTAL										109.188,64		62.237,52	21,20
7	Carga e Descarga	TC.10.05.0350 /	Carga e descarga mecanica, com Pa-Carregadeira e Caminhao Basculante a oleo diesel, consideradas para o caminhao a espera, manobra, carga e descarga e quanto a carregadeira, espera e operacao.	t	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	750,14	0,68	510,10	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	1.293,79	0,68	879,78	
					CAIXA DE RALO	19,00				83,72	0,68	56,93	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	439,95	0,68	299,17	
SUBTOTAL										2.567,60		1.745,97	0,59
8	D. CBUQ-1,20	SC.05.10.0500 /	Demolicao, com equipamento de ar comprimido, de pavimentacao de concreto asfaltico, com 10cm de espessura, em faixas de ate 1,20m de largura, inclusive afastamento lateral dentro do canteiro de servicos.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	12,93	2.663,19	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	334,42	12,93	4.324,00	
					CAIXA DE RALO	19,00				25,65	12,93	331,65	
SUBTOTAL										566,04		7.318,85	2,49

ANEXO II - ORÇAMENTO

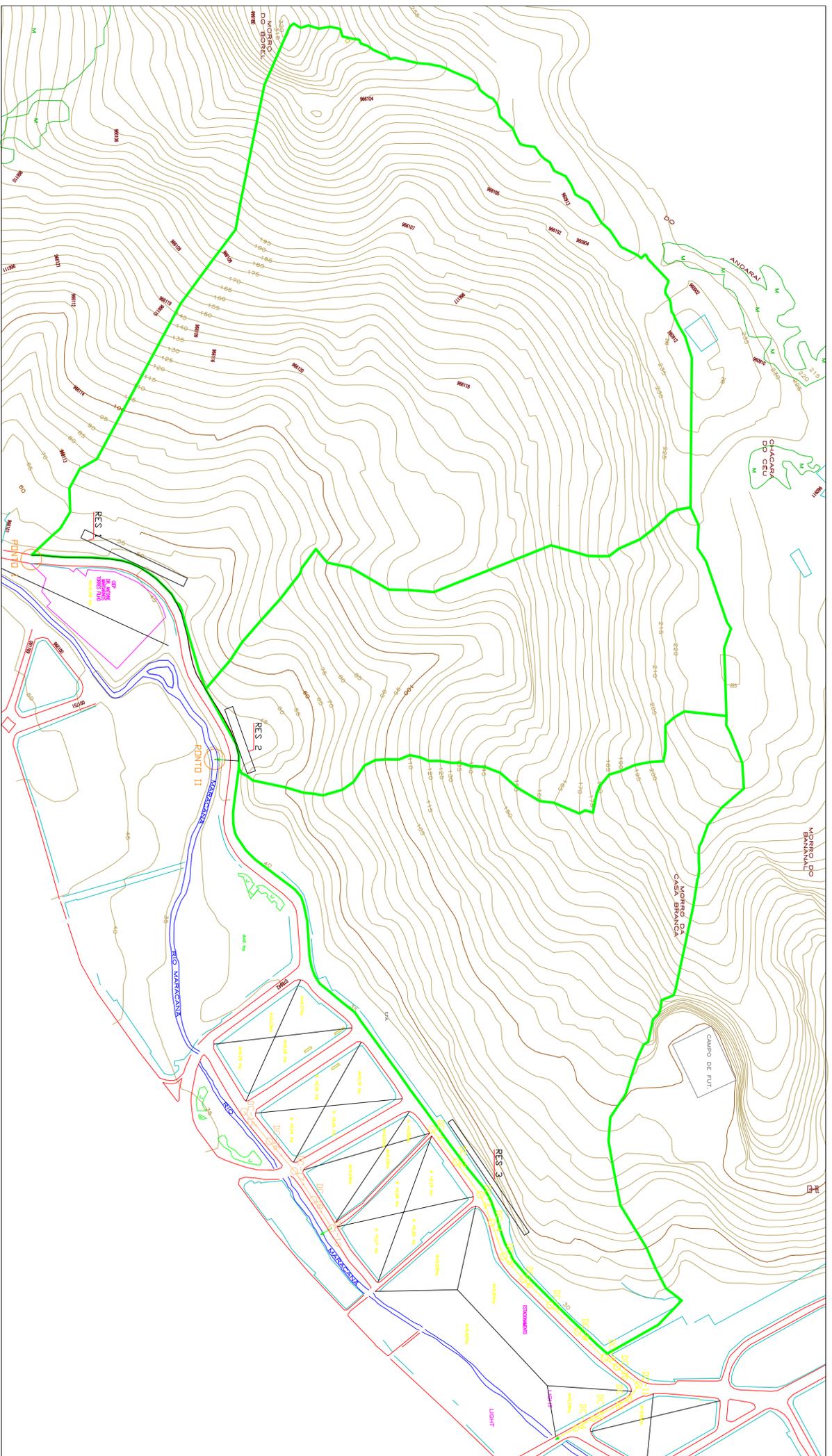
ORÇAMENTO DAS REDES: CONVECCIONAL 1 E 2														
ITEM	ESPECIF.	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	UNID.	SERVIÇO	QUANT.	ÁREA	EXT.	Prof. / Alt (m)	QUANT.	R\$	TOTAL (R\$)	(%)	
9	Tubo 0,40 m	DR.05.20.0050 /	Tubo de concreto armado, classe PA-1, para galerias de águas pluviais, com diametro de 0,40m, aterro e compactacao ate a geratriz superior do tubo; inclusive fornecimento do material para rejuntamento com argamassa de cimento e areia no traco 1:4. Fornecimento e assentamento.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	69,89	14.395,24		
SUBTOTAL										205,97		14.395,24	4,90	
10	Tubo 0,50 m	DR.05.20.0100 /	Tubo de concreto armado, classe PA-1, para galerias de águas pluviais, com diametro de 0,50m, aterro e compactacao ate a geratriz superior do tubo; inclusive fornecimento do material para rejuntamento com argamassa de cimento e areia no traco 1:4. Fornecimento e assentamento.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	278,68	90,00	25.081,20		
SUBTOTAL										278,68		25.081,20	8,54	
11	Tampão	DR.35.05.0150 /	Tampao de ferro fundido completo, de 0,40m a 0,60m de diametro, com 125Kg, para caixa de registro, assentamento com argamassa de cimento e areia no traco 1:3 em volume. Fornecimento e assentamento.	un	POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	19,00	270,30	5.135,70		
SUBTOTAL										19,00		5.135,70	1,75	
12	Embasamento	DR.55.05.0450 A	Embasamento de tubulacao, feito com po-de-pedra.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	20,60	75,76	1.560,43		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	33,44	75,76	2.533,54		
					CAIXA DE RALO	19,00				2,57	75,76	194,32		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	10,94	75,76	829,12		
SUBTOTAL										67,55		5.117,41	1,74	
13	Caixa de Ralo	DR.30.15.0103 A	Caixa de ralo, de blocos de concreto prensado (15x20x40)cm, com vazios preenchidos de concreto simples para camadas preparatorias (180kg de cimento/m3), em paredes de meia vez (0,15m), de (0,30x0,90x0,90)m, para aguas pluviais, utilizando argamassa de cimento e areia no traco 1:4 em volume, sendo as paredes revestidas internamente com a mesma argamassa, com base de concreto simples (fck=11MPa), grelha de ferro fundido de 135Kg e Boca de Lobo de ferro fundido de 80Kg, exclusive escavacao e reaterro.	un	CAIXA DE RALO	19,00				19,00	728,46	13.840,74		
SUBTOTAL										19,00		13.840,74	4,71	
14	Poços de visita 0,40 a 0,70 m	DR.20.10.0050 A	Poco de visita de blocos de concreto de (20x20x40)cm, com paredes de 0,20m de espessura, medindo internamente (1,20x1,20x1,40)m, utilizando no preenchimento dos vazios dos blocos, concreto para camada preparatoria, revestimento interno das paredes com argamassa de cimento e areia no traco 1:4 em volume, com a base de 0,15m e almofadas em concreto fck=15MPa; tampa de 0,15m de espessura em concreto fck=20MPa, degraus de ferro fundido para utilizacao em coletor de aguas pluviais de 0,40m a 0,70m de diametro, exclusive a escavacao e reaterro.	un	POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	19,00	1136,00	21.584,00		
SUBTOTAL										19,00		21.584,00	7,35	
15	Imprimação	BP.05.05.0400 A	Imprimacao de base de pavimentacao, conforme Caderno de Encargos - PCRJ.	m2	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	2,79	574,66		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	334,42	2,79	933,02		
					CAIXA DE RALO	19,00				25,65	2,79	71,56		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	109,44	2,79	305,34		
SUBTOTAL										675,48		1.884,58	0,64	
16	Pintura de Ligação	BP.10.05.0400 A	Pintura de ligacao.	m2	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	1,69	348,09		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	334,42	1,69	565,16		
					CAIXA DE RALO	19,00				25,65	1,69	43,35		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	109,44	1,69	184,95		
SUBTOTAL										675,48		1.141,55	0,39	
17	CBUQ-10 cm	BP.10.05.0659 /	Revestimento de concreto betuminoso usinado a quente, com 10cm de espessura, executado em 2 camadas, sendo a inferior de ligacao (Binder), com 6cm de espessura e a superior de rolamento, inclusive pintura de ligacao entre as camadas, conforme Caderno	m2	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	205,97	37,13	7.647,67		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	334,42	37,13	12.416,87		
					CAIXA DE RALO	19,00				25,65	37,13	952,38		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	109,44	37,13	4.063,51		
SUBTOTAL										675,48		25.080,42	8,54	
18	Lançamento de Concreto	ET.05.25.0403 A	Lancamento de concreto em pecas sem armadura, inclusive a colocacao, o adensamento e o acabamento, exclusive o transporte (TC 05.10.0050), considerando a producao normal.	m3	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	41,19	22,58	930,16		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	66,88	22,58	1.510,22		
					CAIXA DE RALO	19,00				5,13	22,58	115,84		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	21,89	22,58	494,23		
SUBTOTAL										135,10		3.050,45	1,04	
19	Concreto 15	ET.60.05.0056 /	Concreto importado de usina dosado racionalmente para uma resistencia caracteristica a compressao de 15MPa.	m3	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			205,97	1,35	41,19	229,89	9.470,09		
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			278,68	1,44	66,88	229,89	15.375,78		
					CAIXA DE RALO	19,00				5,13	229,89	1.179,34		
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	19,00			1,50	21,89	229,89	5.031,83		
SUBTOTAL										135,10		31.057,04	10,58	
TOTAL GERAL (R\$)													293.590,38	100,00

ANEXO II - ORÇAMENTO

ORÇAMENTO DAS REDES: SUSTENTÁVEL 1 E 2													
ITEM	ESPECIF.	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	UNID.	SERVIÇO	QUANT.	ÁREA	EXT.	Prof. / Alt.	QUANT.	R\$	TOTAL (R\$)	(%)
1	Levantamento Cadastral	SE.20.10.1750 /	Levantamento cadastral das profundidades dos tubos e galerias que concorrem em um poço de visita, profundidades estas, medidas a regua e referenciadas a cota da tampa do poço-poco em meio a uma via publica com trafego, encontrado inundado tendo que ser esgotado antes que se possa fazer a leitura.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	5,12	91,14	466,94	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	7,36	91,14	670,91	
SUBTOTAL										12,48		1.137,85	0,35
2	Escavação Manual	MT.05.05.0050 /	Escavacao manual de vala em material de 1a categoria (areia, argila ou picarra), ate 1,50m, exclusive escoramento e esgotamento.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	144,48	16,44	2.375,22	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	299,46	16,44	4.923,11	
					CAIXA DE RALO	15,00				24,30	16,44	399,49	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	129,60	16,44	2.130,62		
SUBTOTAL										597,84		9.828,44	3,03
3	Preparação do Solo	MT.15.15.0050 /	Preparo de solo ate 30cm de profundidade, compreendendo escavacao e acerto manuais e compactacao mecanica com remocao ate 20m.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	9,96	1.530,85	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	265,01	9,96	2.639,48	
					CAIXA DE RALO	15,00				20,25	9,96	201,69	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	86,40	9,96	860,54		
SUBTOTAL										525,36		5.232,57	1,61
4	Espalhamento	MT.20.05.0050 /	Espalhamento de material de 1a categoria com motoniveladora, exclusive o fornecimento do material.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	159,85	0,33	52,75	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	325,96	0,33	107,57	
					CAIXA DE RALO	15,00				26,33	0,33	8,69	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	138,24	0,33	45,62		
SUBTOTAL										650,37		214,62	0,07
5	Reaterro Vala	MT.15.05.0300 /	Reaterro de vala, com po-de-pedra, compactado manualmente, inclusive fornecimento do material.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	115,43	71,66	8.271,62	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	206,93	71,66	14.828,39	
					CAIXA DE RALO	15,00				13,50	71,66	967,41	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	68,16	71,66	4.884,35		
SUBTOTAL										404,02		28.951,77	8,93
6	Transporte	TC.05.05.0350 /	Transporte de carga de qualquer natureza; exclusive as despesas de carga e descarga tanto da espera do caminhao como de servente ou equipamento auxiliar, em baixa velocidade (Vm=30Km/h), em Caminhao Basculante a oleo diesel, com capacidade util de 8t.	t x km	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	17.514,42	0,57	9.983,22	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	35.273,62	0,57	20.105,97	
					CAIXA DE RALO	15,00				2.838,24	0,57	1.617,80	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	14.722,56	0,57	8.391,86		
SUBTOTAL										70.348,85		40.098,84	12,37
7	Carga e Descarga	TC.10.05.0350 /	Carga e descarga mecanica, com Pa-Carregadeira e Caminhao Basculante a oleo diesel, consideradas para o caminhao a espera, manobra, carga e descarga e quanto a carregadeira, espera e operacao.	t	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	400,97	0,68	272,66	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	818,24	0,68	556,40	
					CAIXA DE RALO	15,00				66,10	0,68	44,95	
					POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00		1,50	347,33	0,68	236,18		
SUBTOTAL										1.632,64		1.110,19	0,34
8	D. CBUQ-1,20	SC.05.10.0500 /	Demolicao, com equipamento de ar comprimido, de pavimentacao de concreto asfaltico, com 10cm de espessura, em faixas de ate 1,20m de largura, inclusive afastamento lateral dentro do canteiro de servicos.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	12,93	1.987,34	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	265,01	12,93	3.426,55	
					CAIXA DE RALO	15,00				20,25	12,93	261,83	
SUBTOTAL										438,96		5.675,73	1,75
9	Tubo 0,40 m	DR.05.20.0050 /	Tubo de concreto armado, classe PA-1, para galerias de aguas pluviais, com diametro de 0,40m, aterro e compactacao ate a geratriz superior do tubo; inclusive fornecimento do material para rejuntamento com argamassa de cimento e areia no traco 1:4. Fornecimento e assentamento.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	69,89	10.742,09	
SUBTOTAL										153,70		10.742,09	3,31

ANEXO II - ORÇAMENTO

ORÇAMENTO DAS REDES: SUSTENTÁVEL 1 E 2													
ITEM	ESPECIF.	CÓDIGO	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	UNID.	SERVIÇO	QUANT.	ÁREA	EXT.	Prof. / Alt.	QUANT.	RS	TOTAL (R\$)	(%)
10	Tubo 0,50 m	DR.05.20.0100 /	Tubo de concreto armado, classe PA-1, para galerias de águas pluviais, com diâmetro de 0,50m, aterro e compactação até a geratriz superior do tubo; inclusive fornecimento do material para rejuntamento com argamassa de cimento e areia no traço 1:4. Fornecimento e assentamento.	m	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	220,84	90,00	19.875,60	
SUBTOTAL										220,84		19.875,60	6,13
11	Tampão	DR.35.05.0150 /	Tampão de ferro fundido completo, de 0,40m a 0,60m de diâmetro, com 125Kg, para caixa de registro, assentamento com argamassa de cimento e areia no traço 1:3 em volume. Fornecimento e assentamento.	un	POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00			1,50	15,00	270,30	4.054,50	
SUBTOTAL										15,00		4.054,50	1,25
12	Embasamento	DR.55.05.0450 A	Embasamento de tubulação, feito com po-de-pedra.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	15,37	75,76	1.164,43	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	26,50	75,76	2.007,70	
					CAIXA DE RALO	15,00				2,03	75,76	153,41	
SUBTOTAL										15,00		654,57	
SUBTOTAL										52,54		3.980,11	1,23
13	Caixa de Ralo	DR.30.15.0103 A	Caixa de ralo, de blocos de concreto prensado (15x20x40)cm, com vazios preenchidos de concreto simples para camadas preparatórias (180kg de cimento/m³), em paredes de meia vez (0,15m), de (0,30x0,90x0,90)m, para águas pluviais, utilizando argamassa de cimento e areia no traço 1:4 em volume, sendo as paredes revestidas internamente com a mesma argamassa, com base de concreto simples (fck=11MPa), grelha de ferro fundido de 135Kg e Boca de Lobo de ferro fundido de 80Kg, exclusive escavação e reaterro.	un	CAIXA DE RALO	15,00				15,00	728,46	10.926,90	
SUBTOTAL										15,00		10.926,90	3,37
14	Pv. 0,40 a 0,70 m	DR.20.10.0050 A	Poco de visita de blocos de concreto de (20x20x40)cm, com paredes de 0,20m de espessura, medindo internamente (1,20x1,20x1,40)m, utilizando no preenchimento dos vazios dos blocos, concreto para camada preparatória, revestimento interno das paredes com argamassa de cimento e areia no traço 1:4 em volume, com a base de 0,15m e almofadas em concreto fck=15MPa; tampa de 0,15m de espessura em concreto fck=20MPa, degraus de ferro fundido para utilização em coletor de águas pluviais de 0,40m a 0,70m de diâmetro, exclusive a escavação e reaterro.	un	POÇO DE VISITA DE 0,40 A 0,70 m DE 1,50 ATÉ 3,00m DE PROF.	15,00			1,50	15,00	#####	17.040,00	
SUBTOTAL										15,00		17.040,00	5,25
15	Imprimação	BP.05.05.0400 A	Imprimação de base de pavimentação, conforme Caderno de Encargos - PCRJ.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	2,79	428,82	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	265,01	2,79	739,37	
					CAIXA DE RALO	15,00				20,25	2,79	56,50	
SUBTOTAL										15,00		241,06	
SUBTOTAL										525,36		1.465,75	0,45
16	Pintura de Ligação	BP.10.05.0400 A	Pintura de ligação.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	1,69	259,75	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	265,01	1,69	447,86	
					CAIXA DE RALO	15,00				20,25	1,69	34,22	
SUBTOTAL										15,00		146,02	
SUBTOTAL										525,36		887,96	0,27
17	CBUQ-10 cm	BP.10.05.0659 /	Revestimento de concreto betuminoso usinado a quente, com 10cm de espessura, executado em 2 camadas, sendo a inferior de ligação (Binder), com 6cm de espessura e a superior de rolamento, inclusive pintura de ligação entre as camadas, conforme Caderno de Encargos - PCRJ, exclusive transporte da usina para a pista.	m²	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	153,70	37,13	5.706,88	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	265,01	37,13	9.839,75	
					CAIXA DE RALO	15,00				20,25	37,13	751,88	
SUBTOTAL										15,00		3.208,03	
SUBTOTAL										525,36		19.506,54	6,02
18	Blocos Vazados	-		m²	Áreas de calçadas e o estacionamento		6.422,00			6.422,00	18,22	117.008,84	
SUBTOTAL										6.422,00		117.008,84	36,08
19	Lançamento de Concreto	ET.05.25.0403 A	Lançamento de concreto em peças sem armadura, inclusive a colocação, o adensamento e o acabamento, exclusive o transporte (TC 05.10.0050), considerando a produção normal.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	30,74	22,58	694,11	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	53,00	22,58	1.196,78	
					CAIXA DE RALO	15,00				4,05	22,58	91,45	
SUBTOTAL										15,00		390,18	
SUBTOTAL										105,07		2.372,52	0,73
20	Concreto 15	ET.60.05.0056 /	Concreto importado de usina dosado racionalmente para uma resistência característica a compressão de 15MPa.	m³	ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,40 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			153,70	0,94	30,74	229,89	7.066,82	
					ASSENTAMENTO DE TUBO DE 0,50 m ATÉ 1,50 m DE PROF.			220,84	1,13	53,00	229,89	12.184,54	
					CAIXA DE RALO	15,00				4,05	229,89	931,05	
SUBTOTAL										15,00		3.972,50	
SUBTOTAL										105,07		24.154,91	7,45
TOTAL GERAL (R\$)												324.265,63	100,00



REDE 1 - CONVENCIONAL						
Trechos	Montante	Jusante	Comprimento (m)	Vazão de Projeto (l/s)	Declividade (mm)	Diametro (mm)
DC-1	DC-2	DC-3	35,82	121,57	0,0300	400
DC-2	DC-3	DC-4	140,19	0,0300	400	400
DC-3	DC-4	DC-5	26,36	240,57	0,0100	500
DC-4	DC-5	DC-6	31,69	252,14	0,0100	500
DC-5	DC-6	DC-7	25,15	271,11	0,0150	500
DC-6	DC-7	DC-8	25,15	297,16	0,0150	500
DC-7	DC-8	DC-9	33,28	324,58	0,0100	500
DC-8	DC-9	DC-10	33,28	351,51	0,0100	500
DC-9	DC-10	DC-11	13,26	371,00	0,0300	500
DC-10	DC-11	DC-12	25,00	376,30	0,0200	500
DC-11	DC-12	DC-13	15,88	385,08	0,0150	500
DC-12	DC-13	DC-14	35,78	404,37	0,0150	500
DC-13	DC-14	DC-15	36,41	423,40	0,0150	500
DC-14	DC-15	PONTO IV	1,80	439,16	0,0300	500

REDE 2 - CONVENCIONAL						
Trechos	Montante	Jusante	Comprimento (m)	Vazão de Projeto (l/s)	Declividade (mm)	Diametro (mm)
DC-15	DC-16	DC-17	34,20	124,37	0,0100	400
DC-16	DC-17	DC-18	30,63	138,37	0,0200	400
DC-17	DC-18	DC-19	28,90	205,93	0,0250	400
DC-18	DC-19	PONTO III	29,82	224,53	0,0250	400
DC-19	PONTO III	PONTO IV	10,78	330,16	0,0450	400

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

DRHIMA - DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E MEIO AMBIENTE

PROJETO: ESTUDO COMPARATIVO DE DRENAGEM CONVENCIONAL E SUSTENTÁVEL PARA CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM AMBIENTES URBANOS

TÍTULO: PLANTA DE ARRANJO GERAL DA REDE DE DRENAGEM CONVENCIONAL

ALUNOS: FERNANDA SPITZ DIAS, PATRICIA TAINÁ DA SILVA CORREA ANTUNES

ORIENTADOR: PAULO REANATO BARBOSA

DATA: DEZEMBRO/2010

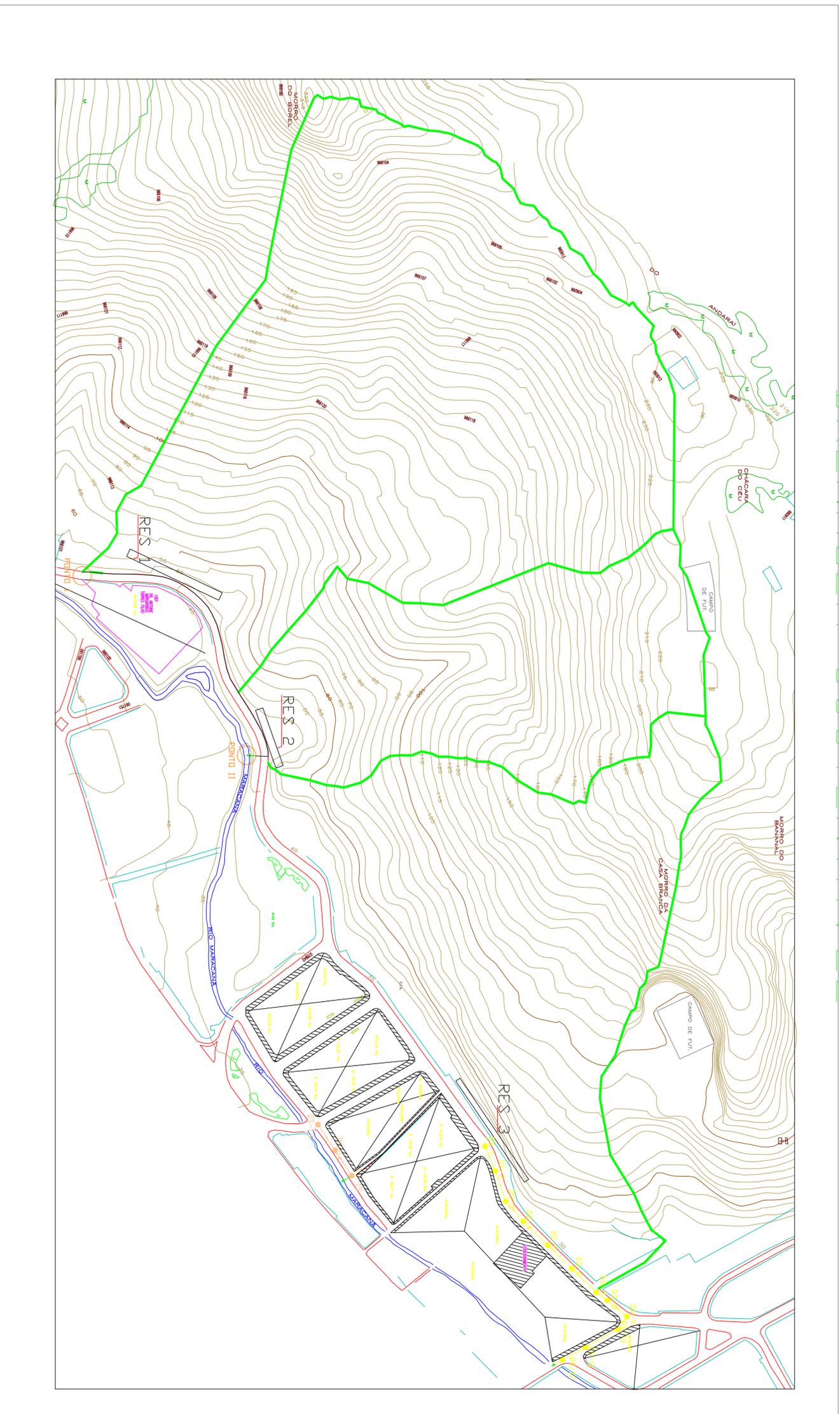
FOLHA Nº: 01/02

ESC.: 1/5000

ARQUIVO Nº: P1-DREN-CONV-01

REDE 1 - SUSTENTAVEL						
Trechos	Montante	Jusante	Comprimento (m)	Vazão de Projeto (l/s)	Declividade (m/m)	Dímetro (mm)
	DS-1	DS-2	26,36	216,23	0,0150	400
	DS-2	DS-3	31,69	226,04	0,0150	400
	DS-3	DS-4	26,15	242,99	0,0150	400
	DS-4	DS-5	26,15	267,20	0,0150	500
	DS-5	DS-6	33,28	272,89	0,0100	500
	DS-6	DS-7	33,28	292,44	0,0100	500
	DS-7	DS-8	13,26	310,13	0,0300	500
	DS-8	DS-9	25,00	314,76	0,0200	500
	DS-9	DS-10	15,88	322,40	0,0100	500
	DS-10	DS-11	35,78	339,99	0,0100	500
	DS-11	DS-12	36,41	356,35	0,0100	500
	DS-12	PONTO IV	1,80	370,20	0,0400	500

REDE 2 - SUSTENTAVEL						
Trechos	Montante	Jusante	Comprimento (m)	Vazão de Projeto (l/s)	Declividade (m/m)	Dímetro (mm)
	DS-13	DS-14	28,90	166,55	0,0250	400
	DS-14	DS-15	29,82	183,58	0,0250	400
	DS-15	PONTO III	10,78	294,81	0,0450	400



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

DRHIMA - DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E MEIO AMBIENTE

PROJETO: ESTUDO COMPARATIVO DE DRENAGEM CONVENCIONAL E SUSTENTAVEL PARA CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM AMBIENTES URBANOS

TÍTULO: PLANTA DE ARRANJO GERAL DA REDE DE DRENAGEM SUSTENTAVEL

ALUNAS: FERNANDA SPITZ DIAS ORIENTADOR: PAULO REANATO BARBOSA

PATRICIA TAINÁ DA SILVA CORREA ANTUNES ESC.: 1/5000

ANÁLISE DO PROJETO: DEZEMBRO/2010 DATA: 02/02 ARQUIVO Nº: P1-DREN-SUST-01