



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA



**DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PARA A ILHA  
DE BOM JESUS DA COLUNA**

**Carlos Alberto de Araujo Pimentel Junior  
Felipe Quintas Peres Martins de Andrade**

Orientador :  
Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

**Rio de Janeiro  
2014**

**Dimensionamento De Uma Rede De Drenagem Pluvial Para A Ilha De Bom  
Jesus da Coluna**

**CARLOS ALBERTO DE ARAUJO PIMENTEL JUNIOR  
FELIPE QUINTAS PERES MARTINS DE ANDRADE**

Trabalho de conclusão 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: 21 de Agosto de 2014

Examinado por:

---

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

---

Bruna Silva do Amaral Eng<sup>a</sup>. , UFRJ

---

Prof. Theophilo Benedicto Ottoni Filho, Ph. D., UFRJ

**Rio de Janeiro  
Agosto de 2014**

*Dedicamos este trabalho às nossas famílias, que estiveram ao nosso lado durante esta árdua jornada.*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, gostaríamos de agradecer às nossas famílias, que nos deram força, incentivo e estiveram sempre ao nosso lado em todos os momentos, tanto nos difíceis quanto nos mais divertidos. Agradecemos também aos nossos amigos, que ficaram, tantas vezes, até tarde na faculdade, estudando para as provas e ajudando ao próximo com dúvidas e ideias. Por último mas não menos importante, aos nossos professores, que nos passaram, com todo o prazer, seus conhecimentos e experiências profissionais.

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

## **DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PARA ILHA DE BOM JESUS DA COLUNA**

Carlos Alberto de Araujo Pimentel Junior  
Felipe Quintas Peres Martins de Andrade

Agosto de 2014

Orientador: Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

Curso: Engenharia Civil

O presente projeto tem como objetivo apresentar duas propostas de Sistema de Drenagem para a parcela da Ilha de Bom Jesus da Coluna que, segundo o plano diretor, servirá de moradia a militares.

Ambas as propostas tem como premissas as recomendações da Fundação Rio-Águas, concessionária que avalia e valida os projetos de drenagem dentro do município do Rio de Janeiro.

Palavras-chave: Sistema de Drenagem, Fundação Rio-Águas

Abstract of Course Conclusion Paper presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineering.

## **DIMENSIONING OF A PLUVIAL DRAINAGE SYSTEM FOR BOM JESUS DA COLUNA ISLAND**

Carlos Alberto de Araujo Pimentel Junior  
Felipe Quintas Peres Martins de Andrade

August / 2014

Advisor: Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa

Course: Civil Engineering

This Project aims to present two proposals of Drainage System for the portion of the “Bom Jesus da Coluna” island, that according to it’s master plan will serve as housing for military personnel.

Both proposals followed the recommendations of the “Rio-Águas foundation”, wich evaluates and validates the Drainage Projects within the limits of the city of Rio de Janeiro.

Keywords: Drainage System, Rio-Águas foundation

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Canal drenante escavado de Mohenjo – Daro.....	3
Figura 2 – Canal elevado de drenagem em Harappan.....	4
Figura 3 – Sistema de drenagem do palácio Knossos, 1500 a.c.....	4
Figura 4 – Cisterna Romana em Fermo, Itália.....	5
Figura 5 – Taxa de Urbanização.....	8
Figura 6 – Taxa de Urbanização da Região Sudeste.....	9
Figura 7 – Taxa de Urbanização/RJ.....	10
Figura 8 – Distribuição da População/RJ.....	10
Figura 9 – Distribuição da População/SP.....	11
Figura 10 – Ilha de Bom Jesus da Coluna.....	15
Figura 11 – Ilha do Fundão, Cidade Universitária.....	15
Figura 12 – Sarjeta Padrão.....	23
Figura 13 – Exemplo de Sarjeta.....	23
Figura 14 – Caixa de Ralo.....	24
Figura 15 – Caixa de Ralo.....	24
Figura 16 – Desenho Esquemático de uma Caixa Ralo.....	24

Figura 17 – Exemplo de Escada Hidráulica.....	25
Figura 18 – Exemplo de Escada Hidráulica.....	25
Figura 19 – Desenho Esquemático da Seção Transversal de uma Escada Hidráulica.....	27
Figura 20 – Desenho Esquemático da Seção Longitudinal de uma Escada Hidráulica.....	27
Figura 21 – Canaleta de drenagem.....	27
Figura 22 – Canaleta de drenagem do Parque Tecnológico da UFRJ .....	28
Figura 23 – Dissipador de Energia.....	28
Figura 24 – Dissipador de Energia.....	29
Figura 25 – Desenho Esquemático de um Dissipador de Energia com pedras de mão.....	29
Figura 26 – Desenho Esquemático de um Bueiro de Greide.....	30
Figura 27 – Caixa Coletora de um Bueiro de Greide.....	30
Figura 28 – Desenho Esquemático de um Poço de Visita.....	31
Figura 29 – Tubo de Concreto Circular.....	32
Figura 30 – Tubo de Concreto Retangular.....	32
Figura 31 – Desenho esquemático de assentamento para tubos circulares de concreto.....	33



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Intensidade de Urbanização/RJ.....	9
Tabela 2 – Coeficiente de Escoamento Superficial – “C” .....	17
Tabela 3 – Tempo de Concentração para áreas urbanizadas.....	18
Tabela 4 – Coeficiente $C_k$ .....	19
Tabela 5 – Tempo de Recorrência.....	20
Tabela 6 – Coeficientes de chuva IDF.....	21
Tabela 7 – Dimensões Recomendadas.....	26
Tabela 8 – Coeficiente de Rugosidade (Manning).....	34
Tabela 9 – Profundidade Mínima – Classe PA-2 – Veículo tipo 30KN.....	35
Tabela 10 – Profundidade Mínima – Classe PA-2 e PA-3 – Veículo tipo 45KN.....	35
Tabela 11 – Relação de Enchimento (Y/D).....	36

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Objetivos.....</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Metodologia.....</b>	<b>2</b>
<b>2. HISTÓRICO.....</b>	<b>3</b>
<b>3. CHEIAS URBANAS.....</b>	<b>8</b>
<b>3.1 Dados Populacionais.....</b>	<b>8</b>
<b>3.2 Histórico de Cheias.....</b>	<b>11</b>
<b>4. ÁREA DE PROJETO.....</b>	<b>14</b>
<b>4.1 Histórico.....</b>	<b>14</b>
<b>5. DEFINIÇÕES, CRITÉRIOS E COEFICIENTES DE PROJETO.....</b>	<b>16</b>
<b>5.1 Hidrológicos.....</b>	<b>16</b>
<b>5.1.1 Método Racional Modificado.....</b>	<b>16</b>
<b>5.1.2 Coeficiente de Escoamento Supeficial.....</b>	<b>16</b>
<b>5.1.3 Tempo de Concentração.....</b>	<b>17</b>
<b>5.1.4 Tempo de Recorrência.....</b>	<b>20</b>
<b>5.1.5 Intensidade de Chuva.....</b>	<b>21</b>

5.1.6 Duração de Chuva de Projeto.....	22
5.1.7 Distribuição Espacial da Chuva.....	22
5.2 Dispositivos de Drenagem.....	22
5.2.1 Sarjetas.....	22
5.2.2 Caixas de Ralo.....	23
5.2.3 Canaleta em Degrau.....	25
5.2.4 Estrutura Dissipadora de Energia.....	28
5.2.5 Bueiro de Greide.....	30
5.2.6 Poço de Visita.....	31
5.2.7 Galeria fechada.....	32
5.3 Faixa <i>Non Aedificandi</i> .....	36
6. CONCEPÇÃO.....	37
7.1 Proposta 1.....	37
7.2 Proposta 2.....	38
7. MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	40
8.1 Proposta 1.....	41
8.2 Proposta 2.....	42

<b>8. ORÇAMENTO.....</b>	<b>42</b>
<b>9. CONCLUSÃO.....</b>	<b>43</b>
<b>10.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>44</b>

**ANEXO I Planilhas de Custo e de Dimensionamento das Galerias e Canaletas.**

**ANEXO II Plantas das Redes de Drenagem e Perfis**

## 1. INTRODUÇÃO

A Drenagem representa, atualmente, um dos maiores desafios a serem enfrentados pela sociedade. Com a aceleração do processo histórico de mudança das principais atividades econômicas do Campo para a Cidade e o consequente aumento dos centros urbanos, fez-se necessário a adequação à nova realidade, já que as áreas de cobertura vegetal, drenantes, foram progressivamente sendo substituídas por coberturas urbanas impermeáveis.

Muitas vezes esse ajuste se deu de forma caótica, sem diálogo entre os entes envolvidos, públicos e privados, tendo o imediatismo dos resultados como balizador das ações e tomadas de decisão. As consequências desse padrão de comportamento foram inúmeras: o crescimento das cidades de forma desordenada, sem a ideal comunicação de atividades de suas zonas, a falta de controle desse avanço e a ausência de planejamento durante o processo.

Na ausência de um planejamento que se mostrasse efetivo, a realidade do sistema de drenagem atual do município do Rio de Janeiro se apresenta insuficiente, com problemas que vão desde sistemas subdimensionados à dispositivos entupidos e danificados. Os casos de cheias urbanas são muitos e suas repercussões são graves, econômicas, social e ambientalmente.

A ampliação dos danos relativos aos problemas de drenagem deve-se, entre outras causas, aos projetos concebidos e executados para resolvê-los. Ainda nos dias de hoje, é comum, entre projetistas, a ideia de que o melhor é conduzir a água gerada para longe o mais rápido possível, aumentando a capacidade condutora do sistema. No entanto, tem se observado que esta abordagem, além de ser financeiramente dispendiosa, apenas provoca a transferência do ponto de alagamento, exigindo futuramente mais projetos e obras ainda mais caros e complexos.

Visando a diminuição entre o desencontro do desenvolvimento de empreendimentos com a malha de drenagem existente na cidade e o atendimento do plano diretor da cidade, datado de 1992, e futuramente, projetos de redimensionamento, foi criada a Fundação Rio-Águas, que é o órgão técnico de referência no manejo de águas pluviais urbanas do município, tendo como

competências planejar, gerenciar e supervisionar ações preventivas e corretivas contra enchentes. Os projetos da cidade têm de ser submetidos à Fundação que possui um corpo técnico de engenheiros e arquitetos trabalhando na análise dos mesmos.

Tendo em vista essa necessidade de convergência de objetivos, este trabalho apresenta o dimensionamento de uma rede de drenagem pluvial para a parte de habitação militar da ilha de Bom Jesus, localizada na Ilha do Fundão no município do Rio de Janeiro, e que compreende uma área de aproximadamente 100.000 m<sup>2</sup>.

### **1.1 Objetivos**

O presente trabalho tem como objetivo fazer o dimensionamento do sistema de drenagem pluvial para a parte de habitação militar da ilha de Bom Jesus, localizada na Ilha do Fundão, e compreendendo uma área de aproximadamente 100.000 m<sup>2</sup>, tendo em vista o plano diretor da mesma, bem como a busca do atendimento das diretrizes estipuladas pela Fundação Rio-Águas.

### **1.2 Metodologia**

O dimensionamento realizado no presente trabalho teve como premissa o documento “INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA”, versão de Dezembro de 2010, concebido pela Fundação Rio-Águas.

## 2. HISTÓRICO

Relatos históricos de civilizações antigas sugerem que os sistemas de drenagem urbana foram construídos cuidadosamente, visando como objetivos, coletar águas pluviais, evitar inundações e transporte de resíduos. Devido às limitações de planejamento e projeto, os diversos sistemas da época, através de tentativa e erro, eventualmente acabaram atingindo seus objetivos. De acordo com Lewis Mumford (1961), os antigos sistemas de drenagem eram uma combinação não econômica de refinados dispositivos técnicos e planejamento social primitivo.

Segundo o arqueólogo Banerji, a civilização Hindu floresceu no Vale do Rio Hindu no início do terceiro milênio AC. Webster (1962) e Kirby et al. (1956) descreveram o avançado sistema de drenagem urbana que este povo construiu em suas principais cidades. As ruínas de duas cidades, Harappa e Mohenjo-Daro, que possibilitaram uma melhor visualização deste sistema, sugerem que ele foi construído de acordo com algum tipo de planejamento e coordenado com a disposição dos elementos da cidade.

Ligações conectando as residências a canais abertos, localizados no centro de suas ruas, foram construídos. Estes, por sua vez, eram escavados no solo ou construídos acima do mesmo. Apesar do exposto acima, o esgoto sanitário não era diretamente conectado ao sistema. Como um tratamento primário, o esgoto passava por um tipo de fossa-filtro da época e após esta etapa, era direcionado ao sistema de drenagem.



**Figura 1** – Canal elevado de drenagem em Harappan

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=sewage+mohenjo-daro&client=safari1276h=894>)



**Figura 2** – Canal drenante escavado de Mohenjo-Daro

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=sewage+mohenjo-daro&client=safari1276h=706>)

Mais adiante, segundo o historiador Will Durant, houve o desenvolvimento da civilização Minoica, na Ilha de Creta, a partir de cerca de 2800 aC a 1100 aC. As ruínas desta civilização revelaram elaborados sistemas de drenagem construídos com pedras, que serviam para transportar esgoto sanitário e o escoamento provenientes dos telhados e ruas. Este sistema desaguava em um canal a uma distância considerável da cidade e contava com as chuvas torrenciais, comuns na região, para a limpeza do mesmo.

As ruínas do palácio de Knossos indicaram que um sistema duplo de drenagem era utilizado, onde um canal era utilizado para esgoto sanitário e outro para águas pluviais.



**Figura 3** – Sistema de drenagem do Palácio de Knossos, 1500 aC

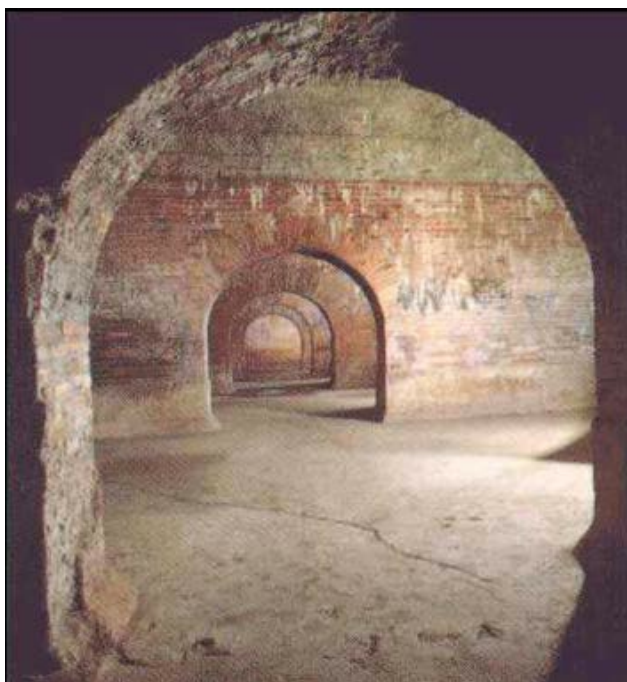
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=sewage+knossos-palace&client=safari1276h=648>)



Outras civilizações como os Egípcios, Gregos e Chineses, também utilizavam elaborados sistemas de drenagem. Embora não mencionados, suas perspectivas da drenagem urbana eram similares às exibidas anteriormente neste trabalho, ou seja, preocupação quanto à inundações e poluição, transporte de resíduos e recurso natural de vital importância.

Avançando um pouco mais, durante e logo após o término do Império Romano, foram introduzidos significantes avanços tecnológicos na drenagem urbana. Notavelmente, podemos destacar práticas de drenagem utilizando caminhos uniformes ao longo das ruas e consideráveis condutos subterrâneos interligados entre si, formando uma rede de drenagem. A construção de sistemas eficientes era motivada pela necessidade de drenar cidades baixas, remover o excesso de água trazida pelos aquedutos e drenar a cidade nos dias de fortes chuvas.

Com o passar dos tempos, os Romanos conseguiram elaborar e construir um sistema de drenagem cuidadosamente planejado para as vias de transporte, as quais eram projetadas com o intuito de direcionar o escoamento superficial para os canais drenantes. Além de utilizar este elaborado sistema, também era comum realizar a coleta de água da chuva, que era armazenada em grandiosas cisternas, para uso futuro.



**Figura 4** – Cisterna Romana em Fermo, Italia

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=cistern+fermo&client=safari1496h=6930>)

Após a queda do Império Romano, cidades europeias e asiáticas começaram a se retrair consideravelmente à medida que seus residentes migravam para longe dos centros urbanos. Esta movimentação resultou em um abandono, por exemplo, dos sistemas de drenagem locais, o que com o tempo, levou à sua deterioração. Durante este período, poucos avanços tecnológicos foram alcançados.

Na Europa Medieval, as práticas de drenagem urbana eram limitadas, pois a maioria das pessoas viviam nas proximidades de rios e outros corpos d'água, visto que a água não era mais comumente transportada por aquedutos como no passado. Escoamentos superficiais provenientes de fortes chuvas e resíduos industriais eram as principais descargas recebidas por estes corpos hídricos. O esgoto sanitário, como por exemplo, as fezes humanas, era coletado e utilizado como adubo em jardins, enquanto que outros tipos de dejetos eram coletados e entregues como alimento aos suínos.

Os sistemas de drenagem implantados na Europa nesta época eram simplesmente canais abertos, retrocedendo ao período anterior aos Romanos, que introduziram a prática de galerias subterrâneas. Estes canais se localizavam, geralmente, no centro das ruas, e serviam primariamente para coletar e transportar o escoamento superficial proveniente das precipitações locais. Porém, por se tratar de condutos abertos, ao ar livre, eram chamariz para outros tipos de descarga, como lixo de cozinha e outros resíduos sólidos. Para combater a situação degradante da região, estes canais foram cobertos, o que amenizou a situação local.

A drenagem urbana seguiu como uma prática acessória até meados do século XIX, quando as capitais europeias formavam grandes aglomerados urbanos. Porém, ao constatar-se na Itália que as águas de banhados e zonas alagadiças influenciavam na mortalidade local de pessoas e animais, foi necessário realizar mudanças na forma em que se fazia a drenagem da região. A partir deste momento, as fossas receptoras de esgoto cloacal foram aterradas ou cobertas e substituídas por canalizações enterradas, como na época do Império Romano, visando levar estas águas para o mais longe possível das cidades. Com a implantação destas medidas, nascia o conceito chamado de sanitarista-higienista. Nesta época, muitas cidades importantes no mundo utilizaram este sistema de redes subterrâneas unitárias de drenagem, ou seja, escoava águas pluviais juntamente com o esgoto sanitário.

O conceito higienista não demorou a chegar ao Brasil, fato confirmado pelas redes enterradas implantadas em 1864, no Rio de Janeiro. Nesta época, este conceito caminhava lado a lado com o domínio da hidráulica de condutos e canais, que permitia promover o saneamento junto com as reformas urbanísticas. No início do século XX, foi introduzido o sistema separador absoluto, conquista realizada pelo engenheiro Saturnino de Brito, formado pela UFRJ, que ficou estabelecido como regra para as cidades brasileiras.

O legado higienista chegou ao fim, nos países desenvolvidos, quando surgiram os questionamentos ecológicos sobre os conflitos ambientais entre as cidades e o ciclo hidrológico. Havia a necessidade de se pensar melhor sobre os impactos provenientes das ações antrópicas sobre o meio-ambiente. Nascia então o conceito ambiental aplicado à drenagem urbana. Obras de retenção e amortecimento de escoamentos, como pavimentos permeáveis, superfícies e valas de infiltração, reservatórios e lagos de detenção e a preservação dos arroios naturais passaram a fazer parte do vocabulário da drenagem urbana.

No Brasil, o conceito higienista ainda é predominante. A principal razão é que o conceito ambiental é muito mais difícil e caro de aplicar, pois exige ações integradas sobre grandes áreas, com conhecimento técnico multidisciplinar, ao contrario das ações higienistas que são voltadas a situações locais e concebidas unicamente por engenheiros civis. Além disto, embora ultrapassado, este conceito ainda exerce um atrativo muito grande devido a sua simplicidade.

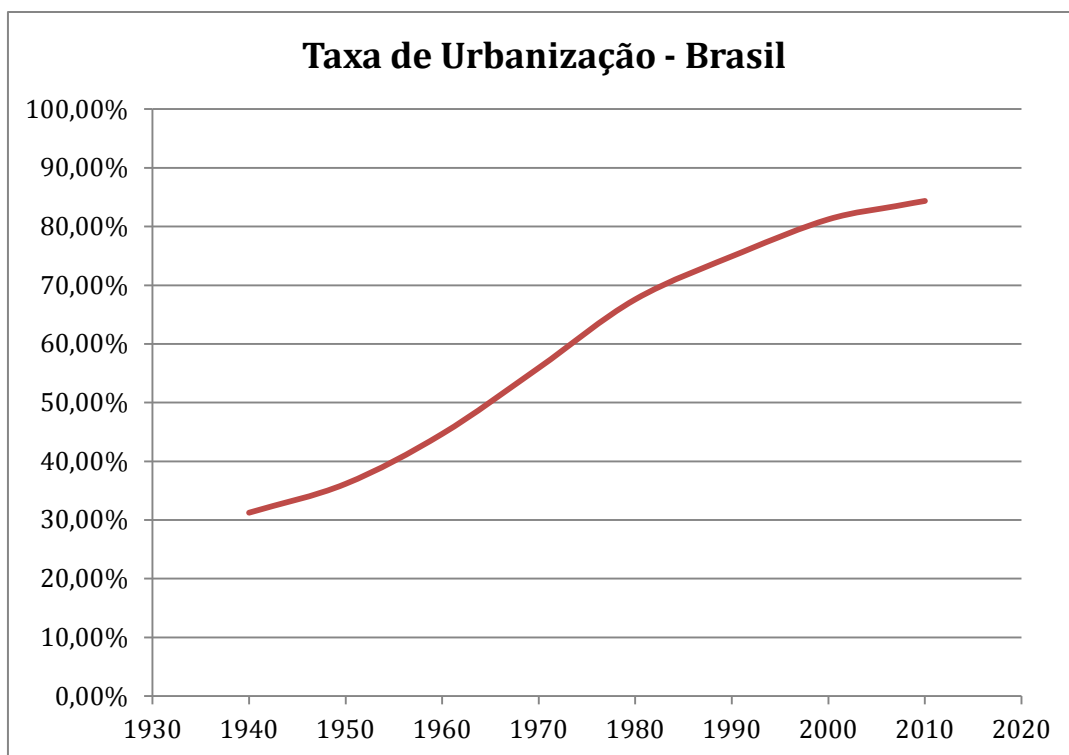
A história da drenagem urbana no Brasil, apesar de certas dificuldades, parece estar em uma transição entre a abordagem higienista e a ambiental. Muitas capitais como o Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Porto Alegre e Curitiba, estão promovendo ações no sentido de estabelecer planos diretores de drenagem urbana seguindo as ideias deste último conceito, o que faz com que o assunto deixe de ser um mero problema de engenharia civil.

### 3. CHEIAS URBANAS

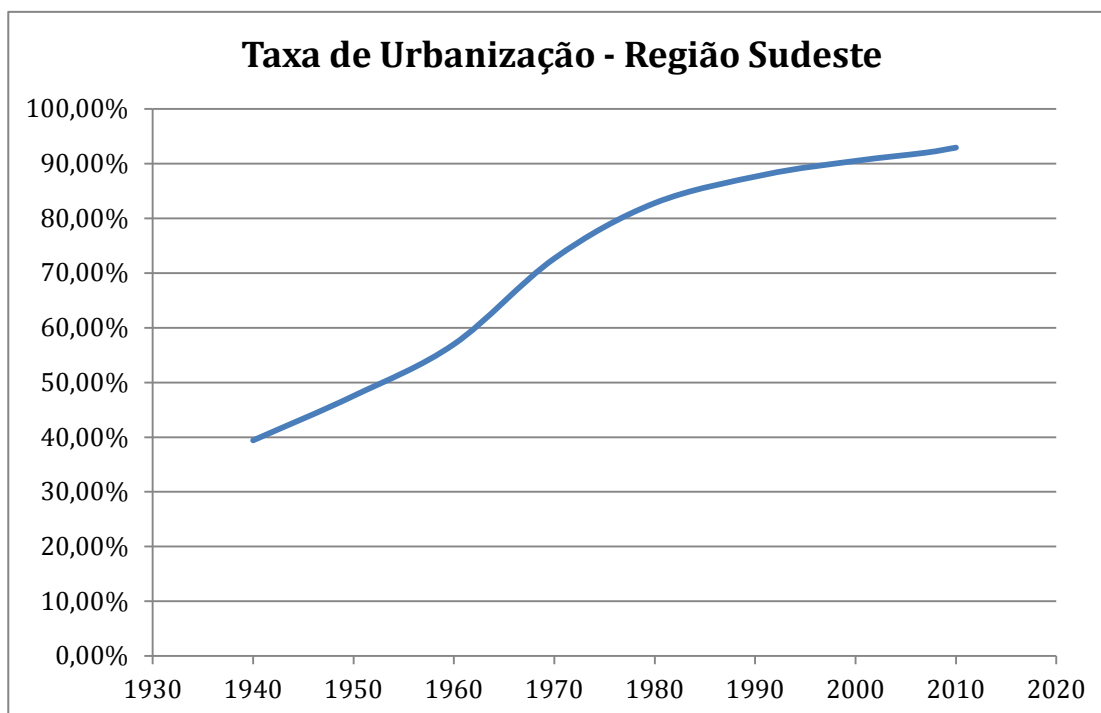
As cheias urbanas, cada vez mais frequentes, ocorrem quando o leito natural de um rio ou córrego recebe uma quantidade muito grande de água que provém da chuva e não tem a capacidade de suportá-la. Esse processo se intensifica através do aumento da urbanização, muitas vezes sem planejamento, e da consequente impermeabilização do solo.

#### 3.1 Dados populacionais

Ao longo do século XX houve uma intensificação da Urbanização no Brasil, em especial na Região Sudeste, como fica explicitado nos gráficos a seguir:



**Figura 5 – Taxa de urbanização no Brasil**  
(Fonte: [seriesestatisticas.ibge.gov.br](http://seriesestatisticas.ibge.gov.br))



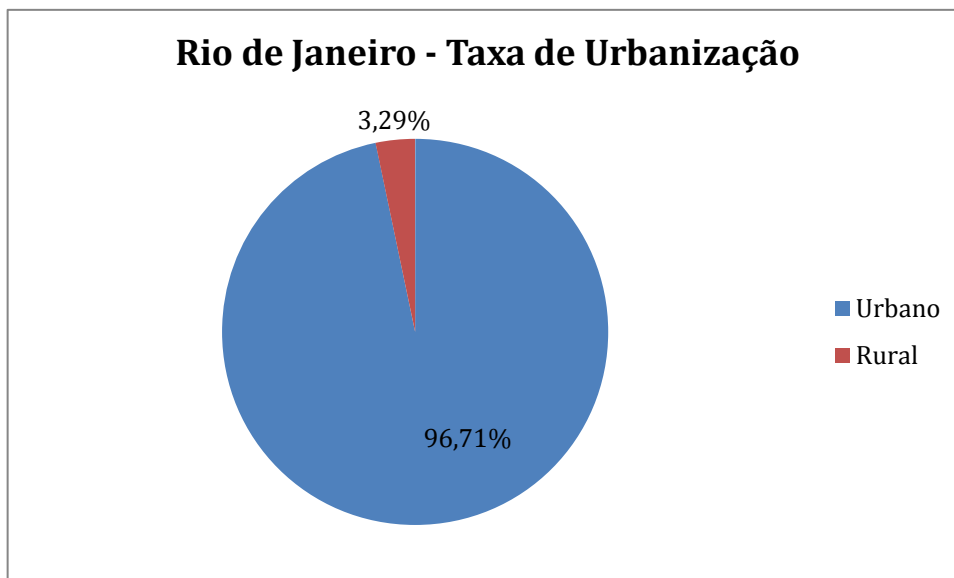
**Figura 6 – Taxa de urbanização da Região Sudeste do Brasil**  
(Fonte: [seriesestatisticas.ibge.gov.br](http://seriesestatisticas.ibge.gov.br))

Em meio a esse processo, o Estado do Rio de Janeiro é onde observa-se a maior intensidade de Urbanização.

**Tabela 1.** Intensidade de urbanização / RJ

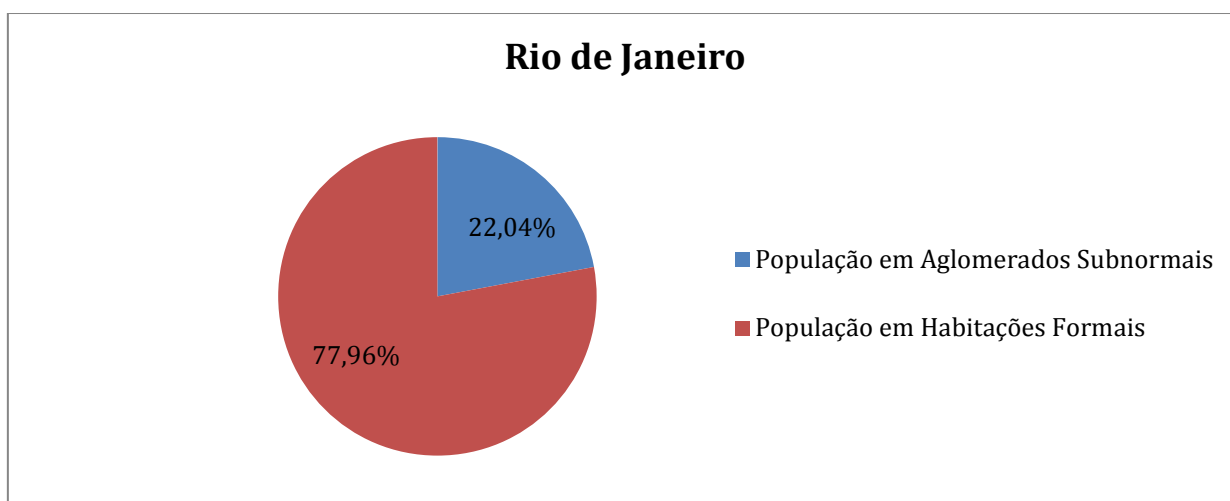
Colocação	ESTADO	Urbano	Rural
1	Rio de Janeiro	96,71%	3,29%
2	Distrito Federal	96,62%	3,38%
3	São Paulo	95,88%	4,12%
4	Goiás	90,29%	9,71%
5	Amapá	89,81%	10,19%
6	Mato Grosso do Sul	85,64%	14,36%
7	Paraná	85,31%	14,69%
8	Espirito Santo	85,29%	14,71%
9	Rio Grande do Sul	85,10%	14,90%
10	Santa Catarina	83,99%	16,01%
11	Minas Gerais	83,38%	16,62%
12	Mato Grosso	81,90%	18,10%
13	Pernambuco	80,15%	19,85%
14	Amazonas	79,17%	20,83%
15	Tocantins	78,81%	21,19%

**Nota.** Fonte: [www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)

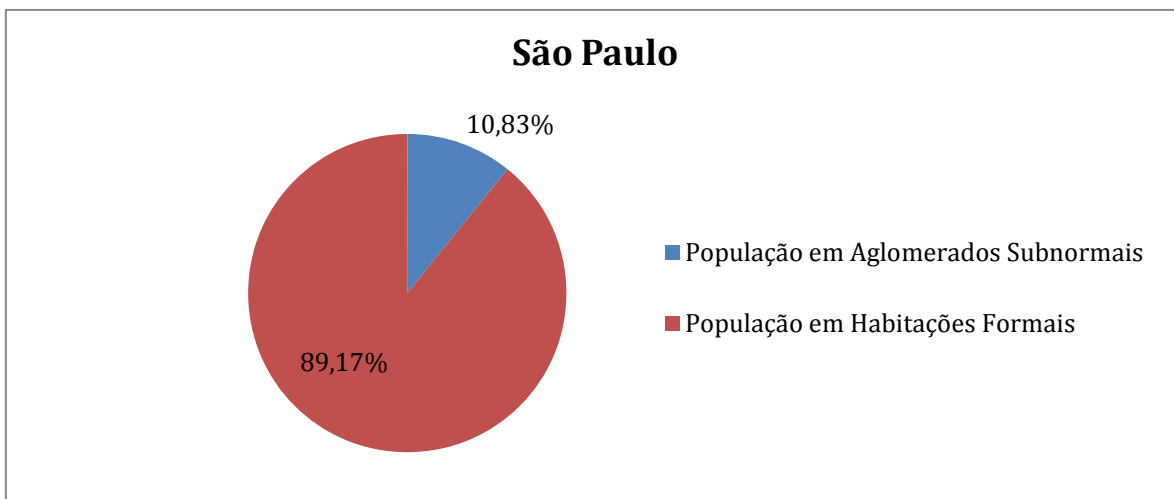


**Figura 7 – Taxa de urbanização / RJ**  
(Fonte: [ibge.gov.br](http://ibge.gov.br))

No caso específico da região metropolitana do Rio de Janeiro esse crescimento se deu de forma desordenada e sem planejamento. Até quando comparado com outras cidades de igual ou maior porte como São Paulo podemos observar a seguir.



**Figura 8 – Distribuição de população / RJ**  
(Fonte: [ibge.gov.br](http://ibge.gov.br))



**Figura 9 – Distribuição da população / SP**  
(Fonte: [ibge.gov.br](http://ibge.gov.br))

### **3.2. Histórico de cheias**

#### **1967 – Serra das Araras**

Uma tragédia de ordem natural que mudou a paisagem da Serra das Araras no Estado do Rio de Janeiro. O motivo dessa transformação deveu-se a tempestade do dia 23 de janeiro de 1967, às 23:30.

Desabamentos devastadores bloquearam rodovias por mais de 3 meses num trecho de 5 Km e deixaram oficialmente 300 mortos, mas acredita-se que esse número é muito maior, por volta de 1500.

#### **1988 – Estado do Rio de Janeiro**

Um temporal de apenas 30 minutos, em 18 de fevereiro de 1988, provocou enchentes em vias de bastante fluxo na Capital do Estado, como Avenida Brasil, e gerou, ainda, deslizamentos de encostas. Em todo o Estado, as chuvas causaram 300 mortes. Apenas em Petrópolis, foram 170 mortes em desabamentos e 600 desabrigados.

## **1996 – Estado do Rio de Janeiro**

O mês de fevereiro de 1996 ficou marcado por outra forte chuva que alagou todo o estado do Rio de Janeiro. O resultado desta tragédia foram 55 mortos na capital e 4 no interior, além de 2500 desabrigados.

## **2000 a 2009 - Estado do Rio de Janeiro**

Entre 22 e 24 de dezembro de 2001, apenas na cidade de Petrópolis, as chuvas provocaram 28 mortes. Além disso, a BR 040, estrada que a liga ao município do Rio, foi interditada. No Estado do Rio, foram contabilizadas 43 vítimas fatais.

Entre janeiro e fevereiro de 2002, faleceram 88 pessoas no Rio devido às enchentes. As cidades mais prejudicadas foram, Angra dos Reis, Teresópolis e Petrópolis, onde 52 pessoas morreram.

Em janeiro de 2007, foram contabilizadas 29 mortes no Rio de Janeiro por causa de fortes chuvas. A cidade de Nova Friburgo foi uma das mais atingidas. Doze municípios ficaram “ilhados”, sendo sete na região Serrana. Mais de 12 mil pessoas tiveram que abandonar suas casas para se proteger.

## **Morro do Bumba 2010 – Estado do Rio e janeiro**

Em abril, a partir da noite de segunda-feira (05), um forte temporal surpreendeu os que retornavam para casa após o trabalho. A chuva forte persistiu por toda a madrugada e persistiu por várias horas na terça-feira dia 06. O volume de precipitação foi, de acordo com os dados divulgados pela prefeitura, de 288 milímetros em menos de 24 horas. A forte chuva destruiu encostas no Rio e em municípios vizinhos, fazendo vítimas e deixando muitos desabrigados.

Uma semana depois, na cidade de Niterói, Região Metropolitana do Rio, a situação foi ainda mais grave, muitos bairros foram destruídos e o Morro do Bumba foi um dos lugares mais prejudicados. No local, o número de mortos foi superior a 40 e centenas de casas ficaram destruídas. Em Niterói, o número de vítimas fatais chegou a 166.



## **Região Serrana 2011**

O início de 2011 foi marcado por fortes chuvas que se abateram sobre a região Serrana do Estado do Rio de Janeiro. Uma chuva forte equivalente a todo mês de precipitação, mas que caiu num único dia, afetou milhares de moradores na noite de 11 de janeiro ocasionando 902 mortes e milhares de desabrigados ou desalojados, vítimas da chuva.

Em Nova Friburgo, 426 mortos. A cidade de Teresópolis, a segunda mais castigada, contabilizou 379 vítimas. O distrito de Itaipava, no município de Petrópolis, 71 mortos. Sumidouro o maior produtor de verduras e legumes do Rio, 21 mortos. São José do Vale do Rio Preto, quatro, e Bom Jardim, um morto.

## 4. ÁREA DO PROJETO

### 4.1 Histórico

Localizada na Ilha do Fundão e com aproximadamente 240.000 m<sup>2</sup>, a antiga Ilha da Caqueirada, conhecida hoje como Ilha do Bom Jesus da Coluna, é um paraíso pouco conhecido que nos lembra um Rio de Janeiro de tempos atrás. O atual nome da península faz menção à igreja local, construída no século XVIII que em 2008 transformou-se no 1º Santuário Militar do país. No final do século XVI, os Franciscanos marcaram suas presenças no local, o qual era utilizado para despejo de lixo até por volta de 1704, quando foi doado à Ordem Franciscana, período no qual o Convento dos Franciscanos foi construído.

Com a transferência da Corte Portuguesa para o Rio de Janeiro, D. João VI visitou a ilha por diversas vezes. Em 1822, o convento foi requisitado pelo Governo, o que levou à criação do Hospital dos Lázaros, que foi removido em 1833. Mais adiante, o local seria mais uma vez cedido ao Governo para servir de hospital de isolamento da cidade, devido à epidemia de febre amarela.

Em 1867 ocorreu a transformação do Convento dos Franciscanos em Asilo dos Inválidos da Pátria, cuja finalidade era a de acolher os militares da Marinha e do Exército que tivessem se tornados inválidos em decorrência dos combates travados durante a Campanha da Tríplice Aliança.

No início do século XVIII foi construída a Igreja do Bom Jesus da Coluna, que antecedeu o processo de urbanização da atual Ilha do Fundão. Em 1964, esta construção foi considerada patrimônio histórico nacional e foi tombada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN)

Com o passar dos anos, a deterioração começava a tomar conta do local. Em 2007, foi iniciado o processo de restauração da ilha como um todo, o qual teve a duração de um ano.

Atualmente, a ilha oferece visitas guiadas durante a semana para aqueles que desejam apreciar as belezas do local. Após o período de restauração, o governo obteve dos Militares uma certa área da ilha, a qual foi cedida a duas grandes empresas multinacionais, a General Electric e L'Óreal, que estão construindo

gigantescos centros de pesquisa. Diante destes recentes fatos, o Plano Diretor do local foi adaptado para incluir estes dois gigantes do mercado, realocando as novas vilas residenciais da Ilha, que servirão de moradia para os militares.



**Figura 10** – Ilha do Bom Jesus da Coluna

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=cistern+fermo&client=safari1496h=6930>)



**Figura 11** – Ilha do Fundão, Cidade Universitária

(Fonte: Acervo do Autor)

## 5. DEFINIÇÃO, CRITÉRIOS, PARÂMETROS E COEFICIENTES DE PROJETO

### 5.1 Hidrológicos

#### 5.1.1 Método Racional Modificado

Tendo como base que o tamanho da área a ser estudada é de 100.000 m<sup>2</sup>, ou 10 ha, será adotado o Método Racional Modificado na determinação das vazões de projeto.

Segundo o Manual de Instruções Técnicas da Rio-Águas, o cálculo da vazão pelo Método Racional Modificado com a inclusão do critério de Fantolli, é determinado pela seguinte equação:

$$Q = 0,00278 n i f A \quad (1)$$

$$f = m (i t)^{1/3} \quad (2)$$

$$m = 0,0725 C \quad (3)$$

Onde:

Q = deflúvio gerado em m<sup>3</sup>/s;

n = coeficiente de distribuição, adimensional;

i = intensidade de chuva em mm/h;

A = área da bacia de contribuição em hectares;

f = coeficiente de deflúvio (Fantolli), adimensional;

t = tempo de concentração em minutos;

C = coeficiente de escoamento superficial, adimensional.

#### 5.1.2 Coeficiente de escoamento superficial

O valor do coeficiente a ser utilizado para a bacia, no Método Racional, será calculado através da média ponderada dos coeficientes das áreas parciais, os quais se encontram na tabela abaixo.

**Tabela 2.** Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”

<b>Tipologia da área de drenagem</b>	<b>Coeficiente de escoamento superficial</b>
<b>Áreas Comerciais</b>	0,70 – 0,95
áreas centrais	0,70 – 0,95
áreas de bairros	0,50 – 0,70
<b>Áreas Residenciais</b>	
residenciais isoladas	0,35 – 0,50
unidades múltiplas, separadas	0,40 – 0,60
unidades múltiplas, conjugadas	0,60 – 0,75
áreas com lotes de 2.000 m <sup>2</sup> ou maiores	0,30 – 0,45
áreas suburbanas	0,25 – 0,40
áreas com prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
<b>Áreas Industriais</b>	
área com ocupação esparsa	0,50 – 0,80
área com ocupação densa	0,60 – 0,90
<b>Superfícies</b>	
asfalto	0,70 – 0,95
concreto	0,80 – 0,95
blocket	0,70 – 0,89
paralelepípedo	0,58 - 0,81
telhado	0,75 – 0,95
solo compactado	0,59 - 0,79
<b>Áreas sem melhoramentos ou naturais</b>	
solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 – 0,10
solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 – 0,15
solo arenoso, declividade alta > 7 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade média entre 2% e 7%	0,20 – 0,25
solo argiloso, declividade alta > 7 %	0,25 – 0,30
grama, em solo arenoso, declividade baixa < 2%	0,05 - 0,10
grama, em solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 - 0,15
grama, em solo arenoso, declividade alta > 7%	0,15 - 0,20
grama, em solo argiloso, declividade baixa < 2%	0,13 - 0,17
grama, em solo argiloso, declividade média 2% < S < 7%	0,18 - 0,22
grama, em solo argiloso, declividade alta > 7%	0,25 - 0,35
florestas com declividade <5%	0,25 – 0,30
florestas com declividade média entre 5% e 10%	0,30 - 0,35
florestas com declividade >10%	0,45 – 0,50
capoeira ou pasto com declividade <5%	0,25 – 0,30
capoeira ou pasto com declividade entre 5% e 10%	0,30 – 0,36
capoeira ou pasto com declividade > 10%	0,35 – 0,42

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

### 5.1.3 Tempo de concentração

De acordo com o Bureau of Reclamation of U.S.A, tempo de concentração ( $T_c$ ) é o tempo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial na seção de saída.

Segundo as Instruções Técnicas da Rio Águas, em projetos de microdrenagem em áreas urbanizadas ou em processo de urbanização, em que o divisor de águas se encontra a uma distância aproximada de 60 metros, será utilizado os valores da tabela abaixo.

**Tabela 3.** Tempo de Concentração para áreas urbanizadas

<b>Tipologia da área a montante</b>	<b>Declividade da sarjeta</b>	
	<b>&lt; 3%</b>	<b>&gt; 3%</b>
Áreas de construções densas	10 min.	7 min.
Áreas residenciais	12 min	10 min
Parques, jardins, campos	15 min	12 min

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

Para outros casos, o tempo de concentração ( $t_c$ ) será determinado somando-se os tempos de escoamento dentro da galeria ou canal e o tempo gasto pelas chuvas que caem nos pontos mais distantes da bacia até atingirem o ponto considerado, sempre atentando para o valor mínimo que deverá ser de 5 minutos.

$$t_C = t_P + t_E \quad (4)$$

$$t_E = t_1 + t_2 \quad (5)$$

onde:

$t_P$  = Tempo de escoamento dentro da galeria ou canal, calculado pelo Método Cinemático.

$t_E$  = Tempo gasto pela chuva para se deslocar do ponto mais distante em que pode cair até o ponto considerado.

$t_1$  = Tempo de escoamento no talvegue.

$t_2$  = Tempo de escoamento sobre o terreno natural.

Para a obtenção dos dois tempos de escoamento mencionados acima, utiliza-se as equações de George Ribeiro e Kirpich para  $t_1$  e Kerby para  $t_2$ , como exposto abaixo:

$$t_1 = 16 L_1 / (1,05 - 0,2 p) (100 S_1)^{0,04} \quad (\text{George Ribeiro}) \quad (6)$$

onde:

$t_1$  = Tempo de escoamento superficial em minutos;

$L_1$  = Comprimento do talvegue principal em km;

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

$S_1$  = Declividade média do talvegue principal em m/m.

$$t_1 = 0,39 ( L^2 / S )^{0,385} \quad (\text{Kirpich}) \quad (7)$$

onde:

$t_1$  = Tempo de escoamento superficial, em horas;

$L$  = Comprimento do talvegue, em Km;

$S$  = Declividade média do talvegue da bacia, em m/m

$$t_2 = 1,44 [ L_2 C_k ( 1 / (S_2)^{0,5} ) ]^{0,47} \quad (\text{Kerby}) \quad (8)$$

onde:

$t_2$  = tempo de escoamento sobre terreno natural, em min;

$L_2$  = Comprimento do percurso considerado, em Km;

$C_k$  = Coeficiente determinado pela tabela 3;

$S_2$  = Declividade média do terreno em m/m

**Tabela 4.** Coeficiente  $C_k$

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

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

Para o cálculo do tempo de concentração em canais, será utilizado o Método Cinemático, tendo como base o escoamento em regime permanente e uniforme. Para a determinação das velocidades, será utilizada a fórmula de Manning, onde deve-se adotar um valor de 0,5 para o raio hidráulico em canais retangulares, 0,61 para canais trapezoidais e  $\frac{1}{4}$  do diâmetro para seções circulares, conforme exposto abaixo:



$$t_p = 16,67 \times \sum (L_i / V_i) \quad (\text{Método Cinemático}) \quad (9)$$

onde:

$t_p$  = Tempo de percurso, em min;

$L_i$  = Comprimento do talvegue, em Km;

$V_i$  = Velocidade do trecho considerado, em m/s.

$$V = R_h^{2/3} S^{1/2} h^{-1} \quad (\text{Manning}) \quad (10)$$

onde:

$V$  = Velocidade, em m/s;

$R_h$  = Raio hidráulico, em m;

$S$  = Declividade do trecho, em m/m;

$h$  = Coeficiente de rugosidade.

#### 5.1.4 Tempo de recorrência

Entende-se por tempo de recorrência o intervalo de tempo esperado de ocorrência de um determinado evento, ou superior a ele, e é definido como o inverso da probabilidade de um evento ser igualado ou superado.

O valor a ser adotado para os cálculos do projeto deve seguir os valores da tabela mostrada abaixo.

**Tabela 5.** Tempo de Recorrência

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

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas



### 5.1.5 Intensidade da chuva

A intensidade da chuva será calculada através da equação de chuvas intensas (IDF), válidas para o município do Rio de Janeiro, conforme mostrado abaixo.

$$i = (a T_r^b) / (t + c)^d \quad (11)$$

onde:

$i$  = Intensidade pluviométrica em mm/h;

$T_r$  = tempo de recorrência em anos;

$T$  = tempo de duração da precipitação em minutos;

$a, b, c, d$  = valores dos coeficientes conforme apresentado na Tabela 5.

**Tabela 6.** Coeficientes de chuvas IDF

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

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

As áreas de influência das equações IDF do Município do Rio de Janeiro podem ser observadas no mapa 6, contido no Anexo I deste trabalho.

### 5.1.6 Duração da chuva de projeto

Para projetos de microdrenagem onde se utiliza o método racional modificado, o tempo de duração da chuva de projeto será igual ao valor do tempo de concentração.

### 5.1.7 Distribuição espacial da chuva

Para projetos de microdrenagem onde se utiliza o método racional modificado, temos para o coeficiente “n”, os possíveis valores abaixo em função da área de drenagem “A”.

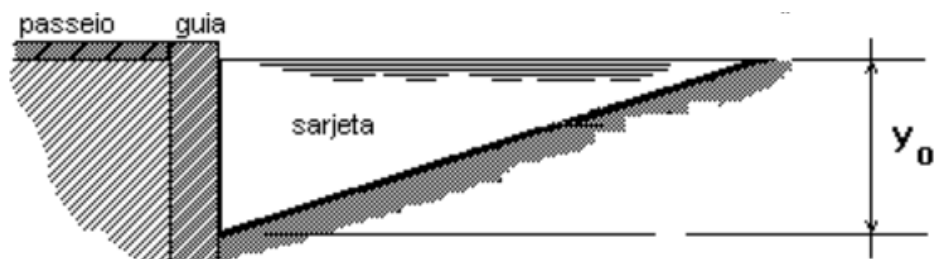
Para  $A \leq 1$  ha, utiliza-se  $n = 1$  (12)

Para  $A \geq 1$  ha, utiliza-se  $n = A^{-0,15}$  (13)

## 5.2 DISPOSITIVOS DE DRENAGEM

### 5.2.1 Sarjetas

As sarjetas são canais que possuem, aproximadamente, a forma triangular e servem para captar e conduzir longitudinalmente a água proveniente das precipitações locais, que incidem sobre a rua. Em geral, devem ser construídas em concreto devido às deformações significantes advindas do pavimento asfáltico, aumentando assim sua vida útil. Segundo a Rio Águas, será permitido o escoamento superficial desde que a faixa inundável das sarjetas não ultrapasse 0,80m nas vias principais e 1,00 nas vias secundárias. A velocidade máxima não deverá ultrapassar 3,0m/s.



**Figura 12 – Sarjeta padrão**

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=sarjeta+&client=safari1496h=5248>)



**Figura 13 – Exemplo de sarjeta**

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=rua+&client=safari1496h=4857>)

### 5.2.2 Caixas de ralo

São dispositivos com a finalidade de captar a vazão de água proveniente das sarjetas e direcioná-las às redes coletoras. Podem ser feitas de ferro fundido ou concreto, ficando a critério de projeto. De acordo com a Rio-Águas, a capacidade máxima de captação da grelha padrão da PCRJ é de 30 a 40 l/s, calculado pelo Método Racional, e não devem exceder uma distância de 70 metros entre si. Caso seja necessário, pode-se aumentar este valor construindo, em conjunto, uma boca de lobo ou múltiplas caixas lado a lado. Deve-se evitar o posicionamento em esquinas, para que o fluxo de água não atrapalhe a passagem de pedestres, recomendando-se a posição um pouco a montante de cada faixa.



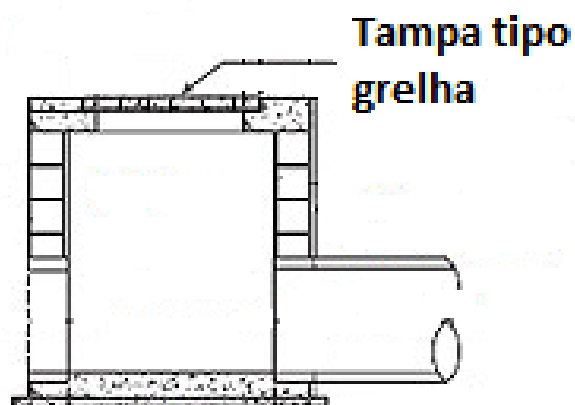
**Figura 14 – Caixa de ralo**

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=boa+%amp;lolo=safari1306h=4398>)



**Figura 15 – Caixa de ralo**

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=rua+%amp;relo=safari1576h=3887>)



**Figura 16 – Desenho esquemático de uma caixa ralo**

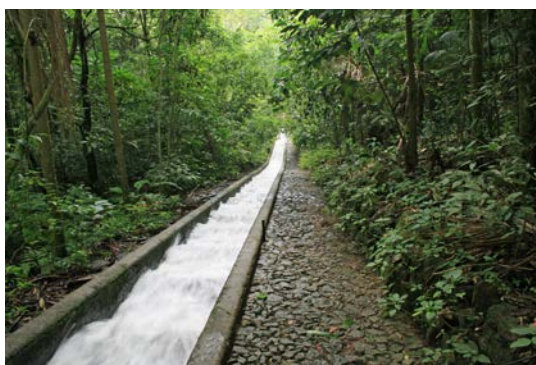
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=rua+%amp;relo=safari1576h=3887>)

### 5.2.3 Canaleta em degrau

As canaletas em degraus ou escadas hidráulicas são geralmente adotadas em caso de implantação de redes de drenagem em terrenos íngremes, especialmente em áreas de ocupação irregular. Sempre que possível, as canaletas deverão ter a base igual a altura, observando-se os detalhes estruturais constantes do Manual de Técnico de Encostas vol.II da Geo-Rio. Caso não seja possível tal condição, deverá ser adotado o seguinte critério:  $H \text{ mínima} = 1,43 \times Y_c$ , onde  $Y_c$  é a altura crítica da seção proposta.

Deverão ser previstas estruturas dissipadoras de energia nos casos de entrada em galeria ou mudanças bruscas de direção.

A declividade do patamar não deverá ser superior a 3%, devendo ser mantidas invariáveis as dimensões dos patamares e degraus em cada trecho, com exceção de regiões com relevo acentuado e não uniforme, onde o comprimento dos degraus deverá ser obtido em função da declividade do trecho considerado.



**Figura 17** – Exemplo de escada hidráulica

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=escada+&floresta=safari9978h=5278>)



**Figura 18** – Exemplo de escada hidráulica

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=escada+&conc=safari9964h=2215>)

O dimensionamento pode ser feito de duas formas. Através da fórmula empírica abaixo ou, para terrenos com considerável quantidade de sedimentos, a tabela subsequente.

$$Q = 2,07 B^{0,9} H^{1,6} \quad (14)$$

onde:

Q = Descarga de projeto a ser conduzida pela descida d'água, em m<sup>3</sup>/s;

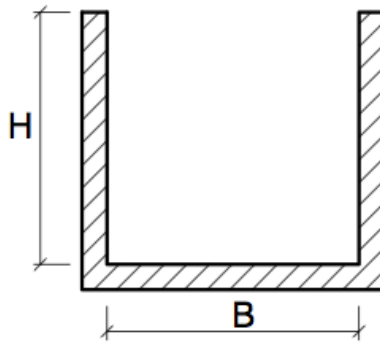
B = Largura da descida d'água, em m;

H = altura média das paredes laterais da descida, em m.

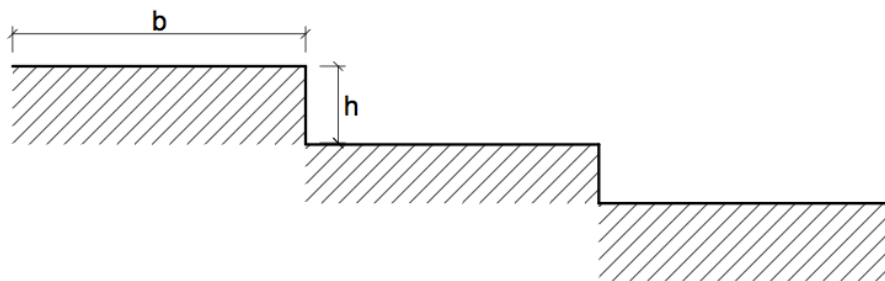
**Tabela 7.** Dimensões recomendadas

Vazão (l/s)	Base (m)	H (m)
50	0,30	0,30
80	0,30	0,30
100	0,40	0,40
150	0,40	0,40
200	0,50	0,50
250	0,50	0,50
300	0,50	0,50
350	0,60	0,60
400	0,60	0,60
450	0,60	0,60
500	0,60	0,60
550	0,70	0,70
600	0,70	0,70
650	0,70	0,70
700	0,70	0,70
750	0,70	0,70
800	0,80	0,80
850	0,80	0,80
900	0,80	0,80
1000	0,80	0,80
1100	0,90	0,90
1200	0,90	0,90
1300	0,90	0,90
1400	0,90	0,90

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas



**Figura 19** – Desenho esquemático da seção transversal de uma escada hidráulica  
(Fonte: Acervo do autor)



**Figura 20** – Desenho esquemático da seção longitudinal de uma escada hidráulica  
(Fonte: Acervo do autor)

A seguir, pode-se visualizar dois exemplos de canaletas de drenagem com tampa, que são mais utilizados em regiões urbanas.



**Figura 21** – Canaleta de drenagem  
(Fonte: Acervo do autor)





**Figura 22** – Canaleta de drenagem do Parque Tecnológico da UFRJ  
(Fonte: Acervo do autor)

#### **5.2.4 Estruturas dissipadoras de energia**

Dissipadores de energia são dispositivos que têm a função de reduzir a energia de fluxos d'água concentrados por outros dispositivos de drenagem, promovendo a redução de velocidade de escoamento, minimizando os efeitos erosivos da disposição final junto ao terreno natural. Em geral, são de concreto denteado ou arranjos de pedras de mão de aproximadamente 0,10 a 0,15m cada, assentadas sobre uma caixa escavada no terreno, revestidas em concreto, situada à frente e sob a extremidade de outro dispositivo de drenagem.



**Figura 23** – Dissipador de energia

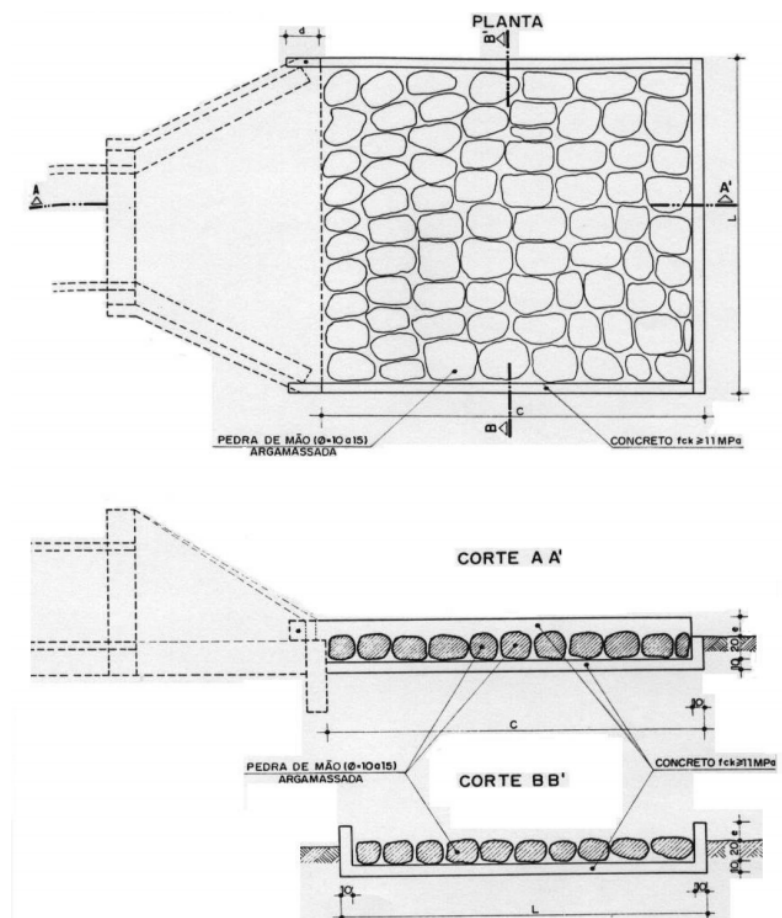
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=dissipador+&ener=safari644h=11268>)





**Figura 24 – Dissipador de energia**

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=dissipador+&ener=safari4323h=67855>)



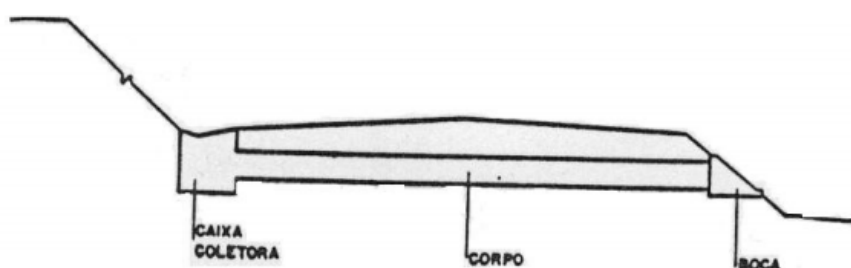
**Figura 25 – Desenho esquemático de um dissipador de energia com pedras de mão**

(Fonte: Dispositivos de Drenagem para Obras Rodoviárias - UFPR)

### 5.2.5 Bueiro de greide

Consiste numa linha de tubos de concreto, normalmente armado, apoiado num berço de concreto magro localizado próximo à superfície, com objetivo de propiciar adequadas condições de desague das águas coletadas por dispositivos de drenagem superficial cuja vazão admissível tenha sido atingida ou drenar pontos baixos. São localizados em seções mistas, passagens de corte para aterro, pontos mais baixos dos aterros e transposições de pistas quando necessário.

Geralmente, são implantados transversal ou longitudinalmente ao eixo da rodovia, com alturas de recobrimento atendendo à resistência de compressão estabelecida para as diversas classes de tubo pela NBR-9794 da ABNT. O dimensionamento poderá ser feito através da fórmula de Manning, sempre adotando 0,80 m como diâmetro mínimo.



**Figura 26** – Desenho esquemático de um bueiro de greide  
(Fonte: Dispositivos de Drenagem para Obras Rodoviárias - UFPR)

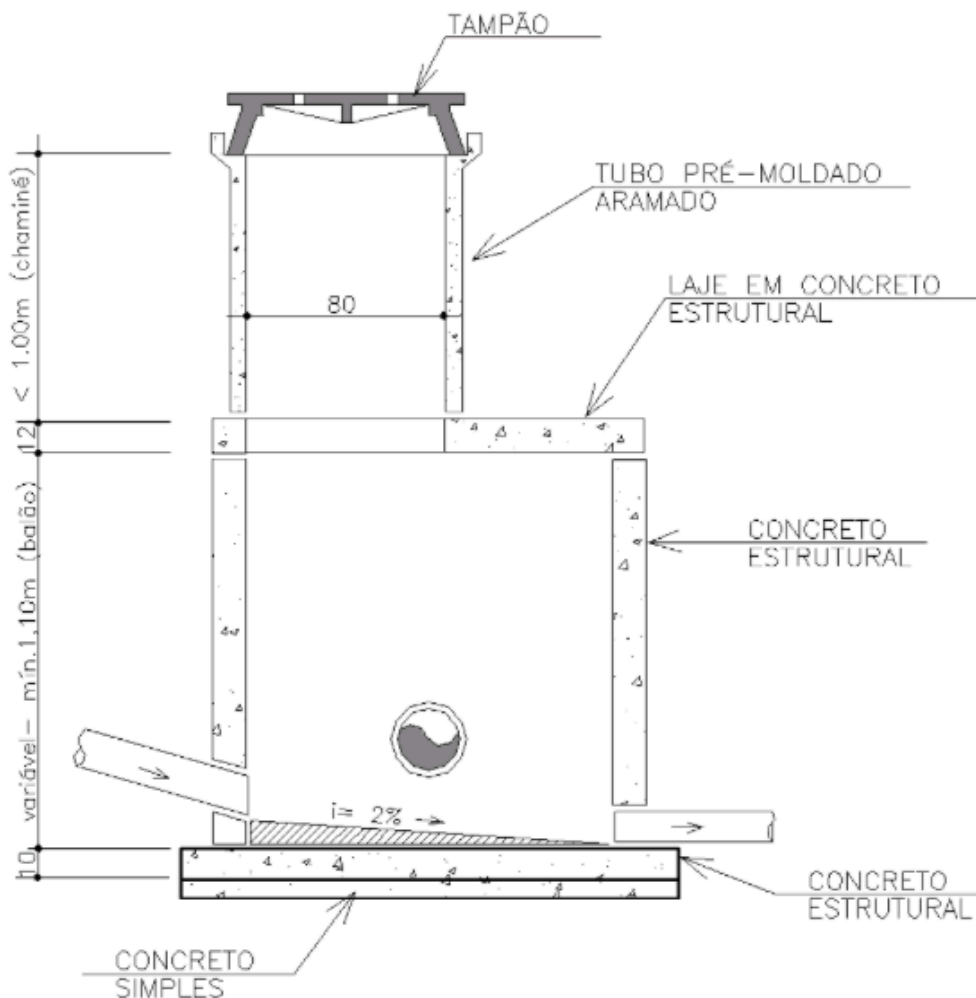


**Figura 27** – Bueiro de greide  
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=bueiror+&grr=safari4f33h=43119>)

### 5.2.6 Poço de visita

São dispositivos visitáveis que permitem a inspeção e limpeza das galerias. Quando dotados de queda para controlar a declividade do sistema, também podem ser denominados de poços de queda.

Segundo as instruções da Rio-Águas, devem ser executados sempre que existam mudanças de direção, nos pontos de confluência de tubulações importantes, ou em trechos longos sem inspeção. O espaçamento máximo entre os poços de visita (PV) deve estar compreendido entre 30 e 40 metros independentemente do diâmetro da tubulação, e os que possuem uma altura superior a 3,0 metros deverão ser construídos em concreto armado.



**Figura 28** – Desenho esquemático de um poço de visita

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=bueiror+%26poco=safari4411h=45547>)

### 5.2.7 Galeria fechada

São dispositivos destinados a transportar as águas pluviais de um ponto inicial até um local de desague determinado. Este escoamento deverá ocorrer de forma gravitacional, não sendo aceito pela Rio-Águas, em hipótese alguma, galerias pressurizadas em qualquer ponto do sistema.

Estes condutos, geralmente, são feitos de concreto armado ou PVC, com forma circular ou retangular, sendo o de concreto o que possui maior resistência à esforços, o que o torna a melhor escolha para sistemas mais profundos.



**Figura 29** – Tubo de concreto circular

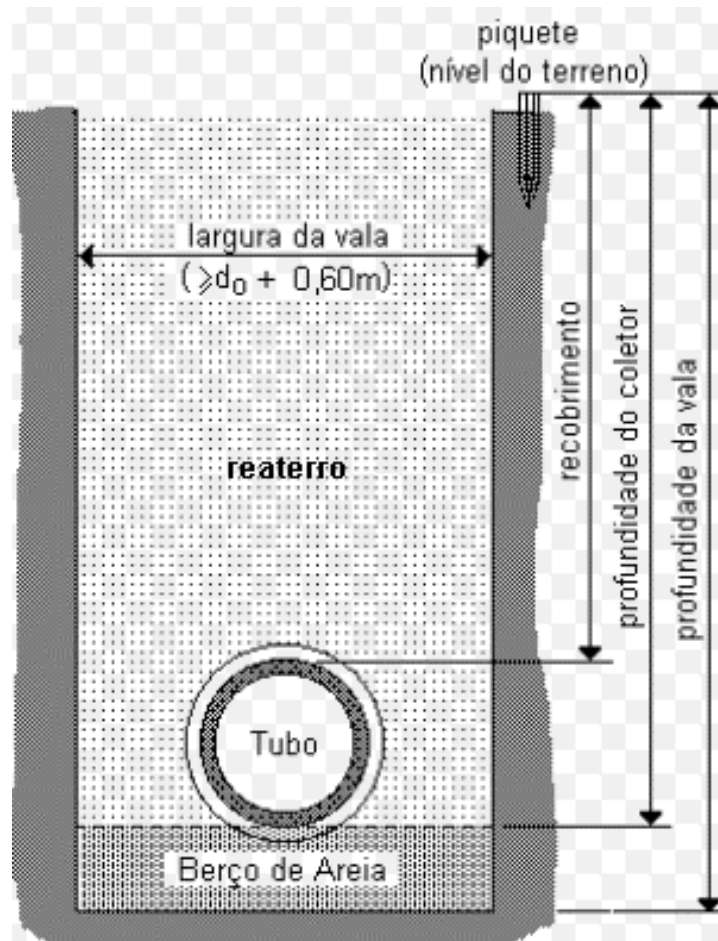
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=tubo+&con=safar4431h=6959>)



**Figura 30** – tubo de concreto retangular

(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=tubo+&conc=safari3452h=7948>)

Para efeitos construtivos, o menor diâmetro comercial de uma tubulação em concreto armado é de 0,40m, e sua forma de assentamento está representada abaixo.



**Figura 31** – Desenho esquemático de assentamento para tubos circulares de concreto  
(Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=tub+&assconc=safari3652=87845>)

Para efeitos de projeto, todas as galerias são dimensionadas utilizando-se a fórmula de Manning, com velocidades máxima e mínima de 5,0m/s e 0,8m/s respectivamente.

Para a obtenção do coeficiente de Manning, utiliza-se a tabela abaixo. Em caso de seções compostas, o coeficiente de rugosidade equivalente deverá ser calculado pela fórmula a seguir:

$$\eta_e = \frac{(\sum P_i \eta_i^{3/2})^{2/3}}{(\sum P_i)^{2/3}} \quad (15)$$

onde:

$\eta_e$  = coeficiente de rugosidade equivalente;

$P_i$  = perímetro molhado cujo coeficiente de Manning é  $\eta_i$ ;

$\eta_i$  = coeficiente de Manning cujo perímetro é  $P_i$ .

**Tabela 8.** Coeficiente de rugosidade (Manning)

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

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

Para este dispositivo, é necessário obedecer o critério da profundidade mínima admissível para a geratriz inferior do tubo, a qual pode ser obtida da seguinte forma:

$$h = \phi + \frac{\phi}{2} + 0,40 \quad (16)$$

onde:

$h$  = profundidade mínima admissível para a geratriz inferior do tubo (m)

$\phi$  = diâmetro da tubulação (m)

Caso não seja possível atender a esta condição, deve-se considerar a utilização dos tubos de classe PA-2 e PA-3, conforme tabela abaixo:

**Tabela 9.** Profundidade mínima – classe PA-2 – veículo tipo de 30 KN

$\phi$ (m)	<b>Profundidade tubos classe PA2 (m)</b>
0,30	0,710
0,40	0,810
0,50	0,920
0,60	1,040
0,70	1,160
0,80	1,280
0,90	1,400
1,00	1,520
1,20	1,760
1,50	2,120
1,75	2,480
2,00	2,720

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

**Tabela 10.** Profundidade mínima – classe PA-2 e PA-3 – veículo tipo de 45 KN

$\phi$ (m)	<b>Profundidade tubos classe PA2 (m)</b>	<b>Profundidade tubos classe PA3 (m)</b>
0,30	-	0,710
0,40	-	0,810
0,50	0,920	-
0,60	1,040	-
0,70	1,160	-
0,80	1,280	-
0,90	1,400	-
1,00	1,520	-
1,20	1,760	-
1,50	2,120	-
1,75	2,480	-
2,00	2,720	-

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

Assim como no caso da profundidade, as galerias em condutos livres devem obedecer a relação de enchimento (Y/D), onde Y representa a altura de água na tubulação e D o diâmetro.

**Tabela 11. Relação de enchimento (Y/D)**

<b><i>Tipo de conduto</i></b>	<b><i>Relação de enchimento</i></b>
Galerias e ramais circulares	$Y/D \leq 0,85$
Galerias retangulares fechadas	$Y/D \leq 0,90$
Canaletas retangulares abertas	$Y/D \leq 0,80$
Canaletas circulares abertas (meia calha)	$Y/D \leq 0,30$

**Nota.** Fonte: Manual de Instruções Técnicas Rio-Águas

### **5.3 Faixa *Non Aedificandi***

As faixas *Non Aedificandi* são áreas em que é proibido qualquer tipo de construção. No caso da drenagem urbana, estas servem para reservar locais de acesso para que sejam feitas as devidas manutenções dos dispositivos. De acordo com a fundação Rio-Águas, a demarcação de Faixa *Non Aedificandi* (FNA) para cursos d'água e galerias de águas pluviais observa as seguintes legislações vigentes:

- Decreto Estadual nº. 42.356 de 16/03/10 - Dispõe sobre o Tratamento e a Demarcação das Faixas Marginais De Proteção nos Processos De Licenciamento Ambiental e de Emissões de Autorizações Ambientais no Estado do Rio De Janeiro e dá outras providências;
- Decreto Estadual nº. 42.484 de 28/05/10 - Disciplina a Transferência do Procedimento de Demarcação da Faixa Marginal de Proteção de lagos, lagoas, lagunas e cursos d'água estaduais aos municípios e dá outras providências;
- Termo de Convênio nº. 05 de 30/06/10 entre o INEA e o Município do Rio de Janeiro.

Para o caso em que houver canaletas superficiais que não conduzam curso d'água, que veiculem vazões inferiores a 400 litros por segundo e que possuam altura de seção inferior a 0,60m, fica definida uma faixa *non aedificandi* de 0,50m, a partir do bordo da canaleta e para ambos os lados.



## **6. Concepção**

O presente projeto foi elaborado tendo como premissas a planta do plano diretor da Ilha do Bom Jesus, fornecido pelo Parque Tecnológico da UFRJ, e a NORMA DE INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA, disponibilizada pela fundação Rio-Águas. Tal plano consiste de um estudo preliminar básico da futura urbanização da Ilha, que ocorrerá devido à chegada de empresas multinacionais como Ambev, General Electric (GE) e L`Oreal.

Para o estudo em questão foi selecionada a área onde será construída as futuras habitações para militares, situada a direita das empresas citadas.

Devido à característica acidentada do terreno, este estudo apresenta duas propostas. A primeira foi concebida utilizando-se a solução convencional de drenagem, com galerias enterradas, solução geralmente adotada no município. Já a segunda aproveita-se do relevo da região, composto por morros e proximidade da estrada projetada com o mar.

### **6.1 Proposta 1**

Esta proposta apresenta uma combinação de canaletas em degraus, responsáveis pela drenagem de áreas majoritariamente compostas de floresta e pasto, e galerias enterradas responsáveis pela drenagem das vias pavimentadas e de algumas residências. Para a construção deste sistema, foi considerado necessária a realização de serviços de terraplenagem em torno dos PV-A6, PV-A15, PV-A17 e PV-B3, com o objetivo de se atingir a cota mínima de desague nos pontos escolhidos durante a maré máxima local de 0,60 m.

O sistema de canaletas foi dividido em trechos considerando como limites alguns divisores de água. Estes, por sua vez, são ligados aos PV's mais baixos, pertinentes ao trecho.

A drenagem das vias é feita através da coleta das águas conduzidas pela sarjeta, captadas pelas bocas de lobo e ligadas ao respectivo PV da galeria enterrada. As águas chegam à sarjeta a partir do centro das vias, que possuem largura de 7,0 metros e declividade transversal de 2%.

Foram previstos dois pontos de deságue para o projeto. O primeiro, responsável pela parcela A do sistema, localizado a jusante do PV-A21, encontra-se a uma altura de 0,604 metros em relação ao nível do mar. Porém, por estar em uma área de praia e relativamente distante da água, foi previsto o deságue por meio de uma bacia de dissipação, objetivando evitar a erosão local. O segundo, responsável pela parcela B do sistema, localizado a jusante do PV-B7, encontra-se a uma altura de 0,824 metros em relação ao nível do mar. Neste caso, por estar próximo a água e em uma área composta por rochas sobrepostas, o deságue foi projetado rente ao talude da rua, pois não representa risco de erosão local.

A descrição acima pode ser mais bem compreendida com a leitura da planta 1, da planta 3, e do desenho esquemático 4, que se encontram no ANEXO I.

## **6.2 Proposta 2**

Da mesma forma que a proposta 1, esta conta com um sistema de canaletas em degraus responsáveis pela drenagem de áreas majoritariamente compostas de floresta e pasto no contorno da região de estudo. Diferentemente daquela, para a área de vias pavimentadas e habitações, foram projetadas, também, canaletas em degraus, situadas no centro das ruas.

A drenagem das vias com habitações é feita através da coleta das águas conduzidas pela própria rua, que possui declive voltado para seu centro, e captadas pela canaleta. Esta, por sua vez, conduz as águas para o respectivo ponto de deságue. Apesar das vias apresentarem largura de 7,0 metros e uma declividade transversal de 2% como na proposta 1, esta última está voltada para o centro e não para as laterais da via.

O sistema de canaletas do entorno da área de estudo, foi dividido em trechos considerando como limites alguns divisores de água e tem seu deságue nos pontos baixos de cada trecho.

A via de contorno da região, é drenada a partir das águas conduzidas pelas sarjetas e captadas pelas bocas de lobo, as quais tem seu deságue imediato.

Esta solução possui maior quantidade de pontos de deságue. Alguns provenientes de cada boca de lobo e outros, da canaleta situada em torno da região. O primeiro tipo, por possuir uma área de contribuição menor e conseqüentemente

uma vazão não muito elevada, dar-se-á ao lado da via em direção ao mar. O segundo tipo contará com estruturas de bueiro de greide cujo objetivo é transpor a via de contorno. Por possuir vazões mais elevadas, foi previsto estruturas de dissipação nos pontos em que o deságue ocorre longe da água.

A descrição acima pode ser mais bem compreendida com a leitura da planta 2 e do desenho esquemático 4 e 5, que se encontram no ANEXO I.

## 7. Memória de cálculo

O dimensionamento de todos os dispositivos de drenagem foi feito com base nas INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORACAO DE ESTUDOS HIDROLOGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA disponibilizadas pela fundação Rio-Águas.

Foi utilizado:

- Fórmula da intensidade de chuva relativo ao pluviômetro de Benfica como visto na tabela 6.

- Coeficiente de escoamento superficial (C):

0,35 para regiões de pasto;

0,45 para regiões de floresta;

0,70 para regiões pavimentadas e habitacionais.

Os dados acima podem ser verificados na tabela 2.

Para as áreas compostas por dois ou mais tipologias de terreno, foi feito uma média ponderada dos coeficientes.

- Tempo de Recorrência (TR) = 10 anos, como visto na tabela 5.

- Tempo de Concentração (Tc) = 10 min, como recomendado pela fundação Rio-Águas.

- Tubos de concreto PA-1 e PA-2:

Coeficiente de Manning ( $\eta$ ) = 0,013, como visto na tabela 8.

Profundidade mínima para tubos PA-1:

$$h = \phi + \frac{\phi}{2} + 0,40$$

Profundidade mínima para PA-2: Tabela 9.

- Dimensões B x H para canaletas em degraus, como visto na tabela 7.

### **7.1 Proposta 1**

- Galerias enterradas: Planilha 1, ANEXO II;

- Canaletas em degraus: Planilha 2, ANEXO II.

### **7.2 Proposta 2**

- Canaletas em degraus referente à via do entorno: Planilha 3, ANEXO II;

- Canaleta em degraus referente às vias com habitações: Planilha 4, ANEXO II.

## 8. Orçamento

Com base nas tabelas de custos unitários SCO e SICRO, foi obtida a planilha de orçamento preliminar de material para as duas propostas apresentadas, como mostrado na Planilha 5 do ANEXO II.

Na proposta 1 constam as tubulações enterradas, sempre em diâmetros comerciais e medidas em metros. O conjunto caixa-ralo e os poços de visita foram contabilizados por unidade e as canaletas em degraus, bem como as estruturas de dissipação e deságue, foram medidas em volume de concreto.

Para esta proposta, não foram orçados os serviços de terraplenagem necessários para a sua validação hidráulica. No item escavação, não foram medidos os gastos referentes ao escoramento necessário para se realizar o sistema como um todo.

Já na proposta 2, as canaletas em degraus, estruturas de dissipação e deságue foram orçadas da mesma forma, por volume de concreto. As tampas de das canaletas das vias habitadas foram medidas também por volume de concreto, sendo este mais resistente que os utilizados nos outros dispositivos.

Para as duas propostas, não foram medidos os custos referentes à mão de obra.

Como é possível observar, a primeira opção, mesmo sem a contabilização de serviços necessários de terraplenagem, ficou consideravelmente mais cara que a segunda, tornando-o inviável. Enquanto a utilização da proposta 2 é recomendável do ponto de vista financeiro.

## 9. Análise final e conclusão

A precariedade de habitação e a forma desordenada que o crescimento das cidades brasileiras se dá representam a principal causa para as cheias que assolam, ano a ano, o nosso país. Na cidade do Rio de Janeiro, esse fenômeno se intensifica, já que o número de Aglomerados Subnormais são maiores que em outras cidades de porte semelhante.

Tal situação comprova a necessidade de planejamento no âmbito da Drenagem Urbana. E tendo em vista essa necessidade, o presente projeto ofereceu um estudo comparativo de dois tipos de projeto para a área de habitação militar, de aproximadamente 100.000 m<sup>2</sup>, da ilha de Bom Jesus da Coluna.

Especificamente, o projeto forneceu duas propostas de drenagem. Ambas as propostas seguem as recomendações da Fundação Rio-Águas. A primeira é mais comumente utilizada no município do Rio de Janeiro, se valendo de galerias enterradas em combinação com canaletas em degraus. A segunda utiliza-se da topografia do terreno e drena a área de forma majoritariamente superficial, sem galerias enterradas.

Após a realização de um orçamento preliminar, onde foram medidos os custos de materiais e de escavação de forma preliminar, foi constatado que a Proposta 2, utilizando-se do relevo da região, mostrou-se mais consciente financeiramente em comparação a proposta 1, que conta com custos maiores de material, principalmente os referentes às tubulações enterradas e os referentes aos serviços de Escavação.

Dessa forma, o uso da segunda proposta é recomendado pela sua ampla utilização do relevo da região, proporcionando uma drenagem majoritariamente superficial, tornando-se vantajosa, também, no aspecto construtivo, com escavações e escoramentos mais amenos comparativamente.

## 10. Referências bibliográficas

Catálogo de Itens SCO – RIO – <[www2.rio.rj.gov.br/sco](http://www2.rio.rj.gov.br/sco)> Disponível em: março/2014

Catálogo SICRO – <[dnit.gov.br/servicos/sicro](http://dnit.gov.br/servicos/sicro)> Disponível em março/2014

IBGE – <[ibge.gov.br](http://ibge.gov.br)> Disponível em: fevereiro/2014

Séries Históricas do IBGE – <[seriesestatisticas.ibge.gov.br](http://seriesestatisticas.ibge.gov.br)>

Disponível em: maio/2014

“INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA” – Fundação Rio-Águas – <[rio.rj.gov.br](http://rio.rj.gov.br)> Disponível em: outubro/2013

Figuras – <[www.google.com](http://www.google.com)> Disponível em: outubro/2013 a agosto/2014

História da Drenagem – <[www.drb-assessoria.com.br](http://www.drb-assessoria.com.br)> Disponível em: março/2014

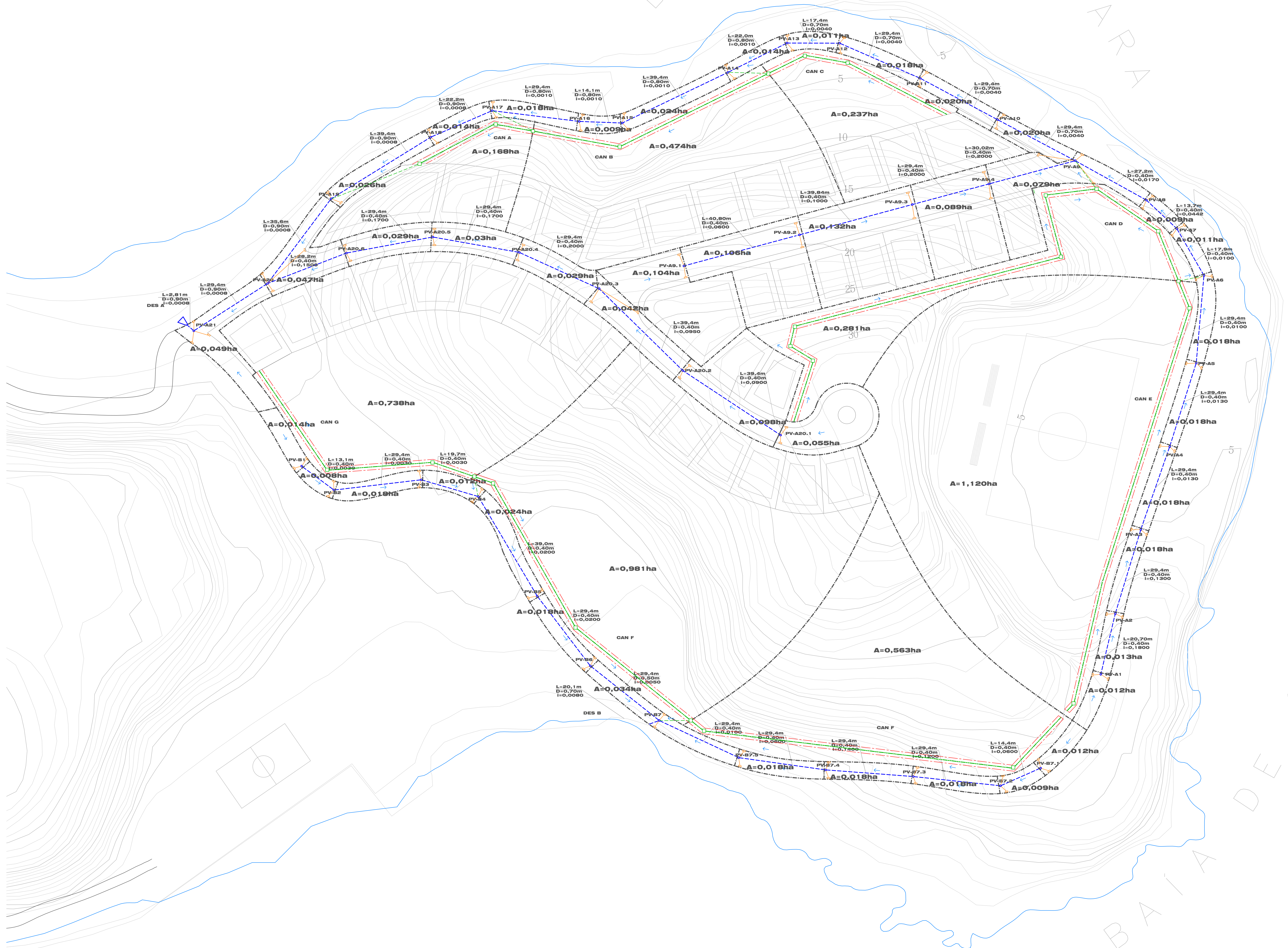


# **ANEXO I**

## **PLANTAS**



BAIA DE GUANABARA



**LEGENDA**

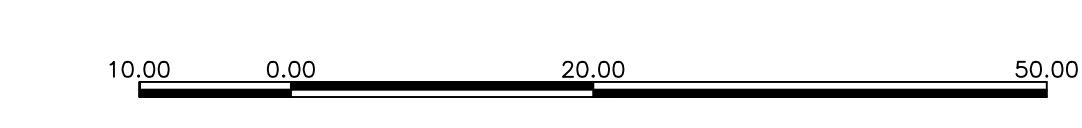
- Limite das áreas de contribuição
- Sentido de escoamento
- Bocas de lobo
- Poço de visita
- Galeria enterrada de tubos de concreto
- ▭ Bacia de dissipação de energia
- Conaleta em degrau
- ▭ Estrutura de dissipação de energia
- Faixa Non Aedificandi

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO



PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO

Nome do Cliente: UFRJ	Local: ILHA BOM JESUS	Quadr. / Lote: XX
Tipo de Projeto / Sub-tipo de Projeto: XXXXXXXXX/ XXXXXXXX	Fase do Projeto: PRELIMINAR	Planilha: 1
Objetivo / Setor: XXXXXXXXX/ XXXXXXXX	Arquivo Magnético: PROPOSTA1.DWG	
Título do Documento: PLANTA BAIXA	Escala: 1:500	Data: AGO/14
Resp. Técnico / Assinatura: CARLOS_PIMENTEL_JUNIOR	Nº de Reg. Orgão de Classe: XXXXXXXXXXXXXX	
Resp. Técnico / Assinatura: FELIPE_QUINTAS_PERES	Colaboração: XXXXXXXXXXXXXX	





BAIA DE GUANABARA

BAIA DE GUANABARA

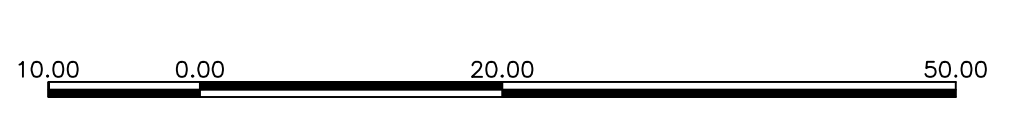


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

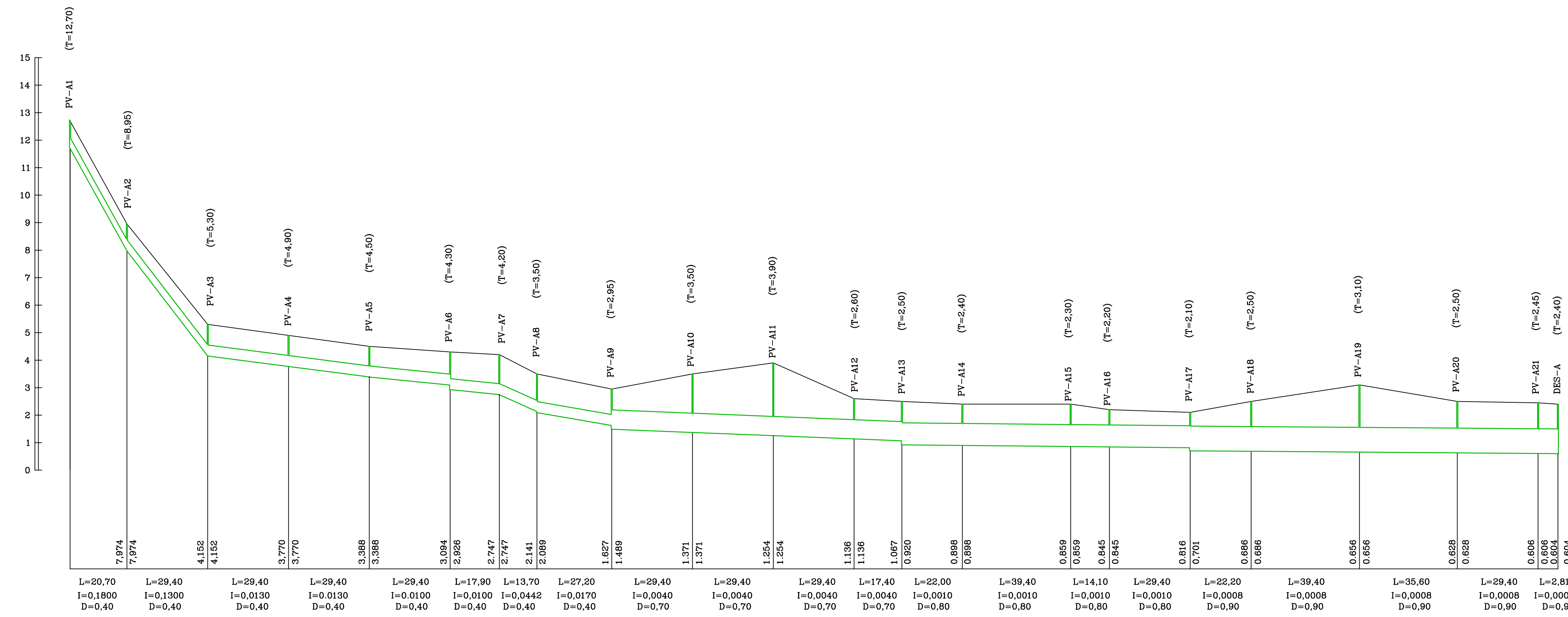
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

**PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO**

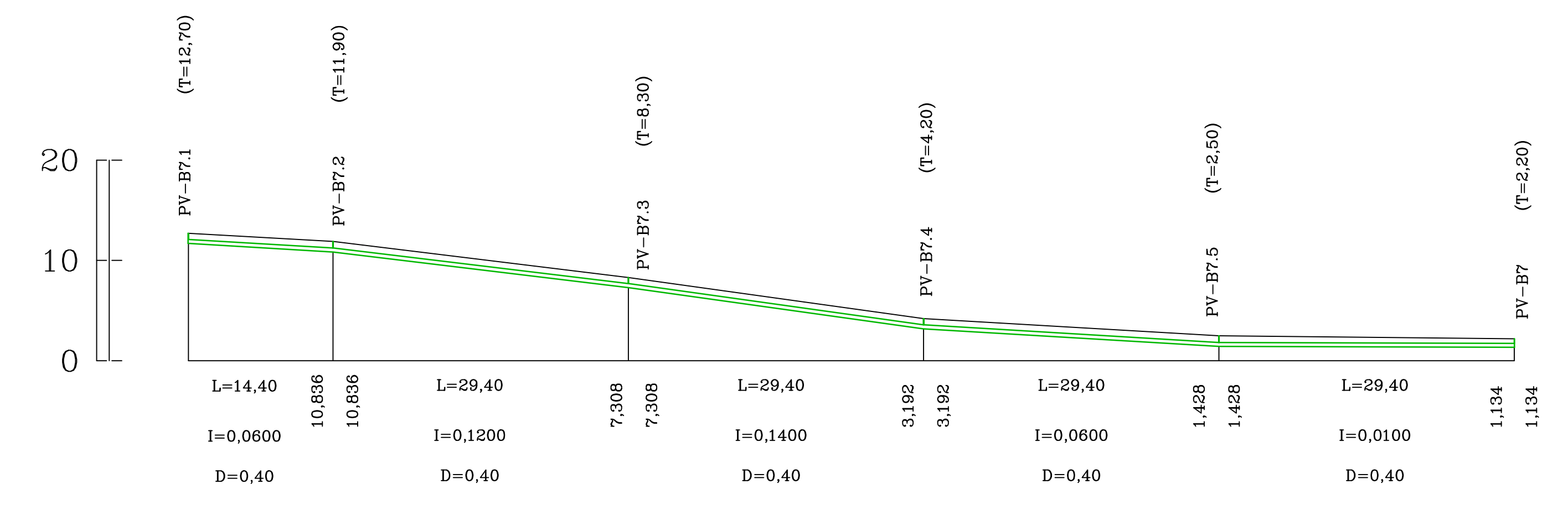
Nome do Cliente: <b>UFRJ</b>	Local: <b>ILHA_BOM_JESUS</b>	Quadra / Lote: <b>XX</b>
Tipo de Projeto / Sub-tipo de Projeto: <b>XXXXXXXXX</b>	Fase do Projeto: <b>PRELIMINAR</b>	França: <b>2</b>
Objetivo / Setor: <b>XXXXXXXXX</b>	Arquivos Magnéticos: <b>PROPOSTA2.DWG</b>	<b>2</b> / 3
Título do Documento: <b>PLANTA_BAIXA</b>	Escala: Data: <b>1:500 AGO/14</b>	
Resp. Técnico / Assinatura: <b>CARLOS_PIMENTEL_JUNIOR</b>	Nº de Reg. Orgão de Classe: <b>XXXXXXXXXXXXXX</b>	
Resp. Técnico / Assinatura: <b>FELIPE_QUINTAS_PERES</b>	Colaboração: <b>XXXXXXXXXXXXXX</b>	



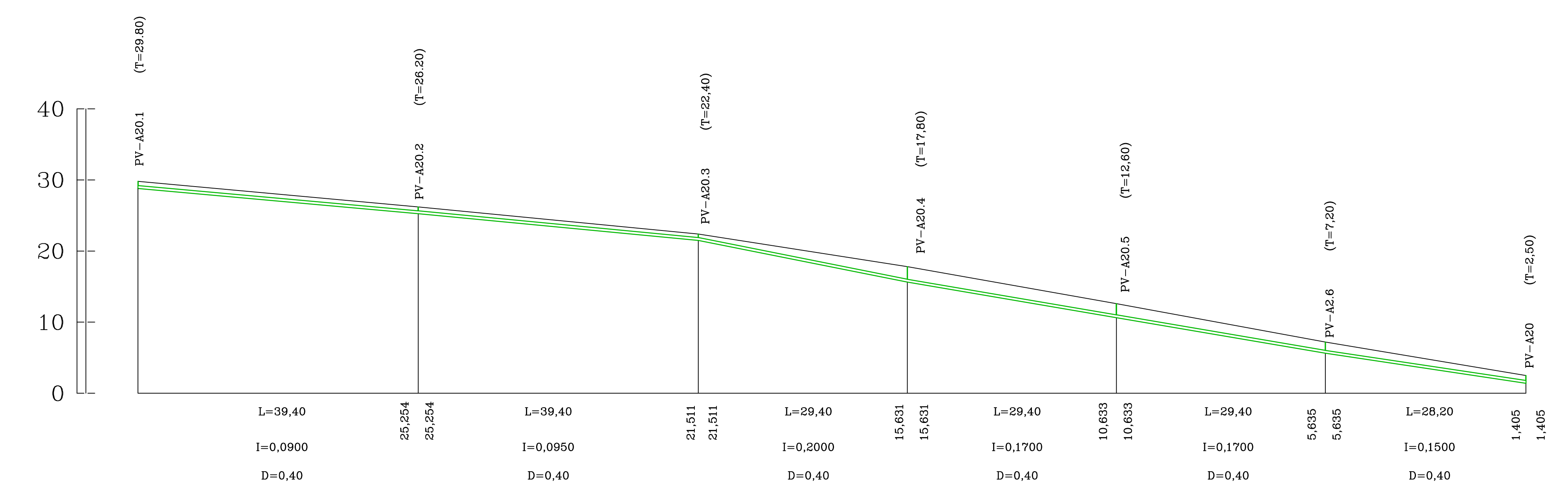




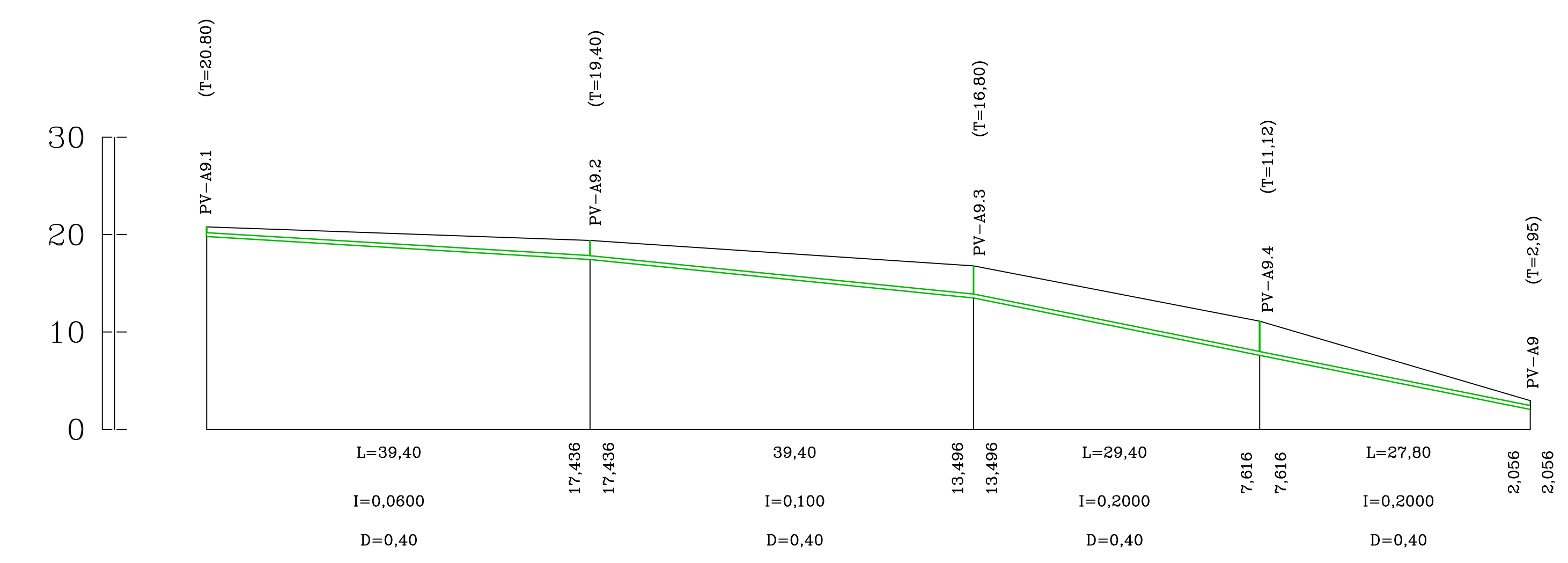
1 Perfil / Trecho PV-A - DES A



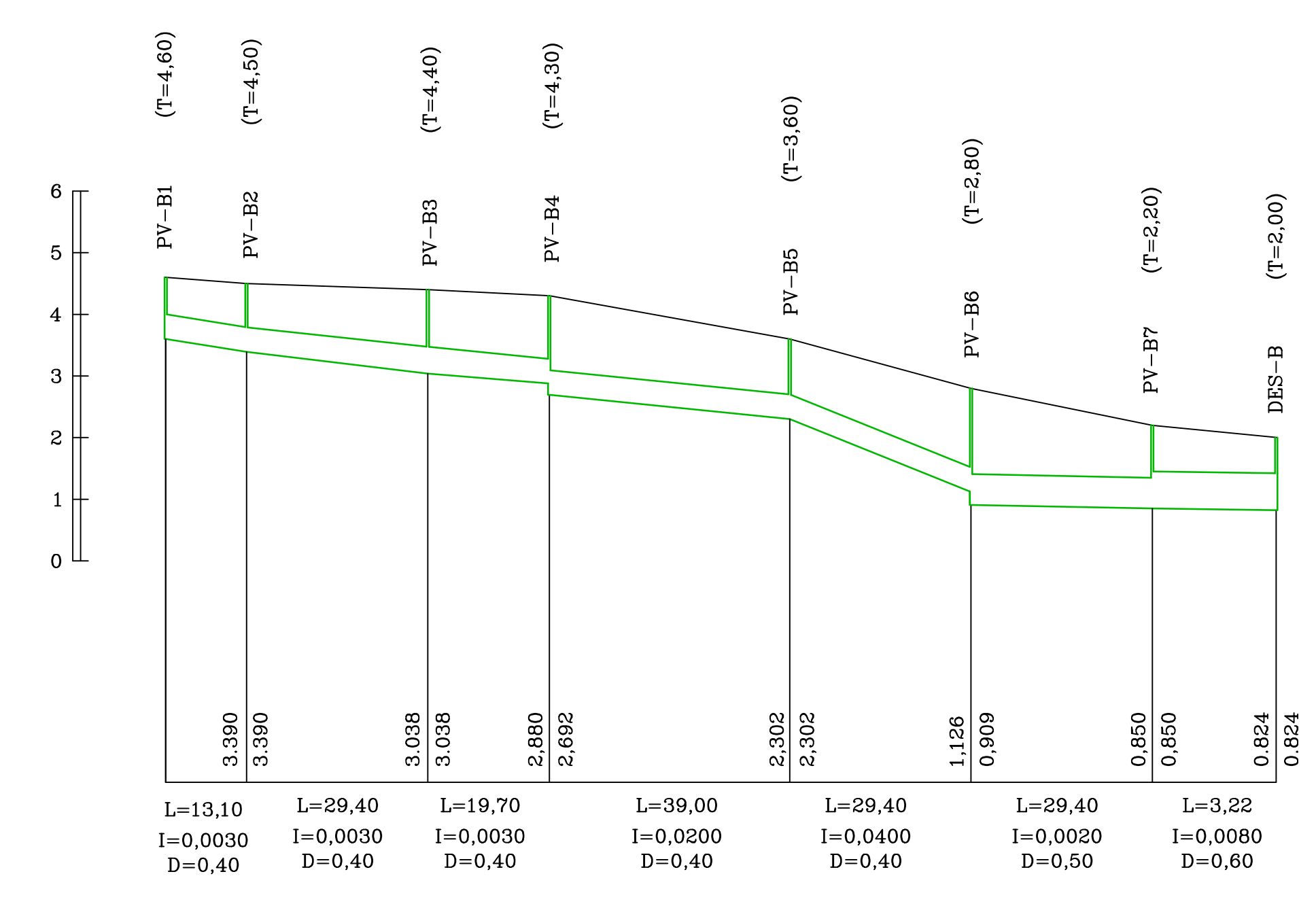
2 Perfil / Trecho PV-B7.1 - PV-B7



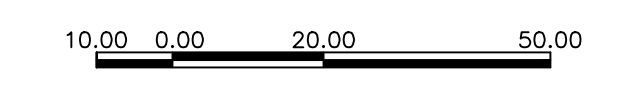
3 Perfil / Trecho PV-A20.1 - PV-A20



4 Perfil / Trecho PV-A9.1 - PV-A9



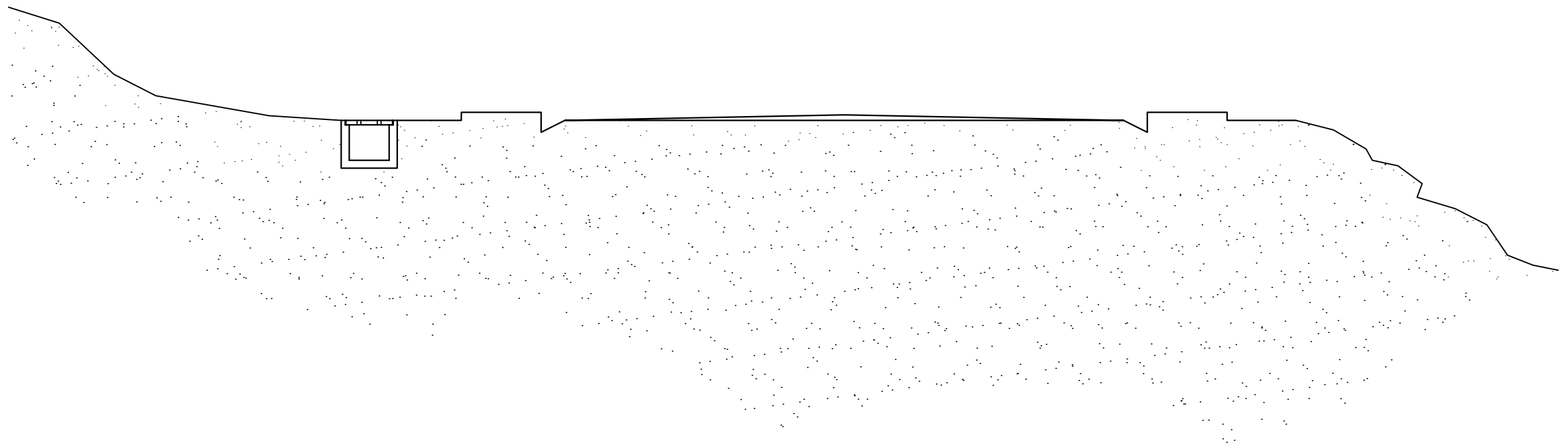
5 Perfil / Trecho PV-B1 - DES B



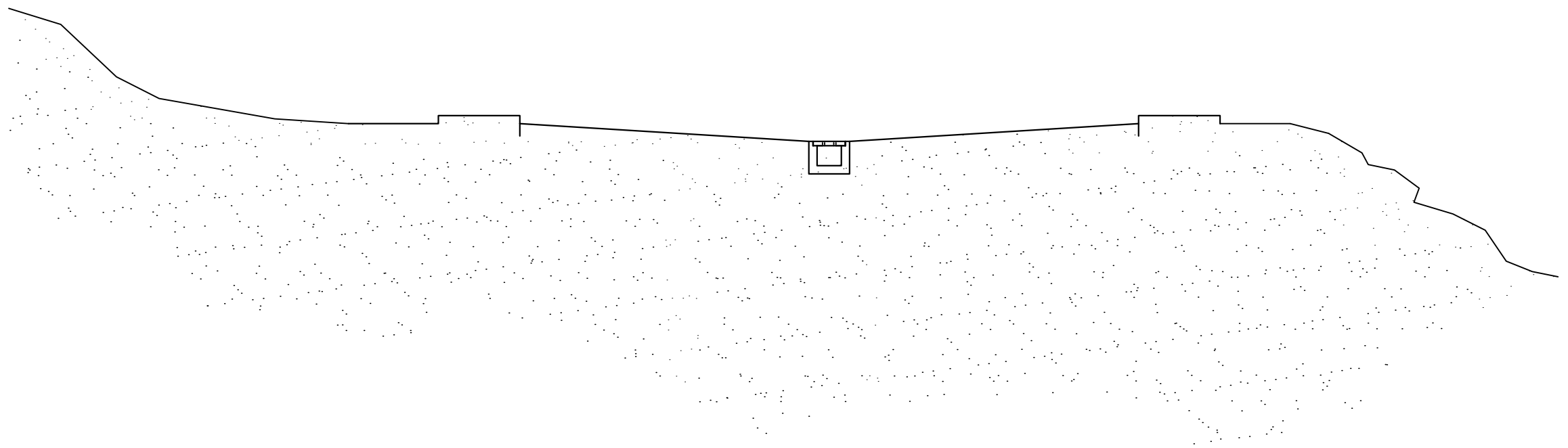
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO

Nome do Cliente: UFRJ	Local: ILHA_BOM_JESUS	Quadra / Lote: XX
Tipo de Projeto / Sub-tipo de Projeto: XXXXXXXX	Fase do Projeto: PRELIMINAR	Planilha: 3
Objetivo / Setor: XXXXXXXX	Arquivo Magnético: PERFIL.DWG	
Título do Documento: PLANTA_BAIXA	Escala: 1:1000	Data: ABO14
Resp. Técnico / Assinatura: CARLOS_PIMENTEL_JUNIOR	Nº de Reg. Orgão de Classe: XXXXXXXXXXXXX	
Resp. Técnico / Assinatura: FELIPE_QUINTAS_PERES	Colaboração: XXXXXXXXXXXXX	



4 Seção transversal / Ruas de contorno



5 Seção transversal / Ruas com habitações



**ANEXO II**

**PLANTAS**

PLANILHA 1	DISPOSITIVO: Tubulação enterrada											PLUVIOGRAFO: Benfica										
	PROJETO: TCC / DATA: Agosto / 2014											COEF. MANNING n = 0.013 (concreto) Tempo Recorrença TR = 10 anos										
POCO DE VISITA	DEFLUVIOS A ESCOAR											GALERIA DE JUSANTE										
	BACIA LOCAL					CONTRIBUIÇÃO LOCAL						Defl. à Escoar (l/s)	Declividade greide (m/m)	Declividade (m/m)	Dimensões (m)	Altura d'água Normal (m)	Y/D (%)	Prof mont jus (m)	Velocidade (m/s)	Comprimento (m)	Tempo de Perc. (min)	Tempo Total Perc. (min)
PV	Cotas Terreno (m)	Fundo (m)	N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Imper. "C"	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.	Defl. Local (l/s)											

A1	12.700	11.700	11.72	0.0120	0.70	0.01	1.00	10.00	149.0	0.58	2.9	2.9	0.1812	0.1800	0.40	0.02	4	1.00	1.93	20.70	0.18	0.18	PA-2	
A2	8.950	7.974	7.99	0.0120	0.70	0.02	1.00	10.18	148.2	0.58	2.9	5.8	0.1241	0.1300	0.40	0.02	6	0.98	2.03	29.40	0.24	0.42	PA-2	
A3	5.300	4.152	4.18	0.0180	0.70	0.04	1.00	10.42	147.2	0.59	4.3	10.1	0.0136	0.0130	0.40	0.06	14	1.15	0.98	29.40	0.50	0.92	PA-1	
A4	4.900	3.770	3.83	0.0180	0.70	0.06	1.00	10.92	145.1	0.59	4.3	14.4	0.0136	0.0130	0.40	0.06	16	1.13	1.08	29.40	0.46	1.37	PA-1	
A5	4.500	3.388	3.45	0.0180	0.70	0.08	1.00	11.37	143.3	0.60	4.3	18.6	0.0068	0.0100	0.40	0.08	20	1.11	1.04	29.40	0.47	1.84	PA-1	
A6	4.300	3.094	3.17	1.1380	0.35	1.22	0.97	11.84	141.5	0.30	131.0	149.6	0.0056	0.0100	0.40	0.25	62	1.21	1.75	17.90	0.17	2.01	PA-1	
A7	4.200	2.747	2.99	0.0110	0.70	1.23	0.97	12.01	140.8	0.60	2.5	152.1	0.0511	0.0442	0.40	0.16	40	1.45	3.07	13.70	0.07	2.09	PA-1	
A8	3.500	2.141	2.30	0.0090	0.70	1.24	0.97	12.09	140.5	0.61	2.1	154.2	0.0202	0.0170	0.40	0.21	53	1.36	2.15	27.20	0.21	2.30	PA-1	
A9	2.950	1.627	1.84	0.8310	0.58	2.07	0.90	12.30	139.7	0.50	145.8	300.0	-0.0187	0.0040	0.70	0.35	50	1.32	1.48	29.40	0.33	2.63	PA-1	
A10	3.500	1.371	1.72	0.0000	0.70	2.07	0.90	12.63	138.5	0.61	0.0	300.0	-0.0136	0.0040	0.70	0.35	50	2.13	1.48	29.40	0.33	2.96	PA-1	
A11	3.900	1.254	1.60	0.0000	0.70	2.07	0.90	12.96	137.2	0.61	0.0	300.0	0.0442	0.0040	0.70	0.35	50	2.65	1.48	29.40	0.33	3.29	PA-1	
A12	2.600	1.136	1.49	0.0180	0.70	2.09	0.90	13.29	136.0	0.62	3.8	303.7	0.0057	0.0040	0.70	0.36	51	1.46	1.48	17.40	0.20	3.49	PA-2	
A13	2.500	1.067	1.42	0.0110	0.70	2.10	0.89	13.49	135.3	0.62	2.3	306.0	0.0045	0.0010	0.80	0.50	63	1.43	0.88	22.00	0.41	3.90	PA-2	
A14	2.400	0.898	1.40	0.2510	0.53	2.35	0.88	13.90	133.8	0.47	38.8	344.9	0.0025	0.0010	0.80	0.55	69	1.50	0.91	39.40	0.72	4.63	PA-2	
A15	2.300	0.859	1.41	0.0240	0.70	2.37	0.88	14.63	131.4	0.63	4.9	349.7	0.0071	0.0010	0.80	0.56	70	1.44	0.91	14.10	0.26	4.88	PA-2	
A16	2.200	0.845	1.41	0.0090	0.70	2.38	0.88	14.88	130.5	0.63	1.8	351.6	0.0034	0.0010	0.80	0.56	70	1.35	0.91	29.40	0.54	5.42	PA-2	
A17	2.100	0.816	1.38	0.5320	0.54	2.91	0.85	15.42	128.7	0.49	79.8	431.3	-0.0180	0.0007	0.90	0.68	75	1.28	0.83	22.20	0.44	5.87	PA-2	
A18	2.500	0.686	1.36	0.0000	0.70	2.91	0.85	15.87	127.3	0.64	0.0	431.3	-0.0152	0.0008	0.90	0.65	72	1.81	0.86	39.40	0.76	6.63	PA-1	
A19	3.100	0.656	1.30	0.1680	0.59	3.08	0.84	16.63	124.9	0.55	26.9	458.2	0.0169	0.0008	0.90	0.66	73	2.44	0.90	35.60	0.66	7.29	PA-1	
A20	2.500	0.628	1.28	0.0470	0.70	3.13	0.84	17.29	122.9	0.65	8.8	467.1	0.0017	0.0008	0.90	0.69	77	1.87	0.88	29.40	0.56	7.84	PA-1	
A21	2.450	0.606	1.30	0.0490	0.70	3.18	0.84	17.84	121.3	0.66	9.1	476.2	0.0178	0.0008	0.90	0.70	78	1.84	0.89	2.81	0.05	7.89	PA-1	
DES A	2.400	0.604	1.31					17.89										1.80						
		0.604	0.60															1.80						

A9.1	20.800	19.800	19.86	0.1040	0.70	0.10	1.00	10.00	149.0	0.58	25.0	25.0	0.0355	0.0600	0.40	0.06	15	1.00	2.19	39.40	0.30	0.30	PA-1	
A9.2	19.400	17.436	17.50	0.1060	0.70	0.21	1.00	10.30	147.7	0.58	25.4	50.4	0.0660	0.1000	0.40	0.07	18	1.96	3.17	39.40	0.21	0.51	PA-1	
A9.3	16.800	13.496	13.57	0.1320	0.70	0.34	1.00	10.51	146.8	0.59	31.6	82.0	0.1905	0.2000	0.40	0.08	20	3.30	4.64	29.40	0.11	0.61	PA-1	
A9.4	11.200	7.616	7.70	0.0890	0.70	0.43	1.00	10.61	146.4	0.59	21.3	103.3	0.2968	0.2000	0.40	0.09	22	3.58	4.91	27.80	0.09	0.71	PA-2	
A9	2.950	2.056	2.14					10.71										0.89						
		2.056	2.06															0.89						



PLANILHA 1	DISPOSITIVO: Tubulação enterrada											PLUVIOGRAFO: Benfica											
	PROJETO: TCC / DATA: Agosto / 2014											COEF. MANNING n = 0.013 (concreto) Tempo Recorrença TR = 10 anos											
POCO DE VISITA	DEFLUVIOS A ESCOAR											GALERIA DE JUSANTE											
	BACIA LOCAL					CONTRIBUIÇÃO LOCAL						Defl. à Escoar (l/s)	Declividade greide (m/m)	Declividade (m/m)	Dimensões (m)	Altura d'água Normal (m)	Y/D (%)	Prof mont jus (m)	Velocidade (m/s)	Comprimento (m)	Tempo de Perc. (min)	Tempo Total Perc. (min)	CLASSE DO TUBO
PV	Cotas Terreno (m)	Fundo (m)	N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Imper. "C"	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.	Defl. Local (l/s)												
A20.1	29.800	28.800	28.84	0.0550	0.70	0.06	1.00	10.00	149.0	0.58	13.2	13.2	0.0914	0.0900	0.40	0.04	10	1.00	2.18	39.40	0.30	0.30	PA-2
A20.2	26.200	25.254	25.29	0.0980	0.70	0.15	1.00	10.30	147.7	0.58	23.5	36.7	0.0964	0.0950	0.40	0.06	16	0.95	2.87	39.40	0.23	0.53	PA-2
A20.3	22.400	21.511	21.58	0.0420	0.70	0.20	1.00	10.53	146.7	0.59	10.1	46.7	0.1565	0.2000	0.40	0.06	15	0.89	4.03	29.40	0.12	0.65	PA-2
A20.4	17.800	15.631	15.69	0.0290	0.70	0.22	1.00	10.65	146.2	0.59	6.9	53.7	0.1769	0.1700	0.40	0.06	16	2.17	3.92	29.40	0.12	0.78	PA-1
A20.5	12.600	10.633	10.70	0.0300	0.70	0.25	1.00	10.78	145.7	0.59	7.2	60.8	0.1837	0.1700	0.40	0.07	18	1.97	4.05	29.40	0.12	0.90	PA-1
A20.6	7.200	5.635	5.71	0.0290	0.70	0.28	1.00	10.90	145.2	0.59	6.9	67.8	0.1667	0.1500	0.40	0.08	19	1.57	3.97	28.20	0.12	1.02	PA-1
A20	2.500	1.405	1.48					11.02										1.10					
CAN - E	5.400	4.400	4.54	1.1200	0.35	1.12	0.98	10.00	149.0	0.29	132.2	132.2	0.0531	0.0531	0.40	0.14	35	1.00	3.18	20.70	0.11	0.11	PA-1
A6	4.300	3.300	3.44					10.11										1.00					
CAN - D	4.500	3.500	3.56	0.2810	0.35	0.28	1.00	10.00	149.0	0.29	33.7	33.7	0.0749	0.0749	0.40	0.06	16	1.00	2.57	20.70	0.13	0.13	PA-1
A9	2.950	1.950	2.01					10.13										1.00					
CAN - C	2.800	1.800	1.90	0.2370	0.52	0.24	1.00	10.00	149.0	0.43	42.3	42.3	0.0193	0.0193	0.40	0.10	25	1.00	1.64	20.70	0.21	0.21	PA-1
A14	2.400	1.400	1.50					10.21										1.00					
CAN - B	6.100	5.100	5.18	0.4740	0.52	0.47	1.00	10.00	149.0	0.43	84.5	84.5	0.1932	0.1932	0.40	0.08	20	1.00	4.61	20.70	0.07	0.07	PA-1
A17	2.100	1.101	1.18					10.07										1.00					
CAN - A	3.800	2.800	2.88	0.1680	0.59	0.17	1.00	10.00	149.0	0.49	34.0	34.0	0.0338	0.0338	0.40	0.08	20	1.00	1.91	20.70	0.18	0.18	PA-1
A19	3.100	2.100	2.18					10.18										1.00					

PLANILHA 1	DISPOSITIVO: Tubulação enterrada											PLUVIOGRAFO: Benfica										
	PROJETO: TCC / DATA: Agosto / 2014											COEF. MANNING n = 0.013 concreto)										
												Tempo Recorrença TR = 10 anos										
POCO DE VISITA	DEFLUVIOS A ESCOAR											GALERIA DE JUSANTE										
	BACIA LOCAL					CONTRIBUIÇÃO LOCAL						Defl. à Escoar (l/s)	Declividade greide (m/m)	Declividade (m/m)	Dimensões (m)	Altura d'agua Normal (m)	Y/D (%)	Prof mont jus (m)	Velocidade (m/s)	Comprimento (m)	Tempo de Perc. (min)	Tempo Total Perc. (min)
PV	Cotas Terreno (m)	Fundo (m)	N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Imper. "C"	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.	Defl. Local (l/s)											

B1	4.600	3.600	3.63	0.0140	0.70	0.01	1.00	10.00	149.0	0.58	3.4	3.4	0.0076	0.0160	0.40	0.03	7	1.00	0.81	13.10	0.27	0.27	PA-1
B2	4.500	3.390	3.42	0.0080	0.70	0.02	1.00	10.27	147.8	0.58	1.9	5.3	0.0034	0.0120	0.40	0.04	10	1.11	0.81	29.40	0.60	0.87	PA-1
B3	4.400	3.038	3.08	0.0180	0.70	0.04	1.00	10.87	145.3	0.59	4.3	9.6	0.0051	0.0080	0.40	0.06	15	1.36	0.81	19.70	0.41	1.28	PA-1
B4	4.300	2.880	2.94	0.7500	0.55	0.79	1.00	11.28	143.7	0.47	140.3	149.9	0.0179	0.0100	0.40	0.25	62	1.42	1.75	39.00	0.37	1.65	PA-1
B5	3.600	2.302	2.55	0.0240	0.70	0.81	1.00	11.65	142.2	0.60	5.7	155.6	0.0272	0.0400	0.40	0.17	42	1.30	2.98	29.40	0.16	1.81	PA-1
B6	2.800	1.126	1.29	0.0180	0.70	0.83	1.00	11.81	141.6	0.60	4.3	159.9	0.0204	0.0020	0.50	0.39	77	1.67	0.97	29.40	0.50	2.32	PA-1
B7	2.200	0.850	1.24	1.7160	0.50	2.55	0.87	12.32	139.6	0.43	251.4	411.3	0.0621	0.0080	0.60	0.38	64	1.35	2.08	3.22	0.03	2.34	PA-2
DES B	2.000	0.824	1.21					12.34										1.18					
		0.824	0.82															1.18					

B7.1	12.700	11.700	11.72	0.0120	0.70	0.01	1.00	10.00	149.0	0.58	2.9	2.9	0.0556	0.0600	0.40	0.02	5	1.00	1.28	14.40	0.19	0.19	PA-1
B7.2	11.900	10.836	10.86	0.0900	0.70	0.10	1.00	10.19	148.2	0.58	21.6	24.5	0.1224	0.1200	0.40	0.05	12	1.06	2.83	29.40	0.17	0.36	PA-2
B7.3	8.300	7.308	7.36	0.0180	0.70	0.12	1.00	10.36	147.4	0.58	4.3	28.8	0.1395	0.1400	0.40	0.05	13	0.99	3.12	29.40	0.16	0.52	PA-2
B7.4	4.200	3.192	3.24	0.0180	0.70	0.14	1.00	10.52	146.8	0.59	4.3	33.1	0.0578	0.0600	0.40	0.07	17	1.01	2.35	29.40	0.21	0.73	PA-1
B7.5	2.500	1.428	1.50	0.0000	0.70	0.14	1.00	10.73	145.9	0.59	0.0	33.1	0.0102	0.0100	0.40	0.10	26	1.07	1.20	29.40	0.41	1.13	PA-1
B7	2.200	1.134	1.24					11.13										1.07					
		1.134	1.13															1.07					

CAN - G	5.600	4.600	4.72	0.7380	0.54	0.74	1.00	10.00	149.0	0.45	136.7	136.7	0.0992	0.0992	0.40	0.12	30	1.00	4.05	13.10	0.05	0.05	PA-1
B4	4.300	3.300	3.42					10.05										1.00					
		3.300	3.30															1.00					

CAN - F	2.600	1.600	1.87	1.5440	0.58	1.54	0.94	10.00	149.0	0.48	287.7	287.7	0.0305	0.0305	0.40	0.27	67	1.00	3.14	13.10	0.07	0.07	PA-1
B7	2.200	1.200	1.47					10.07										1.00					
		1.200	1.20															1.00					

PLANILHA 2	Dispositivo: CANALETA EM DEGRAU								
	PROJETO: TCC					/ DATA: Agosto / 2014			
Trecho	Area (ha)	Coef. Imper. "C"	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.	Defl. Local (l/s)	B = H (m)
CAN-A	0.1680	<b>0.59</b>	0.17	1.00	10.00	149.0	0.49	34.0	0.3
CAN-B	0.4740	<b>0.52</b>	0.47	1.00	10.00	149.0	0.43	84.5	0.4
CAN-C	0.2370	<b>0.52</b>	0.24	1.00	10.00	149.0	0.43	42.3	0.3
CAN-D	0.2810	<b>0.35</b>	0.28	1.00	10.00	149.0	0.29	33.7	0.3
CAN-E	1.1200	<b>0.35</b>	1.12	0.98	10.00	149.0	0.29	132.2	0.4
CAN-F	1.5440	<b>0.48</b>	1.54	0.94	11.00	144.8	0.41	236.7	0.5
CAN-G	0.7380	<b>0.54</b>	0.74	1.00	12.00	140.8	0.47	134.8	0.4

**PLANILHA 3**

Dispositivo: CANALETA EM DEGRAU

PROJETO: TCC / DATA: Agosto / 2014

Trecho	Area (ha)	Coef. Imper. "C"	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.	Defl. Local (l/s)	Defl à Escoar (l/s)	B = H (m)
CAN-E	0.7380	<b>0.54</b>	0.74	1.00	10.00	149.0	0.45	136.7	136.7	0.4
CAN-D	1.5440	<b>0.48</b>	1.54	0.94	10.00	149.0	0.40	238.1	238.1	0.5
CAN-C	1.1200	<b>0.35</b>	1.12	0.98	10.00	149.0	0.29	132.2	132.2	0.4
CAN-B	0.6250	<b>0.54</b>	0.63	1.00	10.00	149.0	0.45	115.7	115.7	0.4
CAN-A	0.8790	<b>0.53</b>	0.88	1.00	10.00	149.0	0.44	159.8	159.8	0.5

<b>PLANILHA 4</b>	DISPOSITIVO: CANALETA EM DEGRAU								
	PROJETO: TCC / DATA: Agosto / 2014								
<b>Trecho</b>	<b>Area (ha)</b>	<b>Coef. Imper. "C"</b>	<b>Area Total (ha)</b>	<b>Coef. Distr.</b>	<b>Tempo Conc. (min)</b>	<b>Int. Pluv. (mm/h)</b>	<b>Coef. Defluv.</b>	<b>Defl. Local (l/s)</b>	<b>B=H (m)</b>
<b>G</b>	0.2130	<b>0.70</b>	0.21	1.00	<b>10.00</b>	149.0	0.58	51.1	0.3
<b>F</b>	0.2400	<b>0.70</b>	0.45	1.00	10.00	149.0	0.58	57.6	0.4

## PLANILHA 5 - ORÇAMENTO PRELIMINAR

### Proposta 1

Qtd	Descrição	Unidade	Valor unitário	Valor total
916	Escavação em material de primeira categoria até 1,50 m	m³	R\$20.60	R\$18,869.60
684	Escavação em material de primeira categoria de 1,50 m a 3,00 m	m³	R\$46.35	R\$31,703.40
119	Escavação em material de primeira categoria de 3,00 m a 4,50 m	m³	R\$61.80	R\$7,354.20
517	Tubo de concreto PA1 - D=0,4	m	R\$93.77	R\$48,479.09
30	Tubo de concreto PA-1 - D=0,5	m	R\$131.49	R\$3,944.70
106	Tubo de concreto PA-1 - D=0,7	m	R\$207.42	R\$21,986.52
22	Tubo de concreto PA-1 - D=0,8	m	R\$241.70	R\$5,317.40
107	Tubo de concreto PA-1 - D=0,9	m	R\$299.02	R\$31,995.14
347	Tubo de concreto PA2 - D=0,4	m	R\$99.08	R\$34,380.76
30	Tubo de concreto PA2 - D=0,5	m	R\$148.15	R\$4,444.50
25	Tubo de concreto PA2 - D=0,6	m	R\$174.06	R\$4,351.50
83	Tubo de concreto PA2 - D=0,8	m	R\$267.48	R\$22,200.84
23	Tubo de concreto PA2 - D=0,9	m	R\$295.70	R\$6,801.10
43	Poço de Visita	unidade	R\$1,430.78	R\$61,523.54
89	Caixa ralo - completa	unidade	R\$804.66	R\$71,614.74
8	Estrutura de dissipação de energia - volume de concreto	m³	R\$291.62	R\$2,332.96
1	Bacia de dissipação	unidade	R\$2,972.02	R\$2,972.02
122	Canaleta em degrau - volume de concreto	m³	R\$291.62	R\$35,577.64
			<b>Total =</b>	<b>R\$415,849.65</b>

### Proposta 2

Qtd	Descrição	Unidade	Valor unitário	Valor total
430	Escavação em material de primeira categoria até 1,50 m	m³	R\$20.60	R\$8,858.00
179	Canaletas em degrau - volume de concreto	m³	291.62	R\$52,199.98
31	Tampa para canaleta em degrau - volume de concreto	m³	401.54	R\$12,447.74
9	Estrutura de dissipação de energia - volume de concreto	m³	R\$291.62	R\$2,624.58
25	Bocas de lobo - completa	unidade	804.66	R\$20,116.50
75	Bueiro de greide - tubo de concreto PA1 - D=1,00m	m	R\$263.95	R\$19,796.25
4	Bacia de dissipação	unidade	2972.02	R\$11,888.08
			<b>Total =</b>	<b>R\$127,931.13</b>