

**DIMENSIONAMENTO DE ATERRO NA ILHA ÀS MARGENS DO RIO PARAÍBA  
DO SUL VISANDO AUMENTO DE COTA DA ILHA**

**TALYTHA MARTINS FONTE BOA SANTOS  
THAMARA MARTINS FONTE BOA**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
MARÇO – 2015**

**DIMENSIONAMENTO DE ATERRO NA ILHA ÀS MARGENS DO RIO PARAÍBA  
DO SUL VISANDO AUMENTO DE COTA DA ILHA**

**Talytha Martins Fonte Boa Santos**

**Thamara Martins Fonte Boa**

Monografia apresentada ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia  
Coorientadora: Paola Machado Barreto Manhães

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
MARÇO - 2015

**DIMENSIONAMENTO DE ATERRO NA ILHA ÀS MARGENS DO RIO PARAÍBA  
DO SUL VISANDO AUMENTO DE COTA DA ILHA**

**Talytha Martins Fonte Boa Santos**

**Thamara Martins Fonte Boa**

Monografia apresentada ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em 27 de Março de 2015

Comissão examinadora:

---

Monique Lacerda de Vasconcelos Sobral (Engenheira Civil) - Maccaferri

---

Prof. Rodrigo Martins Reis (D.Sc., Geotecnia) - UENF

---

Paola Machado Barreto Manhães (Coorientadora, Engenheira Civil) - UENF

---

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D.Sc., Geotecnia) - UENF

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
MARÇO - 2015

“Dedicamos esse trabalho a um casal de jovens que um dia resolveu ter ‘um amor e uma cabana’. Essa cabana foi crescendo até não conseguir mais abrigar somente dois corações, permanecem nela, desde então, quatro.”

## AGRADECIMENTOS

Infinitos são os agradecimentos a Deus pelas bênçãos derramadas, oportunidades dadas e força para concluir mais esse desafio.

Aos meus pais, Antonia e Tadeu, agradeço o incentivo desde as primeiras letras! Sempre presentes, sempre confiando e acreditando em mim. A vocês minha eterna gratidão por todo esforço feito para que os meus sonhos se tornassem realidade.

À minha irmã faltam palavras para expressar o que foram esses quatro anos. Sempre juntas, em qualquer circunstância, mesmo com todas as diferenças. Foram dias e dias de estudo, de risadas, de 'comidas de república', de cansaço e de vitórias. São lembranças que já dão saudade, mas também aquele sentimento de 'valeu a pena'.

Ao meu marido Murilo, o grande responsável por mais esse título! Meu companheiro da vida, meu porto seguro, minha paz, meu aconchego. Agradeço a você por todos os dias que entendeu a minha ausência e acalmou a minha ansiedade. Hoje, além de tudo, é meu grande exemplo de profissional dedicado, ponderado, justo e competente.

Ao orientador Paulo Maia pela disponibilidade, ensinamentos e conselhos, ao amigo Milton pela força e seus cappuccinos, e aos amigos de classe, aqueles que entendem exatamente o que foi viver essa aventura e a tornaram mais doce e alegre.

*Talytha Martins Fonte Boa Santos*

Considerando que minha trajetória nessa universidade não teve início no curso de Engenharia Civil, agradecer pode não ser tarefa fácil, nem justa. Para não correr o risco da injustiça, agradeço de antemão a todos que de alguma forma passaram pela minha vida acadêmica e contribuíram para que esse sonho se tornasse realidade.

Primeiramente, agradeço à Deus, que me deu forças para superar os momentos mais difíceis, momentos em que desistir parecia a única saída, mas não era! E em todos os momentos de cansaço, desânimo, angústia, Ele estava lá, para

mostrar o quão imenso e bondoso é seu amor por nós, me mostrando sempre o caminho certo à seguir.

Na sequência de agradecimentos, faltam-me palavras para agradecer aqueles que me deram a vida, meus queridos pais Antonia e Tadeu. Mesmo faltando-as, tentarei traduzir em palavras o amor e eterna gratidão que possuo pelos mesmos. Esse casal não mediu esforços para que eu e minha irmã chegássemos até aqui. A luta não foi fácil, não foi mesmo, mas eles, juntos, venceram todos os obstáculos e conseguiram nos proporcionar esse momento emocionante que é a conclusão de um curso superior. Tudo consequência da união, amor e companheirismo que nos envolve. À vocês, pais queridos, além da dedicatória, meus mais sinceros agradecimentos, essa vitória é muito mais de vocês do que minha!

Agora, o que falar daquela que é irmã, melhor amiga, afilhada e, além de tudo, companheira nessa jornada de faculdade e trabalho de conclusão de curso? Agradeço pela força, compreensão, amizade, carinho, e, principalmente, pela paciência. No final de tudo, posso dizer com todas as letras: valeu a pena! E o sabor da conquista se torna muito mais doce tendo-a ao meu lado.

Ao orientador Paulo Maia, agradeço por toda a ajuda e dedicação, por ultrapassar seu horário de trabalho nos auxiliando. Obrigada por dividir conosco um pouco dessa gama de conhecimentos que possui. Ao técnico do laboratório Milton, pelos cappuccinos oferecidos a nós e pela boa conversa, sempre nos animando.

Por fim, agradeço à todos os amigos que estiveram ao meu lado, nessa trajetória que não foi fácil, mas que deixou frutos para o resto da vida: verdadeiras amizades!

*Thamara Martins Fonte Boa*

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES</b>	<b>xv</b>
<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 - Considerações iniciais	1
1.2 - Objetivos	3
1.3 - Metodologia	4
1.4 - Escopo do projeto	5
<b>CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO</b>	<b>6</b>
2.1 - Dados Hidrológicos da Área de Estudo	6
2.1.1 - Bacia hidrográfica do Rio Paraíba do Sul	7
2.1.2 - O Rio Paraíba do Sul	9
2.1.3 - Cobertura Vegetal e Uso Atual do Solo	9
2.1.4 - As Enchentes do Rio Paraíba do Sul	12
2.1.5 - Climatologia Geral e Precipitação Média na Bacia	15
2.1.6 - Regionalização das Vazões	16
2.2 - Topografia das Ilhas	18
2.3 - Faixa Marginal de Proteção (FMP)	22
<b>CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE PROJETO</b>	<b>25</b>
3.1 - Níveis dos aterros e suas finalidades	25
3.2 - Aterros Hidráulicos	26
3.3 - Diques	27
3.4 - Fator de Segurança mínimo dos taludes ( $FS_{min}$ )	28
3.5 - Características dos solos utilizados	30
3.5.1- Dique	30
3.5.2 - Aterro hidráulico	32
3.5.3 - Fundação	32
3.6 - Recalques	33
3.7 - Proteção de taludes	33
3.7.1 - Colchão Reno®	34
3.7.2 - BioMac®	35
3.8 - Sistemas de Drenagem	37

3.8.1 - Valeta de proteção de aterro e corte	38
3.8.2 - Descidas d'água	39
3.8.3 - Saídas de água	40
3.8.4 - Bacias de amortecimento	40
<b>CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO</b>	<b>41</b>
4.1 - Dique	41
4.2 - Drenagem	47
4.2.1 - Valeta de proteção de aterro e corte, saídas e descidas d'água.	48
4.2.2 - Colchão drenante – MacDrain	54
4.3 - Proteção dos taludes	60
4.3.1 - BioMac	60
4.3.2 - Colchão Reno	61
4.4 - Aterro	64
<b>CAPÍTULO 5 – PROCESSOS EXECUTIVOS</b>	<b>65</b>
5.1 – Preparo do terreno	65
5.2 – Locação do aterro	65
5.3 - Escavação da caixa de empréstimo e estocagem do material escavado	67
5.4 - Execução do aterro da caixa de empréstimo	68
5.5 - Execução do nível B: dique, drenagem interna e aterro	68
5.6 - Execução do nível A: dique, drenagem interna e aterro	70
5.7 - Execução do sistema de drenagem superficial e proteção de taludes	70
<b>CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>72</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>73</b>
<b>ANEXO I</b>	<b>78</b>
<b>ANEXO II</b>	<b>80</b>
<b>ANEXO III</b>	<b>83</b>
<b>ANEXO IV</b>	<b>88</b>

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo garantir a ocupação e uso das Ilhas às margens do Rio Paraíba do Sul, popularmente conhecidas como Ilha do Bananal, situadas próximo a Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), na cidade de Campos dos Goytacazes/RJ, através de intervenções com obras de aterro hidráulico, proteção de taludes e sistemas de drenagem.

Três níveis distintos foram definidos de acordo com a sua utilização. O nível C, situado na cota de 7,5 m, foi sugerido como área de reflorestamento. O nível B, com cota de 8,5 m, foi considerado para refúgio de animais silvestres. Por fim, o nível A, cota de 12 m, viabiliza o uso e ocupação da Ilha com base em dados das cheias dos últimos 100 anos.

Para proteger os taludes foi considerado o uso de bioengenharia, especificamente biomanta, tornando possível o surgimento e crescimento de vegetação no talude que, após a degradação da biomanta, funciona como uma proteção natural contra a erosão. Também foram dimensionados colchões reno para as áreas com maior susceptibilidade à cheias.

O sistema de drenagem considerado consiste em um geocomposto atuando como colchão drenante, valetas de proteção de corte e aterro, saídas e descidas d'água, dimensionados para garantir a estabilidade da obra.

**PALAVRAS-CHAVE:** aterro hidráulico, proteção de talude, sistema de drenagem, Rio Paraíba do Sul, bioengenharia, colchão reno, geocomposto.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização das Ilhas estudadas (Google Maps, fevereiro de 2015).	3
Figura 2: Ilhas às margens do Rio Paraíba do Sul (Google Earth, abril de 2010).	3
Figura 3: Esquema da ponte – corte longitudinal (Pinto e Altoé, 2012).	4
Figura 4: Esquema de espigão na margem da Ilha (Costa e Teixeira, 2014).	4
Figura 5: Localização da Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: PGRH-RE-010-R0 – Volume 1)	6
Figura 6 - Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: CBH-PS).	8
Figura 7 - Vegetação Original da Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: “Mapa de Cobertura Vegetal e Uso do Solo do Estado do Rio de Janeiro e da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul”, GEROE, 1995).	10
Figura 8 - Cobertura Vegetal e Uso do Solo na Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: “Mapa de Cobertura Vegetal e Uso do Solo do Estado do Rio de Janeiro e da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul”, GEROE, 1995).	11
Figura 9 - Ponte General Dutra, enchente de 2007.	13
Figura 10 - Ruptura da BR-356.	14
Figura 11 - Ruptura da BR-356.	14
Figura 12 - Ciclo das Cotas do Rio Paraíba do Sul em Campos dos Goytacazes (Fonte: ANA, DAEE, 2003).	15
Figura 13 - Regionalização das vazões com 95% de permanência: estações fluviométricas e regiões homogêneas.	17
Figura 14 - Planta Topográfica – Ilha 1.	19
Figura 15 - Planta Topográfica – Ilha 2.	20
Figura 16 - Planta Topográfica – Ilha 3.	21
Figura 17: Larguras mínimas para as faixas marginais de proteção (Fonte: INEA).	23
Figura 18: Aterros 1 e 2 na Ilha 2.	25
Figura 19: Esquema dos níveis nos aterros 1 e 2.	25
Figura 20: Dragagem executando lançamento de aterro hidráulico em praia para ampliação da faixa de areia.	27
Figura 21: Lançamento de aterro hidráulico.	28
Figura 22: Relação entre fator de segurança e Ru segundo Borgatto (2006).	32

Figura 23: Resultados de ensaios realizados para o estudo da compressibilidade de areias (Vesic e Clough, 1968)	33
Figura 24: Colchões Reno®.	35
Figura 25: Colchão Reno como revestimento no pé de talude.	35
Figura 26: BioMac®	36
Figura 27: Exemplo de aplicação de BioMac como revestimento de talude.	37
Figura 28: Esquema de valeta de proteção de aterro	38
Figura 29: Valetas de proteção de aterro.	38
Figura 30: Descida d'água do tipo rápida.	39
Figura 31: Descida d'água em degraus.	39
Figura 32: Esquema de um dissipador de energia.	40
Figura 33: Modelo de dique utilizado.	41
Figura 34: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m verificado comportamento pós-construção.	42
Figura 35: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m em condição de final de construção.	43
Figura 36: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m para condições de rebaixo de nível d'água.	43
Figura 37: Talude 1V:1,5H com berma de 5 m verificado comportamento pós-construção.	44
Figura 38: Talude 1V:1,5H com berma de 5 m em condição de final de construção.	44
Figura 39: Talude 1V:1,5H com berma de 5 m para condições de rebaixo de nível d'água.	45
Figura 40: Talude 1V:2H com berma de 4 m verificado comportamento pós-construção.	45
Figura 41: Talude 1V:2H com berma de 4 m em condição de final de construção.	46
Figura 42: Talude 1V:2H com berma de 4 m para condições de rebaixo de nível d'água.	46
Figura 43: Fatores de segurança.	47
Figura 44: Esquema transversal de drenagem.	48
Figura 45: Esquema de contribuição para a valeta do Nível A no Aterro 1.	50
Figura 46: Esquema de contribuição para a valeta do Nível A no aterro 2.	50
Figura 47: Área de contribuição para a valeta do nível B.	51
Figura 48: Seção transversal da valeta.	53
Figura 49: Esquema longitudinal do espaçamento entre saídas/descidas d'água.	53
Figura 50: Esquema transversal das valetas nas saídas/descidas d'água: (a) inicial; (b) final.	54
Figura 51: Esquema dos colchões drenantes em cada nível do aterro.	55
Figura 52: Capacidade de vazão do MacDrain para $i=0,01$ (Valores correspondentes a Tabela 19).	57

Figura 53: Capacidade de vazão do MacDrain para $i=0,02$ (Valores correspondentes a Tabela 19).	58
Figura 54: Capacidade de vazão do MacDrain para $i=0,03$ (Valores correspondentes a Tabela 19).	58
Figura 55: Capacidade de vazão do MacDrain para $i=0,10$ (Valores correspondentes a Tabela 19).	59
Figura 56: Esquema de uso do Biomac.	60
Figura 57: Seções analisadas (Costa e Teixeira, 2014).	62
Figura 58: Quadro de seleção para espessura do Colchão Reno a e granulometria média das pedras de seu preenchimento (Manual Técnico de Revestimento de Canais e Cursos de Água. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001).	63
Figura 59: Esquema transversal de proteção dos taludes.	64
Figura 60: Georeferenciamento.	66
Figura 61: Áreas de empréstimo.	67
Figura 62: Área de estocagem.	68
Figura 63: Aterro da caixa de empréstimo.	68
Figura 64: Etapas de execução do BioMac: (a)apoio da proteção sobre o talude; (b)fixação com estacas de madeira; (c) talude recoberto.	71
Figura 65: Processo executivo do Colchão Reno.	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ocupação e Uso Atual do Solo (Fonte: “Mapa de Cobertura Vegetal e Uso do Solo do Estado do Rio de Janeiro e da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul”, GEROE, 1995).	11
Tabela 2 - Média pluviométrica em Campos dos Goytacazes (mm). (Fonte: < <a href="http://www.campuslm.ufrj.br">http://www.campuslm.ufrj.br</a> > acessado em 08/08/2009)	16
Tabela 3 - Vazões com Permanência de 95% no Tempo, Vazões Médias de Longo Período e Vazões mínimas de 7 dias de duração e 10 anos de recorrência (Q 7,10).	18
Tabela 4: Grau de risco da instabilidade nos processos e obras de proteção contra os efeitos de instabilidade (NBR 11682 - 1991)	29
Tabela 5: Fatores de segurança mínimo para cada Grau de Risco.	29
Tabela 6: Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972).	30
Tabela 7: Peso específico de solos arenoso (Godoy, 1972).	30
Tabela 8: Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT. (Valores UFMG fls.47).	31
Tabela 9: Parâmetros Geotécnicos (NAMBA et al, 2002)	31
Tabela 10: Correlação entre o número de golpes obtidos em sondagens de percussão e o ângulo de atrito interno, sugerido por Meyerhof (1956).	32
Tabela 11: Dados de entrada do GeoSlope (2004).	41
Tabela 12: Coeficiente de escoamento – C (DNIT, 2006)	49
Tabela 13: Descargas de Contribuição Q (m <sup>3</sup> /s).	51
Tabela 14: Valores de Coeficiente de Manning – n. Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001).	52
Tabela 15: Espaçamento entre saídas de água.	53
Tabela 16: Comparativo de custo entre o sistema de drenagem com o Geocomposto MacDrain e o sistema de drenagem convencional. (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).	55
Tabela 17: Descargas a serem drenadas.	56
Tabela 18: Tensão aplicada sobre o MacDrain.	56
Tabela 19: Capacidade de Vazão do MacDrain (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).	57
Tabela 20: Características físicas, propriedades hidráulicas e mecânicas do MacDrain (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).	60

Tabela 21: Área de cobertura do BioMac.	61
Tabela 22: Propriedades físicas do BioMac (BioMac® CC 400, Maccaferri, abril de 2011).	61
Tabela 23: Análise das seções em período de cheia (Costa e Teixeira, 2014).	62
Tabela 24: Análise das seções em período de estiagem (Costa e Teixeira, 2014).	62
Tabela 25: Diâmetros característicos.	64
Tabela 26: Coordenadas das estacas 0.	66
Tabela 27: Desenvolvimento, ângulo central e raio das curvas.	66
Tabela 28: Comprimento e azimute das tangentes.	66
Tabela 29: Volume necessário para a execução dos Diques.	67
Tabela 30: Equipamentos de compactação.	69

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

m	Metro
m <sup>2</sup>	Metro quadrado
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
km	Quilômetro
km <sup>2</sup>	Quilômetro quadrado
km <sup>3</sup>	Quilômetro cúbico
SP	São Paulo
RJ	Rio de Janeiro
CESP	Companhia Energética de São Paulo
s	Segundo
%	Percentual
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia
PGRH	Programa de Gestão de Recursos Hídricos
R	Revisão
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
cm	Centímetro
GEROE	Grupo Executivo para Recuperação e Obras de Emergência do Estado do Rio
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
DNOS	Departamento Nacional de Obras e Saneamento
ANA	Agência Nacional das Águas
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
°C	Graus Celsius
UFRRJ	Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
mm	Milímetro
Q	Vazão
NMA	Níveis máximos de água
FMP	Faixa Marginal de Proteção
Nº	Número

INEA	Instituto Estadual do Ambiente
APP	Área de Preservação Permanente
Art.	Artigo
Ru	Pressão neutra
FS	Fator de segurança
FS <sub>mín</sub>	Fator de segurança mínimo
N	Newton
kN	Quilo Newton
Pa	Pascal
kPa	Quilo Pascal
MPa	Mega Pascal
$\gamma$	Peso específico
c	Coesão
V	Vertical
H	Horizontal
A	Área de contribuição
$\varnothing$	Ângulo de atrito
C	Coeficiente de escoamento
i	Intensidade de precipitação
Tr	Tempo de retorno
t	Tempo de concentração
imáx	Intensidade de precipitação máximo
n	Coeficiente de rugosidade de Manning
B	Base
h	Altura
h <sub>útil</sub>	Altura útil
Q <sub>adm</sub>	Vazão admissível

## **CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO**

### **1.1 - Considerações Iniciais**

O presente projeto tem como caso de estudo as Ilhas às margens do Rio Paraíba do Sul, localizada atrás da UENF, popularmente conhecida como Ilha do Bananal (Figuras 1 e 2). A Ilha pertence ao Estado do Rio de Janeiro e, vale ressaltar, que essa área era prevista no projeto piloto da UENF, proposto por Darcy Ribeiro, como local de introdução de fauna e flora, e ficaria conhecida como Parque das Palmeiras.

As Ilhas ao longo da Bacia Rio Paraíba do Sul são resultados de processos geomorfológicos onde a disponibilidade de sedimentos e a competência do rio, associados à dinâmica de formação da planície, apresentam cenários e paisagens que tanto despertam interesse em pesquisas e estudos orientados.

Tais Ilhas situam-se na região de domínio do bioma Mata Atlântica, onde predominam os ecossistemas florestais. Apesar de reduzida hoje a cerca de 7% de sua extensão original na costa brasileira, a Mata Atlântica é considerada um dos biomas de maior biodiversidade do planeta. A acentuada redução da cobertura florestal na bacia se reflete em diversos aspectos negativos, além da perda em biodiversidade e, portanto, em importantes recursos genéticos do bioma mais degradado do país. Podem ser destacados os seguintes impactos ambientais diretos da redução da cobertura florestal: elevado grau de degradação e baixa produtividade das terras, continuamente sujeitas a intensos processos de erosão; modificação do ciclo hidrológico, com redução no fluxo de água por infiltração e aumento do escoamento superficial, e alterações climáticas; carreamento de solo erodido das terras desflorestadas, causando o assoreamento e a poluição dos cursos d'água, por sólidos em suspensão, bem como o agravamento das inundações; prejuízos sociais, como o êxodo rural e as perdas materiais e humanas em enchentes e deslizamentos de terra. Tais impactos são visíveis no entorno do Rio Paraíba do Sul, que de uma maneira geral, tem sido seriamente comprometido ao longo dos últimos anos, a região Noroeste Fluminense foi literalmente arrasada. A nomenclatura

botânica, outrora denominada de floresta estacional e ombrófila, foi modificada pelos botânicos para campos sujos e vegetação semidesértica.

O cenário atual de degradação da região de Campos dos Goytacazes teve início em meados do século XVIII, quando duas culturas se expandiram para o interior. A cana-de-açúcar, que entrava em decadência na Baixada da Baía de Guanabara, passa a dominar a Baixada Campista, onde era incipiente. No entanto, a cultura agrícola que "inaugurou" os desmatamentos e a ocupação extensiva na bacia foi a cafeicultura, representando o início de um processo de alteração drástica da paisagem regional. As florestas nativas foram sendo gradativamente destruídas e o café passou a dominar a paisagem até o início do século XX, quando já entrara em decadência por degradação das terras muito desmatadas e exaustivamente utilizadas. Em lugar do café, expandiu-se a pecuária, que predomina nos dias de hoje em todas as terras da bacia, incluindo a Ilha estudada para este projeto. Se no processo de ocupação das terras houvesse maior atenção com a conservação do solo, dos mananciais de água e da diversidade biológica, a produtividade por área seria muito maior, evitando-se assim o atual cenário de grandes extensões de terras improdutivas, o enorme desperdício de recursos naturais e a poluição ambiental.

Apesar dos impactos ambientais que assolam o Rio Paraíba do Sul, as Ilhas às suas margens podem ser um formidável banco de sêmen e sementes, imprescindível para programas de recomposição da vegetação, de peixes nativos e de outras espécies da fauna aquática ameaçadas de extinção. Abrigando ainda aves, répteis, mamíferos, insetos, crustáceos e quelônios que já não são vistos com tanta frequência ou extintos nessa região. Além disso, esses animais encontram, na área, características favoráveis para a sua reprodução.

Visto isto, este projeto visa à recuperação da Ilha em questão com elevação da cota em pontos estratégicos para garantir seu uso e ocupação. Com três níveis de cotas sendo considerados, um nível para reflorestamento, um para refúgio e reintrodução de animais silvestres e, o último, para a construção de edificações de apoio à introdução de fauna e flora, mudando a atual situação da Ilha, que consiste em ocupação irregular para fins de pecuária.

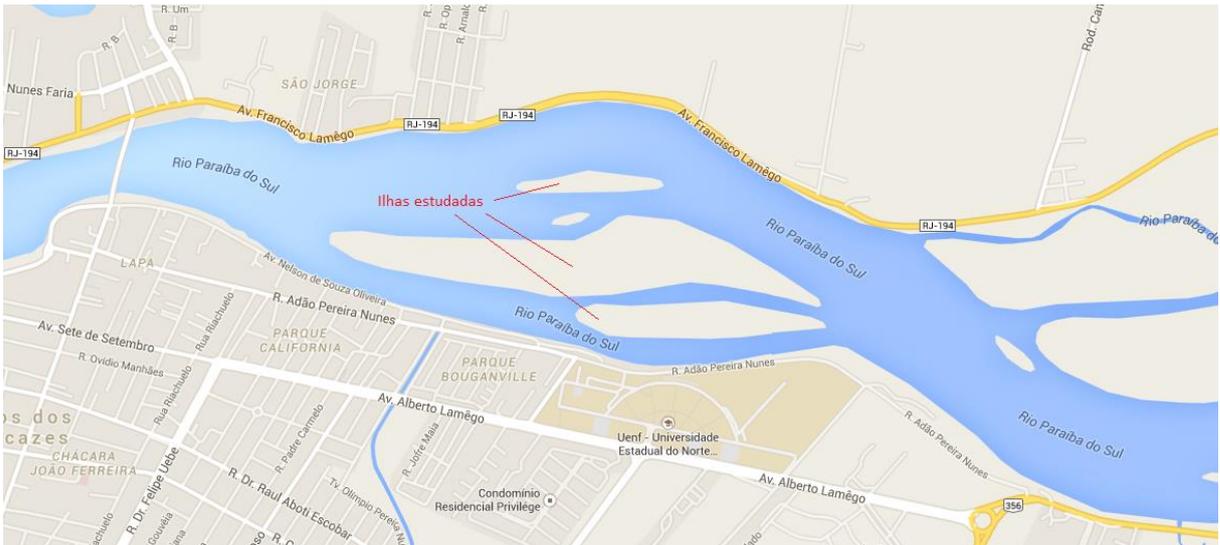


Figura 1: Localização das Ilhas estudadas (Google Maps, fevereiro de 2015).



Figura 2: Ilhas às margens do Rio Paraíba do Sul (Google Earth, abril de 2010).

## 1.2 - Objetivos

O atual projeto tem por propósito e objetivo dimensionar um aterro hidráulico que eleve a cota da Ilha para que em alguns pontos a mesma não fique submersa mesmo em grandes cheias. Este trabalho faz parte de um projeto que visa à recuperação e utilização da Ilha. O primeiro projeto, idealizado pelos alunos Cássio Rodrigues Pinto e Larissa Machado Altoé, teve como objetivo principal o dimensionamento de uma ponte de acesso à Ilha (Figura 3). O segundo, feito por Kelly de Oliveira Borges da Costa e Carla dos Santos Teixeira, objetivou a proteção de margens, com o dimensionamento de espigões (Figura 4).

Para tal, serão dimensionados diques, proteções de taludes e sistemas de drenagem que venham garantir o sucesso do obra.

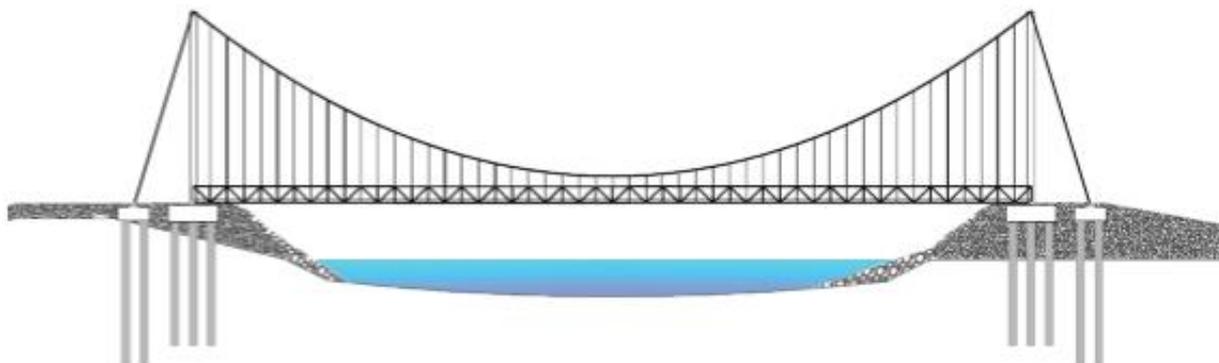


Figura 3: Esquema da ponte – corte longitudinal (Pinto e Altoé, 2012).

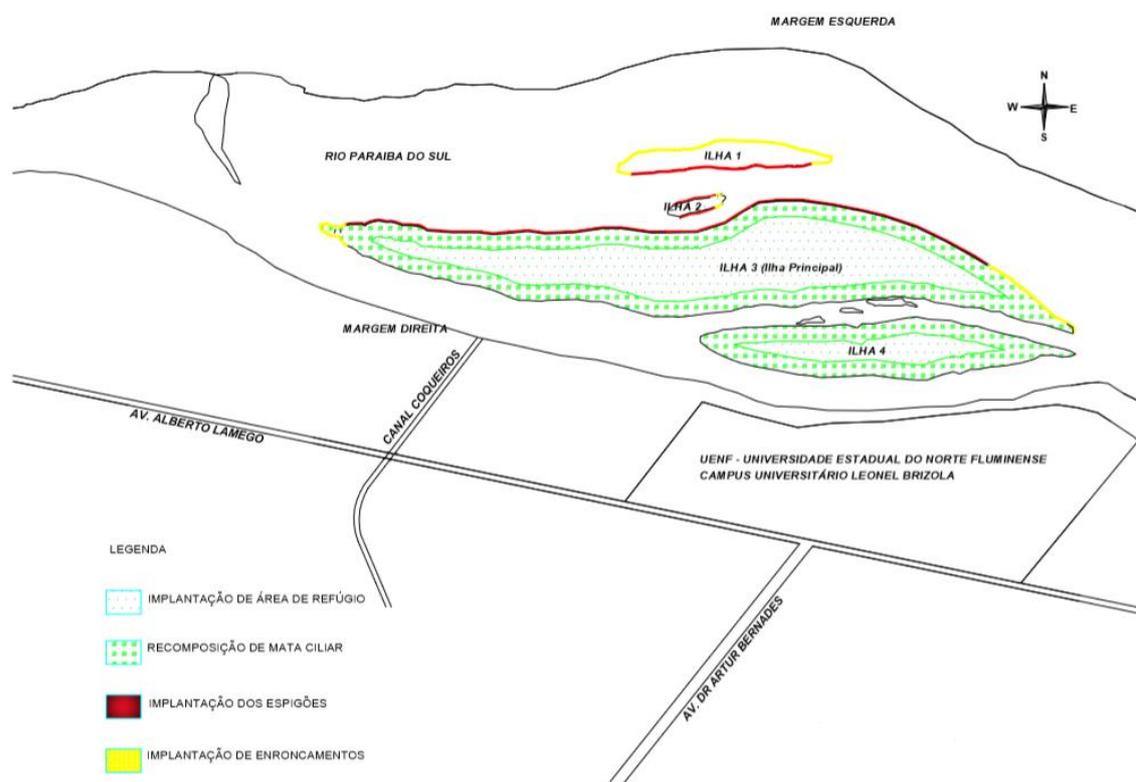


Figura 4: Esquema de espigão na margem da Ilha (Costa e Teixeira, 2014).

### 1.3 - Metodologia

Para a realização desse trabalho, inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre a Bacia do Rio Paraíba do Sul, onde foram consultados livros, artigos, dissertações, teses, sites e manuais técnicos de empresas.

Em seguida foram geradas as curvas de nível das Ilhas. Através do Google Earth uma malha pôde ser criada, de onde foram retiradas as distâncias da origem e elevações, que serviram como dados de entrada do Surfer, que é um *software* capaz de realizar processos de interpolação transformando dados XYZ em mapas de alta qualidade e modelagem de terreno.

Em meio às informações adquiridas sobre o tema e área de estudo, foram definidas as cotas em que a Ilha deveria ser elevada, as técnicas de proteção dos taludes e os sistemas de drenagem, e, então, os dimensionamentos e projetos.

#### **1.4 Escopo do projeto**

O capítulo 1 engloba as considerações iniciais e os objetivos do projeto.

No capítulo 2 são apresentados dados hidrológicos e topográficos da Bacia do Rio Paraíba do Sul, incluindo considerações sobre a legislação que ampara tal condição, a Portaria Serla nº 324/2003. Ressaltamos dados sobre as maiores enchentes ali ocorridas, correlacionando-as com as precipitações e obras de barragens feitas ao longo do Rio, justificando a grande relevância do projeto em questão. Por fim, apresentamos a topografia das Ilhas, para que fosse encontrada a altura mínima necessária para o aterro hidráulico.

No capítulo 3 são detalhados os níveis dos aterros e suas justificativas. Também são apresentadas as considerações sobre: o fator de segurança mínimo utilizado, o aterro hidráulico, os diques, a proteção de margens, a drenagem e os materiais utilizados.

O capítulo 4 trata do dimensionamento dos elementos da estrutura geotécnica (diques, drenagem e proteção de taludes), apresentando a memória de cálculo.

No capítulo 5 são apresentadas as etapas dos processos executivos dos diques, aterros, proteções e sistema de drenagem.

O capítulo 6 consiste nas conclusões e considerações finais do projeto.

## CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

### 2.1 - Dados Hidrológicos da Área de Estudo

Os dados referentes à Bacia do Rio Paraíba do Sul (Figura 5) foram retirados do Projeto de Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (PGRH-RE-010-R0 – Volumes 1, 2 e 3), realizado pelo Laboratório de Hidrologia e Estudos do Meio Ambiente da COPPE/UFRJ, disponível para consulta pública no site da UFRJ (<http://www.hidro.ufrj.br/pgrh/relatorios.html>).

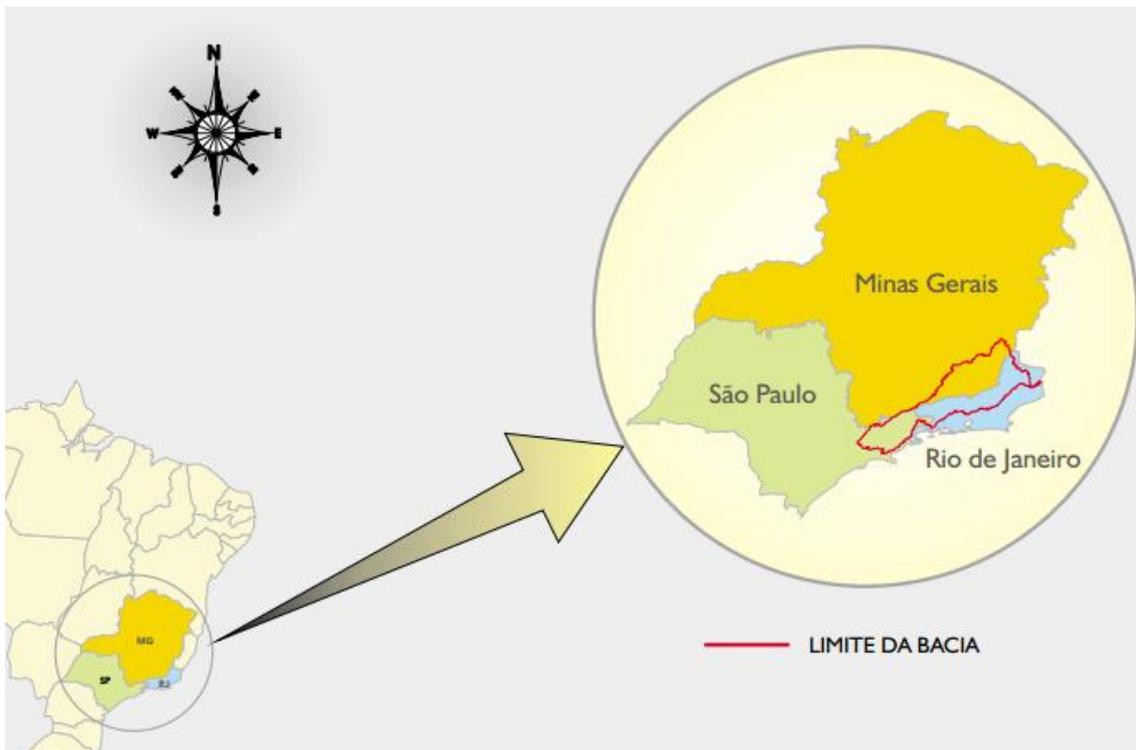


Figura 5: Localização da Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: PGRH-RE-010-R0 - Volume 1)

### **2.1.1 - Bacia hidrográfica do Rio Paraíba do Sul**

A Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (Figura 6) se estende por territórios pertencentes a três Estados da Região Sudeste, numa área de drenagem total de 57.000 km<sup>2</sup>: São Paulo (13.605 km<sup>2</sup>), Rio de Janeiro (22.600 km<sup>2</sup>) e Minas Gerais (20.500 km<sup>2</sup>).

A declividade média do Rio Paraíba do Sul é de aproximadamente 1,4m/km, apresentando poucas áreas planas, com destaque para a área próxima à foz, com abrangência aos municípios de Campos dos Goytacazes, São João da Barra e São Francisco do Itabapoana e as bacias sedimentares de Taubaté (SP) e Resende (RJ).

Para regularizar o volume, controlar as cheias e gerar energia elétrica foram efetuadas obras de barragens e transposição das águas ao longo da Bacia entre 1930 e 1960. As principais barragens são: Paraibuna/Paraitinga e Jaguari, que pertencem à CESP, e Santa Branca, da LIGHT (no Estado de São Paulo), Funil, operada por FURNAS, Santa Cecília e Ilha dos Pombos, também sob concessão da LIGHT (no Estado do Rio de Janeiro). Já a transposição de águas que foi realizada na Usina Elevatória de Santa Cecília, na altura do município de Barra do Piraí (RJ), transfere ao Sistema Lages-Guandu 160 m<sup>3</sup>/s de água ,praticamente 2/3 da vazão do Rio Paraíba do Sul, permitindo ao rio Guandu ter o volume necessário para o abastecimento de 85% da capital e de 78% dos municípios da Baixada Fluminense, total de 11 milhões de pessoas.

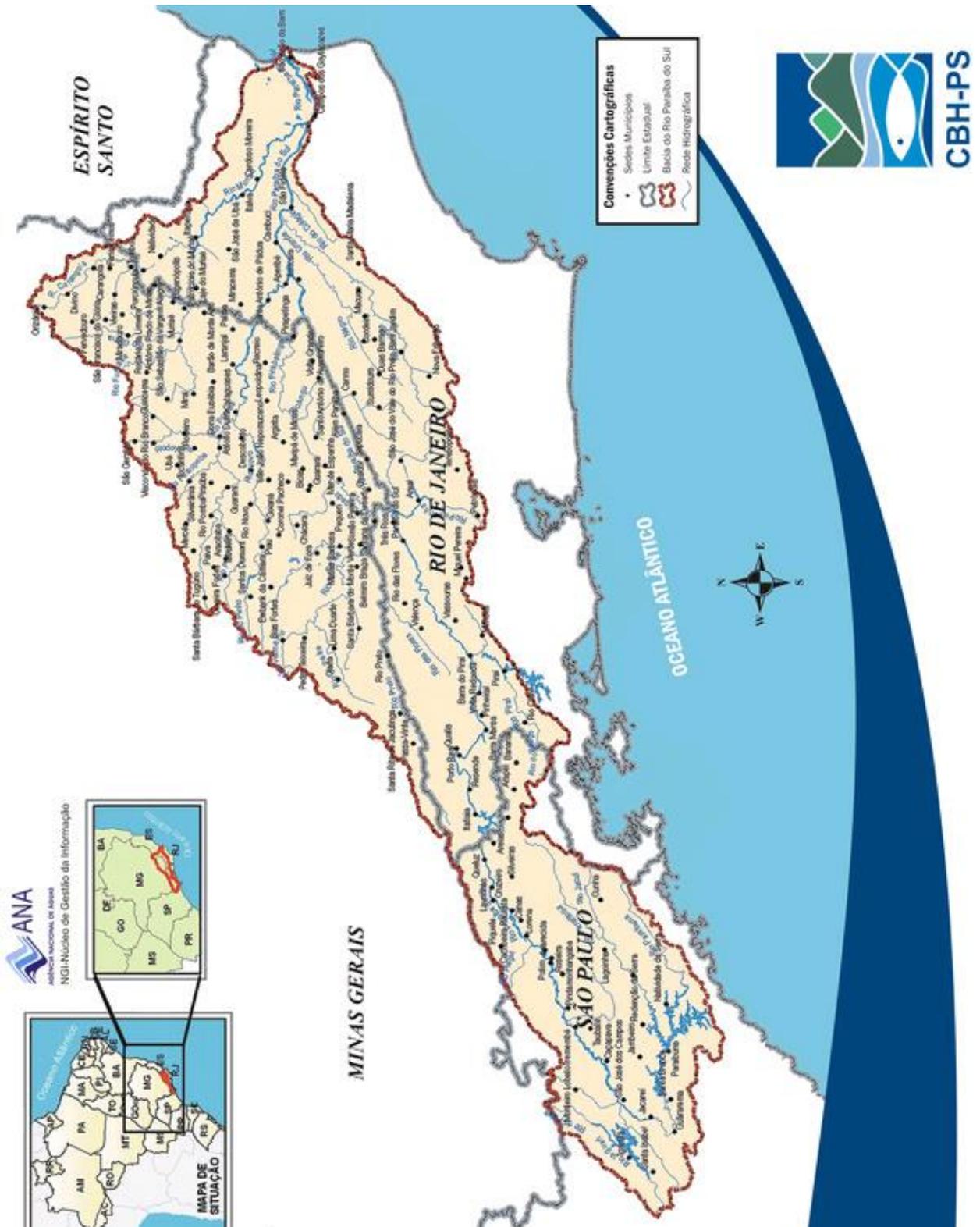


Figura 6 - Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: CBH-PS).

### **2.1.2 - O Rio Paraíba do Sul**

O Rio Paraíba do Sul é formado na cidade de Paraibuna/SP da junção dos rios Paraitinga e Paraibuna. A partir do município de São Luiz do Paraitinga, paralelo ao Paraitinga, desce o Rio Paraibuna até encontrarem-se próximos à cidade de mesmo nome, dando origem assim ao Paraíba do Sul. A partir de Paraibuna, o rio segue seu curso por 1150 km até atingir o Oceano Atlântico na praia de Atafona, no Distrito de São João da Barra, Estado do Rio de Janeiro.

Seu curso inferior corresponde ao trecho final do Paraíba. Estende-se de São Fidélis à foz no município de São João da Barra, área conhecida como Baixada Campista. Neste trecho de 95 km destaca-se o município de Campos dos Goytacazes, pela dimensão urbana e intensa atividade econômica, com um dos pilares assentados na monocultura da cana de açúcar que demanda grandes volumes d'água captados para irrigação. A área de drenagem do curso inferior é de 9.960 km<sup>2</sup>. Com uma declividade média de 22 cm/km, nesse trecho a navegação ocorre de forma precária, efetuada apenas por pequenas embarcações que transportam essencialmente materiais de construção para a cidade de Campos dos Goytacazes.

### **2.1.3 - Cobertura Vegetal e Uso Atual do Solo**

A Bacia do Rio Paraíba do Sul situa-se na região de abrangência do bioma conhecido como Mata Atlântica, onde predominam as formações florestais, com os ecossistemas associados (manguezais, restingas, várzeas e campos de altitude). A Mata Atlântica foi cenário das primeiras ocupações europeias no continente, este bioma, que originalmente ocupava cerca de 1,3 milhão de km<sup>2</sup>, estendendo-se de norte a sul do país em uma faixa de aproximadamente 300 km ao longo da costa atlântica, encontra-se hoje com menos de 7% de sua extensão original e em contínuo processo de desmatamento.



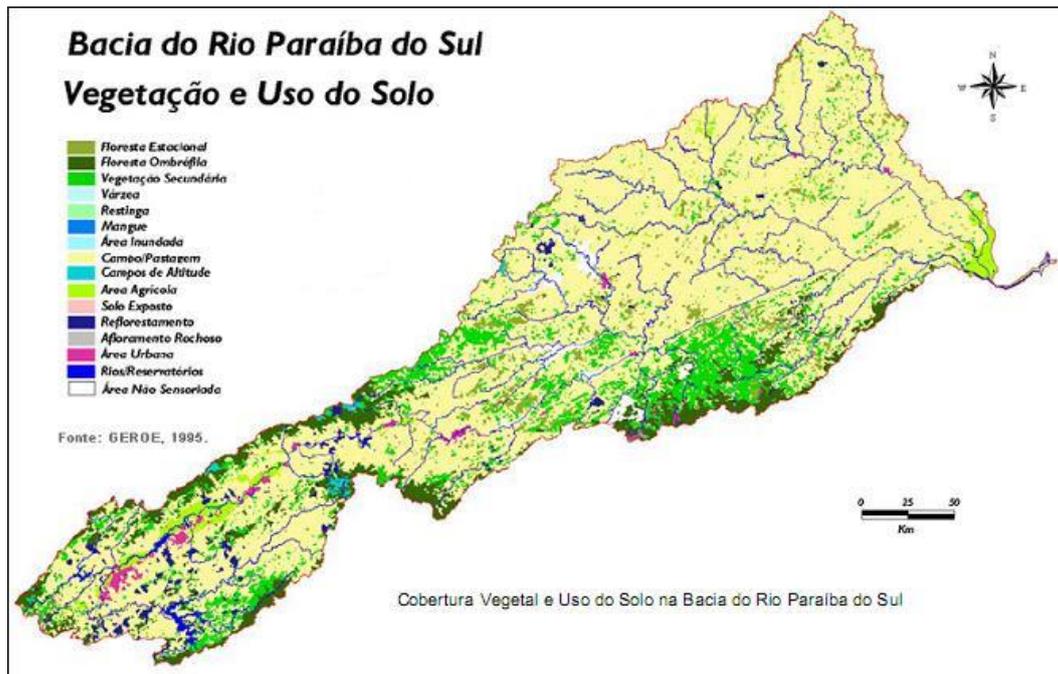


Figura 8 - Cobertura Vegetal e Uso do Solo na Bacia do Rio Paraíba do Sul (Fonte: “Mapa de Cobertura Vegetal e Uso do Solo do Estado do Rio de Janeiro e da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul”, GEROE, 1995).

Tabela 1 - Ocupação e Uso Atual do Solo (Fonte: “Mapa de Cobertura Vegetal e Uso do Solo do Estado do Rio de Janeiro e da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul”, GEROE, 1995).

Cobertura Vegetal e Uso do Solo	Minas Gerais		Rio de Janeiro		São Paulo		Total Bacia PBSUL	
	hectares	%	hectares	%	hectares	%	hectares	%
Floresta Ombrófila	6.872	0,3	186.984	8,9	212.764	15,3	406.620	7,3
Floresta Estacional	100.644	4,9	89.252	4,3	4.600	0,3	194.496	3,5
Florestas	107.516	5,2	276.236	13,2	217.364	15,6	601.116	10,8
Vegetação Secundária	190.208	9,2	372.424	17,8	170.884	12,3	733.516	13,2
Campo/Pastagem	1.657.196	80,2	1.281.560	61,2	800.344	57,6	3.739.100	67,4
Área Agrícola	40.688	2,0	51.012	2,4	63.176	4,5	154.876	2,8
Reflorestamento	11.160	0,5	8.008	0,4	60.916	4,4	80.084	1,4
Área Urbana	7.900	0,4	22.328	1,1	35.736	2,6	65.964	1,2
Afloramento Rochoso	1.096	0,1	9.784	0,5	436	0,0	11.316	0,2
Área Não Sensoriada	39.452	1,9	45.848	2,2	2.912	0,2	88.212	1,6
Campos de Altitude	1.968	0,1	2.792	0,1	12.296	0,9	17.056	0,3
Mangue	-	-	500	0,0	-	-	500	0,0
Restinga	-	-	1.112	0,1	-	-	1.112	0,0
Água	2.412	0,1	14.808	0,7	23.220	1,7	41.936	0,8
Solo Exposto	364	0,0	5.456	0,3	1.576	0,1	7.396	0,1
Várzea	5.424	0,3	352	0,0	-	-	5.776	0,1
<b>TOTAL</b>	<b>2.065.384</b>	<b>100,0</b>	<b>2.093.220</b>	<b>100,0</b>	<b>1.388.860</b>	<b>100,0</b>	<b>5.547.464</b>	<b>100,0</b>

#### **2.1.4 - As Enchentes do Rio Paraíba do Sul**

Muitas inundações assolaram a região Norte Fluminense, sendo efeito dos regulares transbordamentos da calha do Rio Paraíba do Sul. Historicamente as maiores cheias foram registradas em 1943, 1966, 2007 e 2012.

A inundação de 1966 foi responsável por arruinar toda safra de cana de a u ar e por desabrigar 11 mil pessoas só na Cidade de Campos dos Goytacazes. Nessa cheia o Rio Paraíba do Sul atingiu a cota de 10,80 m e uma vazão estimada em 6000 m<sup>3</sup>/s.

O estudo elaborado em 1969 pela Engenharia Gallioli Ltda, intitulado "Estudos das Cheias em Campos", ressalta a importância do guarda-corpo em concreto, com crista na cota 11,5 m (IBGE), bem como o dique de terra que se estende até São João da Barra para a defesa da Cidade de Campos dos Goytacazes durante as cheias do Rio Paraíba do Sul.

Por causa dos efeitos devastadores desta enchente, deu-se início a uma obra de controle de cheias na região realizada pelo Departamento Nacional de Obras e Saneamento (DNOS). O  rg o tinha como metas de trabalho finalizar os diques da margem direita do Paraíba do Sul e inverter o sentido do fluxo dos canais afluentes de drenagem no sentido da Lagoa Feia. A partir da Lagoa, essas águas seriam vertidas para um único canal (Canal das Flechas) diretamente para o mar pela Barra do Furado.

Posteriormente a essas obras, foram construídas seis tomadas d'água controladas por comportas no Rio Paraíba do Sul e direcionadas para a irriga o e drenagem das águas pluviais. Essas tomadas d'água somadas aos canais principais e aos canais secundários possuem cerca de 1300 km de extensão. Atualmente, pela falta de manuten o, por muito tempo estavam em estado de abandono tendo grande responsabilidade pela suscetibilidade a enchentes.

Em rela o aos diques do Paraíba do Sul, que acompanham o Rio em um longo estirão do município, cabe ressaltar alguns aspectos importantes. O seu coroamento foi implantado nas cotas 11,50 m e 12,00 m (IBGE), respectivamente, nos trechos de alvenaria ( rea urbana – margem direita) e

nos trechos em terra próximos ao centro urbano, totalizando, cerca de 65 km em cada margem.

Mesmo assim, as obras de engenharia realizadas pelo DNOS não foram capazes de conter a enchente ocorrida em janeiro de 2007, que superou a do ano de 1966, quando o Rio atingiu a cota de 11,6 metros. Em geral, os primeiros bairros a serem atingidos são aqueles localizados às margens do Rio, como a Ilha do Cunha, Matadouro e Tira-Gosto, todos eles constituídos por populações de baixa renda. A força das águas ocasionou também a queda da ponte General Dutra, comprometendo por um tempo considerável grande parte do tráfego rodoviário entre o Sul e o Norte do Brasil realizado pela BR 101 (Figura 9).

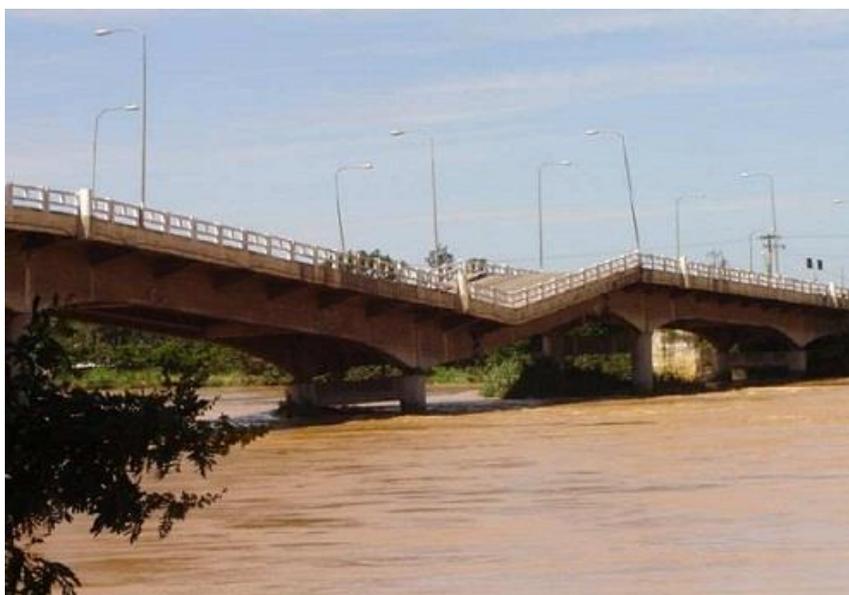


Figura 9 - Ponte General Dutra, enchente de 2007.

No ano de 2008 foi a vez da Baixada Campista como um todo passar pela sua maior inundação, afetando especialmente as localidades de Urura  e Ponta Grossa dos Fidalgos. Em 2011/2012 a localidade de Três Vendas, às margens do Rio Muriaé (afluente do Paraíba do Sul) sofreu com a ruptura em dois pontos do dique onde se encontra a BR-356 (trecho Campos-Cardoso Moreira), atingindo o nível de três metros de lâmina d'água acima do solo, afetando casas e lavouras (Figuras 10 e 11).



Figura 10 - Ruptura da BR-356.



Figura 11 - Ruptura da BR-356.

Na Figura 12 apresentamos o ciclo anual das cotas no Rio Paraíba do Sul, com base em dados coletados de 1920 a 2002 pela Agência Nacional das Águas.

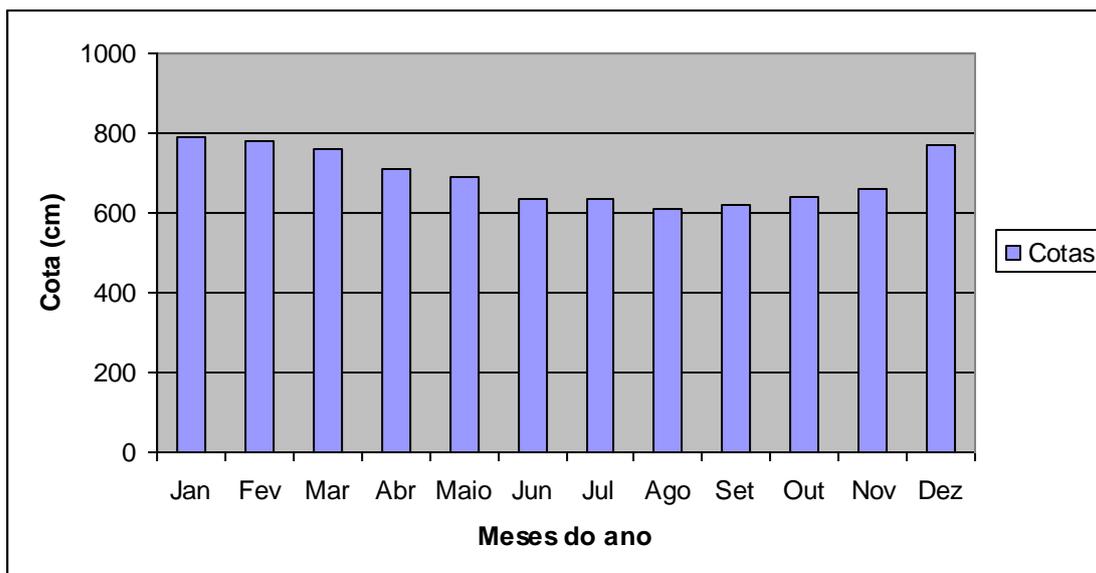


Figura 12 - Ciclo das Cotas do Rio Paraíba do Sul em Campos dos Goytacazes (Fonte: ANA, DAEE, 2003).

### 2.1.5 - Climatologia Geral e Precipitação Média na Bacia

A Bacia do Rio Paraíba do Sul apresenta clima tropical com temperatura média anual que oscila entre 18°C e 24°C. As mais altas temperaturas ocorrem na Região de Itaperuna, na Bacia do Rio Muriaé, com média das máximas situada em torno de 32°C.

O regime de chuvas é caracterizado por um período seco, que se estende de Junho a Setembro, e um período muito chuvoso, que abrange os meses de Novembro a Janeiro, quando ocorrem as grandes cheias do Rio Paraíba do Sul.

De acordo com a Tabela 2 que apresenta dados compilados de observações meteorológicas feitas no Campus Leonel Miranda da UFRRJ em Fazenda Experimental desta universidade situada no município de Campos dos Goytacazes, a média anual de precipitação nos últimos 30 anos é de 902,2 mm (milímetro de chuva por m<sup>2</sup>), com o mês mais chuvoso sendo o de dezembro (média de 156,3 mm) e o mais seco do ano o de junho (média de 33,0 mm).

Tabela 2 - Média pluviométrica em Campos dos Goytacazes (mm). (Fonte: <http://www.campuslm.ufrj.br>, Acesso em 08/08/2009)

ANO	MÉDIA DOS ÚLTIMOS 30 ANOS												TOTAL	
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ		
1976														
-	110,1	61,0	78,1	72,8	47,4	31,1	33,0	31,8	69,7	81,9	129,0	156,3	902,2	
2005														

### 2.1.6 - Regionalização das Vazões

As análises referentes às vazões com 95% de permanência no tempo (Q95%) permitiram a caracterização de 10 regiões consideradas hidrologicamente homogêneas, delimitadas na Figura 13, quais sejam:

- Bacia dos rios Paraibuna e Paraitinga
- Bacia dos rios Jaguari e Buquira
- Bacia dos rios afluentes pela margem esquerda com área inferior a 1.000 km<sup>2</sup>
- Bacia dos rios afluentes pela margem direita com área inferior a 1.000 km<sup>2</sup>
- Bacia do Rio Paraibuna - trecho mineiro
- Bacia do Rio Piabanha
- Bacia dos rios Paquequer e Dois Rios
- Bacia do Rio Pomba
- Bacia do Rio Muriaé
- Bacia do Rio Paraíba do Sul.

Para a calha do Rio Paraíba do Sul foram caracterizados quatro trechos, analisados isoladamente, a saber:

Trecho 1 – da usina de Paraibuna/Paraitinga até a usina de Funil, que corresponde ao estirão paulista do Rio Paraíba do Sul;

Trecho 2 – da usina de Funil à barragem de Santa Cecília;

Trecho 3 – da barragem de Santa Cecília à confluência com os rios Paraibuna e Piabanha;

Trecho 4 – da confluência Paraibuna/Piabanha até a foz.



As Ilhas estudadas encontram-se no Trecho 4. Nesse trecho o Rio Paraíba do Sul recebe afluentes importantes, como o Paraibuna, o Piabanha, o Dois Rios, o Pomba e o Muriaé.

Nesse estudo constatou-se para a Cidade de Campos dos Goytacazes as vazões descritas na Tabela 3.

Tabela 3 - Vazões com Permanência de 95% no Tempo, Vazões Médias de Longo Período e Vazões mínimas de 7 dias de duração e 10 anos de recorrência (Q 7,10).

	Área de Drenagem (Km <sup>2</sup> )	Q95% (m <sup>3</sup> /s)	q95% (l/s.km <sup>2</sup> )	QMLT (m <sup>3</sup> /s)	qMLT (l/s.km <sup>2</sup> )	Q7,10 (m <sup>3</sup> /s)	q7,10 (l/s.km <sup>2</sup> )
Campos	55.500	306,36	5,52	845,09	15,23	292,30	5,27

## 2.2 - Topografia das Ilhas

De acordo com dados altimétricos das ilhas, as curvas de nível foram geradas e estão apresentadas nas Figuras 14, 15 e 16. Podem ser observadas cotas variando entre 3 e 10,5 m, sempre partindo das margens das Ilhas para áreas onde são formados taludes naturais, tais áreas foram determinadas para a localização dos aterros. As plantas topográficas encontram-se no Anexo IV.

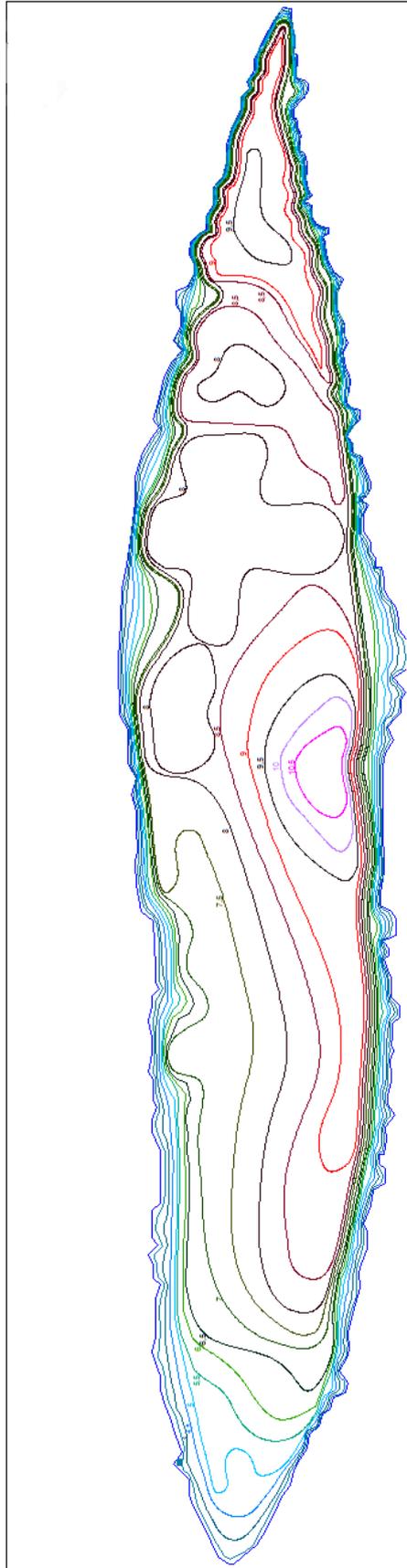


Figura 14 - Planta Topográfica da Ilha 1.

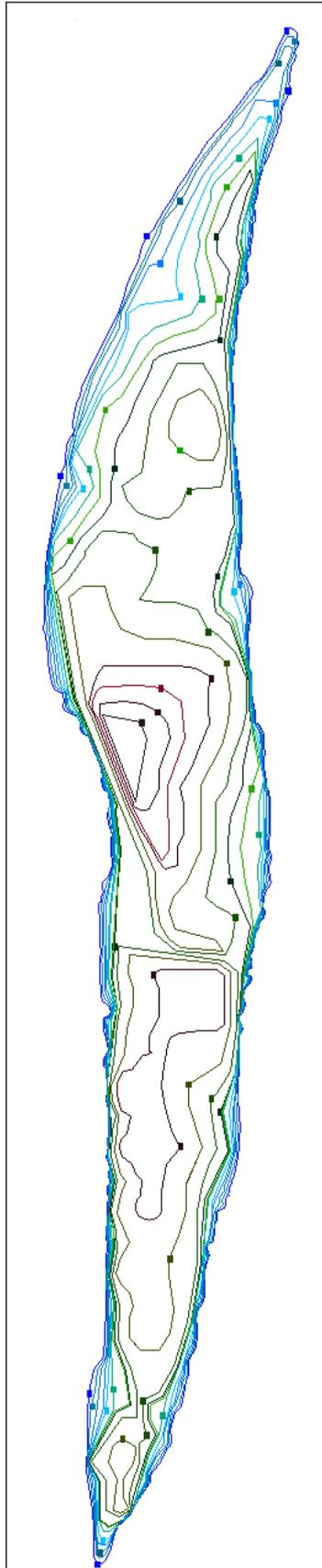


Figura 15 - Planta Topográfica – Ilha 2.

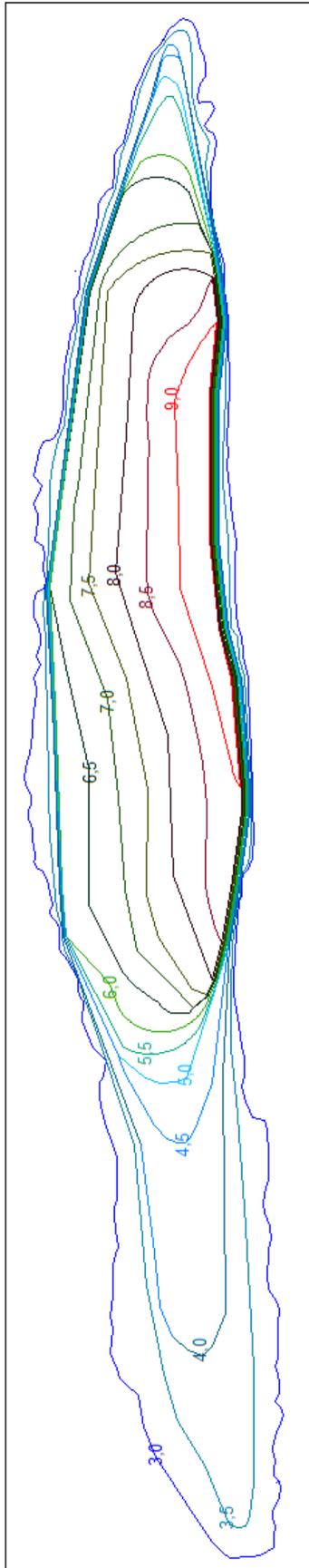


Figura 16 - Planta Topográfica – Ilha 3.

### **2.3 - Faixa Marginal de Proteção (FMP)**

As faixas marginais de proteção de rios, lagos, lagoas e reservatórios d'água são faixas de terra necessárias à proteção, à defesa, à conservação e operação de sistemas fluviais e lacustres, determinadas em projeção horizontal e considerados os níveis máximos de água (NMA), de acordo com as determinações dos órgãos federais e estaduais competentes (LEI ESTADUAL Nº 1.130/87).

A demarcação da FMP é fundamental para proteger os corpos hídricos da ocupação irregular de suas margens. Edificações erguidas nas margens de rios e lagoas estão permanentemente sujeitas à enchentes, provocadas pelo transbordo natural em períodos de chuva e agravadas pela impermeabilização do solo, que impede a drenagem das águas pluviais, o que pode colocar em risco não apenas a qualidade ambiental, como também a vida das pessoas.

Os principais objetivos da demarcação das FMP são:

- Assegurar uma área que permita a variação livre dos níveis das águas, em sua elevação ordinária;
- Garantir a permeabilidade do solo nas margens, a fim de possibilitar a drenagem da água das chuvas e reduzir o volume das cheias, possibilitando ainda o abastecimento dos lençóis freáticos;
- Evitar a erosão e o desmoronamento das margens e alterações na profundidade dos corpos hídricos.

A demarcação da FMP é feita após um exame das alterações sazonais do corpo hídrico, de seus fluxos normais e expansivos e a probabilidade de alteração da configuração de suas margens. Portanto, demarcar a FMP de um rio é demarcar a calha menor e a calha maior do corpo hídrico, estabelecidas segundo a média máxima de maior vazão em determinado tempo, em face de sua vazão mínima nos períodos de estiagem, bem como estabelecer a sua faixa de transbordo excedente e a área de movimentação prevista. O Inea adota a vazão de cheia recorrente em 10 anos, o que permite a definição de uma seção do corpo hídrico e, conseqüentemente, uma FMP de largura maior.

Pela Constituição Estadual, a FMP é tida como um tipo de Área de Preservação Permanente. Assim, toda e qualquer vegetação natural presente

no entorno de corpos lacustres e ao longo de cursos d'água passa a ter caráter de preservação permanente.

As larguras das FMPs determinadas em lei são larguras mínimas, que podem ser ampliadas por critérios técnicos ou pela presença de ecossistemas adjacentes relevantes, os quais devem ser integralmente incluídos na FMP (por exemplo: manguezais, dunas, vegetação de restinga, brejos perilagunares e costões rochosos). Também devem constar integralmente na FMP os terrenos de Marinha e acrescidos.

No Estado do Rio de Janeiro, a base legal para o estabelecimento da largura mínima da FMP é a Portaria Serla nº 324/2003 (atualmente Inea). Em seu artigo 1º, a Portaria estabelece as larguras mínimas da FMP ao longo de qualquer curso d'água desde seu nível mais alto, sendo estas:

- 1) de 30 m para os cursos d'água de menos de 10 m de largura;
- 2) de 50 m para os cursos d'água que tenham de 10 a 50 m de largura;
- 3) de 100 m para os cursos d'água que tenham de 50 a 200 m de largura;
- 4) de 200 m para os cursos d'água que tenham de 200 a 600 m de largura;
- 5) de 500 m para os cursos d'água que tenham largura superior a 600 m.

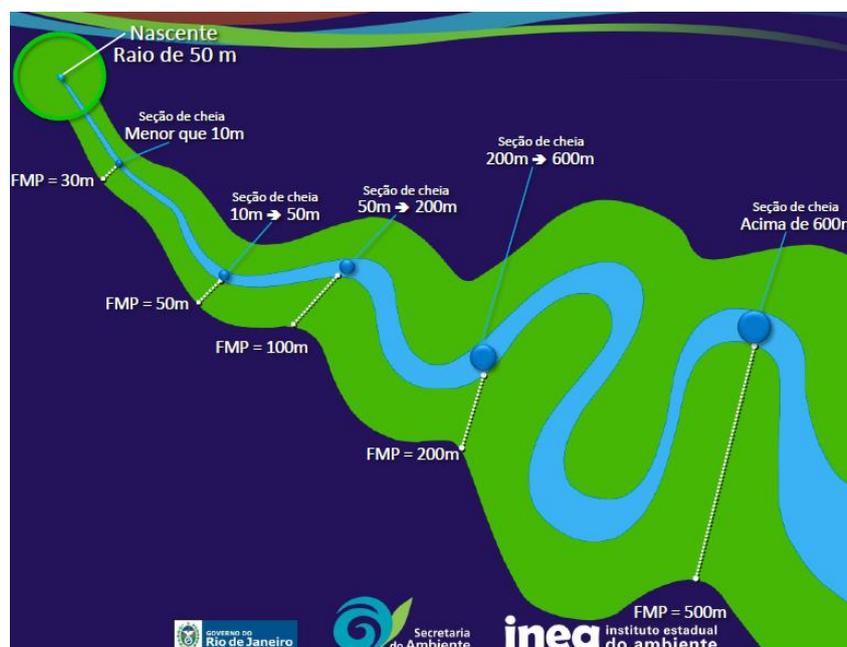


Figura 17: Larguras mínimas para as faixas marginais de proteção (Fonte: INEA).

Os limites mínimos fixados poderão ser reduzidos, nas situações:

I - que a área encontra-se antropizada;

II - a longa e consolidada ocupação urbana;

III - a inexistência de função ecológica da FMP/APP em questão, desde que identificadas a inexistência de vegetação primária ou vegetação secundária no estágio avançado de regeneração e a presença de, no mínimo, uma das seguintes características:

a) ocupação consolidada das margens do curso d'água a montante e a jusante do trecho em análise;

b) impermeabilização da FMP/APP;

c) capeamento do curso d'água, sendo que, no caso de obras recentes, deverá ser apresentado ao órgão ambiental competente o respectivo projeto aprovado pela prefeitura local ou o levantamento cadastral da obra;

IV - que a alternativa de recuperação da área como um todo seja inviável pelos custos manifestamente excessivos para a coletividade.

Visto isso, a Ilha estudada pode ter suas faixas marginais de proteção reduzidas. Sua área encontra-se degradada pelas pastagens de gado e não há existência de vegetação primária ou secundária.

## CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE PROJETO

### 3.1 - Níveis dos aterros e suas finalidades

A Ilha 1 possui cerca de 140 mil m<sup>2</sup>, a Ilha 2 possui aproximadamente 380 mil m<sup>2</sup> e a Ilha 3 por volta de 40 mil m<sup>2</sup>.

Tendo em vista o objetivo de recuperação da Ilha e reintrodução de fauna e flora, foi considerada no projeto e dimensionamento a Ilha 2 por possuir a maior área, sendo assim, os dois aterros considerados (Figura 18) dão suporte ao projeto de recuperação da Ilha, um destinado para reintrodução de animais e outro para construção de uma edificação de apoio a reintrodução de fauna e flora, sem interferir na área destinada ao reflorestamento.



Figura 18: Aterros 1 e 2 na Ilha 2.

Na Ilha 2, três níveis, A, B e C (Figura 19), serão considerados para os dois aterros distintos, um nível para reflorestamento, um para refúgio e reintrodução de animais silvestres e, o último, para a uso e ocupação da Ilha com alguma edificação de apoio a introdução de fauna.

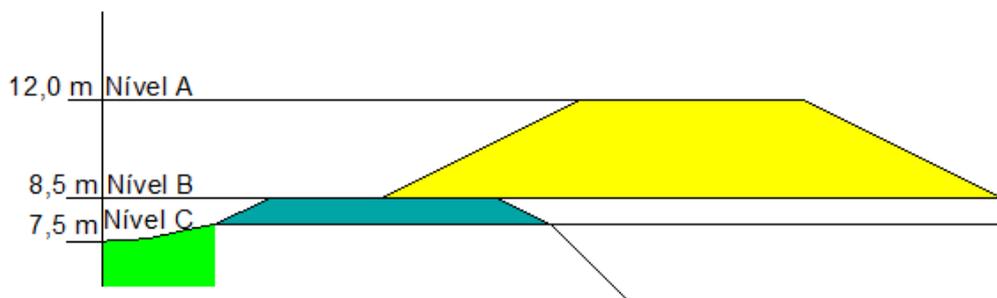


Figura 19: Esquema dos níveis nos aterros 1 e 2.

O nível A, que englobará a edificação, terá altura equivalente a 12 m, o que assegura a utilização da Ilha de acordo com os dados de cheias dos

últimos 100 anos, que nos mostra que a maior cheia, ocorrida em 2007, atingiu um nível de 11,6 m de altura.

O nível B, destinado à refúgio de animais, terá uma cota de 8,5 m. Pela média dos ciclos das cotas do Rio Paraíba do Sul na Cidade de Campos (Figura 12), essa cota garante uma segurança para os animais visto que a cota mais alta atingida não ultrapassa 8 m de altura durante os meses de chuva do ano. Para ocasiões de cheias extraordinárias, os animais poderão abrigar-se no aterro A. O dique que contém esse aterro terá uma altura variada, visto que o mesmo foi locado em concordância com o terreno natural da ilha.

Já o nível C, que foi destinado para reflorestamento, tem uma altura de 7,5 m, que acarreta em torno de 4 meses de submersão de acordo com o ciclo das Cotas do Rio Paraíba do Sul em Campos dos Goytacazes (Tabela 12). Esse nível não se caracteriza como um aterro, visto que não se faz necessário à construção de diques, pois todo o seu contorno está coincidindo com a curva de nível de 7,5 m.

Para as áreas que se situam abaixo de 7,5 m é sugerido que se introduzam espécies nativas da Mata Atlântica que foram desmatadas no processo de ocupação indevido da Ilha.

### **3.2 - Aterros Hidráulicos**

O aterro hidráulico usa a água para levar a areia do fundo do rio através de uma draga (Figura 20), que é um aspirador que suga água e areia, ao final da draga existe uma grande tubulação que deposita o material dentro de uma área onde os limites do aterro são feitos com os diques.



Figura 20: Dragagem executando lançamento de aterro hidráulico em praia para ampliação da faixa de areia.

A construção dos aterros é realizada em etapas, sendo que a primeira consiste na construção do dique de partida, o qual é constituído do próprio solo da Ilha. A etapa seguinte corresponde ao lançamento do material dragado nas áreas determinadas para o aterro, sendo construído sempre um nível por vez.

Grishin (1982) apresenta algumas vantagens do método de construção por aterro hidráulico quando comparado com os aterros construídos por técnicas convencionais:

- Alta capacidade construtiva, sendo possível executar mais de 200.000 m<sup>3</sup> de aterro por dia;
- Mecanismos de construção relativamente simples quando comparado com os métodos convencionais;
- Menor exigência de mão de obra humana;
- Menos custo unitário da obra;
- Aplicabilidade a uma larga faixa de materiais.

### 3.3 - Diques

No presente estudo, os diques funcionam como uma contenção para o aterro hidráulico, tendo um comportamento semelhante ao de barragens de

terra quando o aterro é lançado (Figura 21) e quando, possivelmente, o nível de água sobe além do esperado.



Figura 21: Lançamento de aterro hidráulico.

O projeto de um dique deve, sempre, ser função intrínseca do objeto ou objetivos a que se propõe a obra a ser construída. Neste projeto, a finalidade se dá no aumento da cota da Ilha para que a mesma não fique submersa em grandes cheias, possibilitando seu uso e ocupação. Logo, a escolha e justificativa de sua inclinação se tornam fatores primordiais neste projeto, em conjunto com os sistemas de drenagem e proteção.

Para a escolha de sua inclinação, deve ser levado em conta os fatores de segurança obtidos na análise de situações crítica, que foram:

- o comportamento no final da construção – onde é considerado o valor de  $R_u$ ;
- o comportamento pós-construção – que simula a condição em que a obra deve permanecer exceto em situações de cheias;
- o comportamento quando o nível de água desce rapidamente – que representa algum possível início e final de cheia.

### 3.4 - Fator de Segurança mínimo dos taludes ( $FS_{min}$ )

Os Fatores de Segurança (FS) têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de dimensionamento. Dependendo dos riscos

envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações de Grau de Segurança.

Tabela 4: Grau de risco da instabilidade nos processos e obras de proteção contra os efeitos de instabilidade (NBR 11682 - 1991)

alto	presentes os três fatores principais
médio	presentes os dois fatores principais, no mínimo
baixo	presentes um fator principal ou, no mínimo, dois complementares
Fatores intervenientes <sup>(A)</sup>	
Fatores principais	
- instabilidade comprovada	
- efeitos e conseqüências da instabilidade	
- topografia desfavorável	
Fatores complementares	
- histórico e freqüência da instabilidade	
- geologia desfavorável	
- fator climático	

<sup>(A)</sup> Conforme circunstâncias locais, a utilização de outros fatores e critérios deve ser justificada.

Pode-se considerar o atual projeto como de Grau de Risco baixo, pois, se enquadra somente no fator principal “Efeitos e conseqüências da instabilidade”.

Mediante tal consideração, encontramos qual deve ser o fator de segurança mínimo a ser utilizado no projeto, de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5: Fatores de segurança mínimo para cada Grau de Risco.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo <sup>(A)</sup>	Padrão: deslocamento máximo
alto	1,50	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
médio	1,30	
baixo	1,15	

<sup>(A)</sup> Podem ser adotados fatores diferentes, desde que justificados.

O fator de segurança mínimo utilizado neste projeto foi FS=1,2.

### 3.5 - Características dos solos utilizados

No presente projeto, para que o custo seja minimizado, os materiais utilizados para os diques e aterro hidráulico serão retirados da própria ilha e do seu entorno. Para a construção dos diques serão utilizados materiais do solo constituinte da Ilha e para o aterro hidráulico a areia do Rio Paraíba do Sul.

Foram realizados ensaios de sondagem e compactação do material da Ilha, e, também, granulometria da areia do fundo do Rio. Os resultados encontram-se no Anexo II.

#### 3.5.1 - Dique

O material do dique será retirado de uma área de empréstimo dentro da própria Ilha que, segundo a sondagem, trata-se de uma areia fina argilosa (pouco compacta), com  $N_{spt} = 6$ . Para tal material, o valor de  $N_{spt}$  nos remete a um peso específico da ordem de  $17 \text{ kN/m}^3$  as Tabelas 6 e 7.

Tabela 6: Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 7: Peso específico de solos arenoso (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

O valor da coesão foi retirado da Tabela 8, e é igual a 5 kPa.

Tabela 8: Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT. (Valores UFMG fls.47).

Consistência	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	E' (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	> 1500	

Para o ângulo de atrito, de acordo com a Tabela 9 temos, para areia fina argilosa, um ângulo de atrito igual a 26°.

Tabela 9: Parâmetros Geotécnicos (NAMBA et al, 2002)

Materiais	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$r_u$
Aterro compactado	27	-	18,0	-
Aterro de fundação	27	-	18,0	0,1 a 0,3
Areia fina argilosa	26	-	17,0	-
Argila orgânica	25	24,2	15,0	0,6
Solo residual	30	-	20,0	-
Rejeito	10	-	13,0	-

onde:  $c'$ : coesão efetiva, em kPa;  $\phi'$ : ângulo de atrito interno efetivo, em graus;  
 $c_u$ : coesão não-drenada, em kPa;  $\gamma_{sat}$ : peso específico saturado, em kN/m<sup>3</sup>;  
 $r_u$ : parâmetro de pressão neutra =  $\Delta u/\gamma \cdot \Delta H$ , onde  $\Delta H$  = incremento de altura de aterro.

Nas análises de estabilidade leva-se em consideração o parâmetro  $R_u$ , que relaciona a pressão neutra com a tensão vertical imposta. De forma mais clara, o parâmetro  $R_u$  simula as condições de drenagem interna do aterro, sendo utilizado para análises do tipo pós-construção. Os valores de  $R_u$  variam entre 0,1 e 1,0 e, é de conhecimento, que quanto maior o seu valor, menor será o fator de segurança da estabilidade do talude. Borgatto (2006) realizou análises por equilíbrio-limite para valores de  $R_u$  variando entre 0 e 0,5, mantendo-se os valores de coesão e ângulo de atrito lateral do material. Para uma das seções analisadas, com  $R_u=0$  o fator de segurança obtido foi de  $FS=1,72$ ; para  $R_u=0,2$ , o fator de segurança reduziu para  $FS=1,44$  e, para  $R_u=0,5$ , o fator de segurança obtido foi de  $FS=1,00$  (Figura 22). Seguindo essa análise e partindo do ponto em que o projeto atual admite  $FS=1,2$ , encontramos um  $R_u=0,3$ .

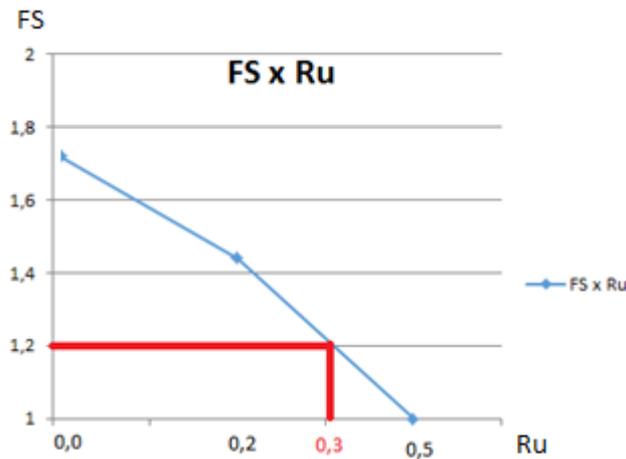


Figura 22: Relação entre fator de segurança e Ru segundo Borgatto (2006).

### 3.5.2 - Aterro hidráulico

O material do aterro hidráulico será dragado do Rio Paraíba do Sul. Tal areia é fofa, por não sofrer compactação. De acordo com a Tabela 7, encontramos seu peso específico  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ , sua coesão, como já é de conhecimento para areias, é nula, e o ângulo de atrito foi considerado como  $19^\circ$ , de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10: Correlação entre o número de golpes obtidos em sondagens de percussão e o ângulo de atrito interno, sugerido por Meyerhof (1956).

Compacidade	NSPT	Ângulo de atrito - $\phi$ ( $^\circ$ )
Fofa	$\leq 4$	$< 30$
Pouco compacta	5 - 10	30 - 35
Medianamente compacta	11 - 30	35 - 40
Compacta	31 - 50	40 - 45
Muito compactada	$> 50$	$> 45$

### 3.5.3 - Fundação

O material considerado como o da fundação do dique e aterro, caracterizado pela sondagem, se trata de areia fina à grossa, pouco siltosa, pouco a medianamente compacta, com Nspt variando de 5 a 9. Com isso

encontramos um peso específico  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  (Tabela 7), e a coesão  $c = 5 \text{ kPa}$ . O ângulo de atrito pode ser considerado  $22^\circ$ .

### 3.6 - Recalques

O solo encontrado abaixo do aterro e dique é constituído por areia fina a grossa, de pouco compacta até compacta. A Figura 23 ilustra a compressão volumétrica de duas areias, uma fofa e outra compacta, mostrando que a compressibilidade independe da compactidade e, que para que os recalques sejam significativos, as pressões aplicadas devem ser superiores a 10 Mpa. Na grande maioria dos projetos de engenharia os solos recebem pressões inferiores a 10 Mpa, como é o caso do atual estudo. Por esta razão, os recalques são desprezíveis, ocorrendo somente durante a construção, se fazendo necessário apenas corrigir a cota de crista dos diques.

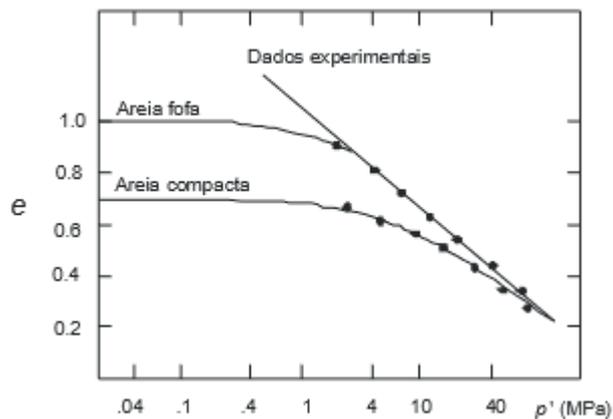


Figura 23: Resultados de ensaios realizados para o estudo da compressibilidade de areias (Vesic e Clough, 1968)

### 3.7 - Proteção de taludes

Estruturas de proteção de margens são obras com a finalidade de proteger a superfície de maciços geotecnicaamente estáveis contra a erosão e evitar deslizamentos superficiais. Também têm a função de recuperar o aspecto ambiental do talude, através do seu recobrimento vegetal. Pelas

características citadas anteriormente, neste projeto serão especificados Colchões Reno® e a biomanta BioMac®, ambos encontram-se descritos a seguir.

### **3.7.1- Colchão Reno®**

Os Colchões Reno® são estruturas retangulares caracterizadas por sua grande área e pequena espessura, fabricados com malha hexagonal de dupla torção produzida com arames de baixo teor de carbono revestidos com recobrimento Galfan® e protegidos, adicionalmente, por uma camada contínua de material plástico (aplicada por extrusão).

Os Colchões Reno® são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, espaçados em intervalos regulares. Sua base, paredes laterais e de fechamento (extremidades) são formadas a partir de um único pano contínuo de malha, obtendo-se um recipiente multicelular aberto.

Para fortalecer a estrutura, todas as extremidades dos panos de malha são reforçadas com arame de maior diâmetro que o utilizado para a fabricação da malha.

Quando os Colchões Reno® são instalados e preenchidos com pedras, se tornam elementos drenantes, armados que, devido a sua flexibilidade e pequena espessura, são especialmente indicados na construção de revestimentos de margens estáveis e diques. A alta flexibilidade desses elementos e a natureza monolítica da estrutura permitem a construção de revestimentos econômicos e resistentes, mesmo quando ocorrem recalques acentuados dos maciços de terra.

Devido à facilidade do desenvolvimento da vegetação por entre as pedras, os revestimentos em colchões Reno também são ideais quando se deseja uma rápida integração da obra com o meio circundante.



Figura 24: Colchões Reno®.

Os colchões reno serão utilizados como revestimento em todo o talude do nível B e no pé do talude do nível A.



Figura 25: Colchão Reno como revestimento no pé de talude.

### 3.7.2 - BioMac®

BioMac® é uma biomanta produzida com fibra de coco que possui alta resistência e degradação lenta, contida entre duas linhas de polipropileno foto degradável e entrelaçadas com adesivos orgânicos. Geralmente é utilizada como proteção superficial de taludes contra a erosão.

As biomantas BioMac® promovem a proteção imediata contra o efeito dos agentes erosivos, processos de deslocamento e mobilização de partículas em margens de rios e canais, taludes, e/ou quaisquer superfícies de solo desprotegidas contra a ação dos processos erosivos e podem ser aplicadas diretamente sobre a superfície que se deseja proteger com finalidades estéticas, ambientais e para estabilização de solos. Sua função é a de servir de proteção e adubo para espécies vegetais que são semeadas no talude, antes da aplicação da mesma.

Por ser produzido com material biodegradável oferece uma solução de baixíssimo impacto ambiental. Em geral, após sua instalação, recomenda-se a aplicação de hidrossemeadura. Sua aplicação é feita diretamente sobre o talude regularizado e preso a este com pequenas estacas de madeira. As fibras de coco, ao se decompor, se transformam em uma camada de material fértil que favorece ao crescimento da vegetação.

Com esta solução, em pouco tempo a vegetação desenvolvida no próprio talude é a proteção contra a erosão.



Figura 26: BioMac®

O Biomac será utilizado como revestimento nos taludes dos diques, onde não há colchão reno (Figura 27).



Figura 27: Exemplo de aplicação de BioMac como revestimento de talude.

### **3.8 - Sistemas de Drenagem**

A presença de água geralmente ocasionada por infiltração e percolação no solo causa problemas inconvenientes para as mais variadas obras de engenharia civil. É necessário então prover a estas construções sistemas drenantes eficazes que evitem a presença de água em pontos que possam comprometer a estrutura.

Para um dique de terra que tem um desempenho seguro e eficiente, a drenagem interna é controladora de fluxo, retém partículas de solo que poderiam ser carreadas, minimiza os níveis de pressão neutra e, por consequência, resulta em maior segurança na estabilidade da obra. Uma drenagem interna com dimensionamento criterioso conduz a um sistema seguro e estável.

### 3.8.1 - Valeta de proteção de aterro e corte

Com a valeta de proteção de aterro (Figura 28) e de corte, visamos escoar toda a água superficial que venha interferir no funcionamento do aterro.

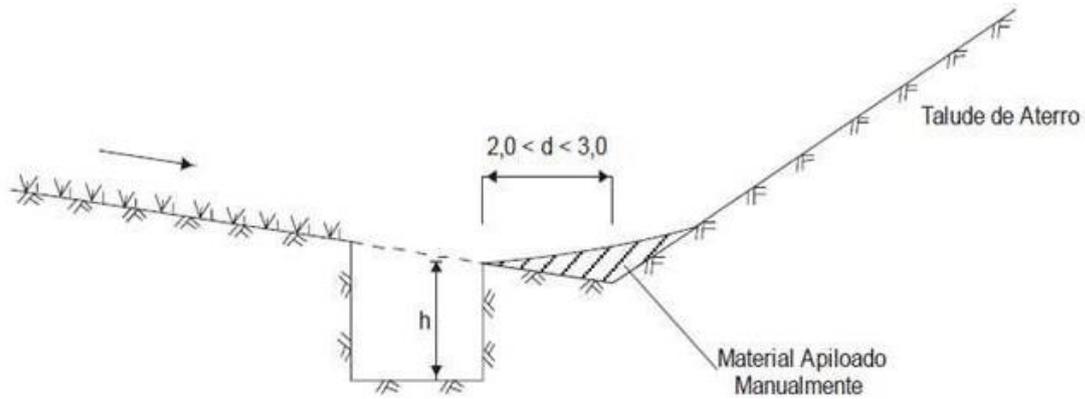


Figura 28: Esquema de valeta de proteção de aterro

As valetas do projeto têm revestimento de concreto. Foram consideradas uma valeta de proteção de corte no nível A e uma valeta de proteção de aterro no nível B (Figura 29).



Figura 29: Valetas de proteção de aterro.

### 3.8.2 - Descidas d'água

As descidas d'água podem ser do tipo rápido ou em degraus (Figuras 30 e 31).

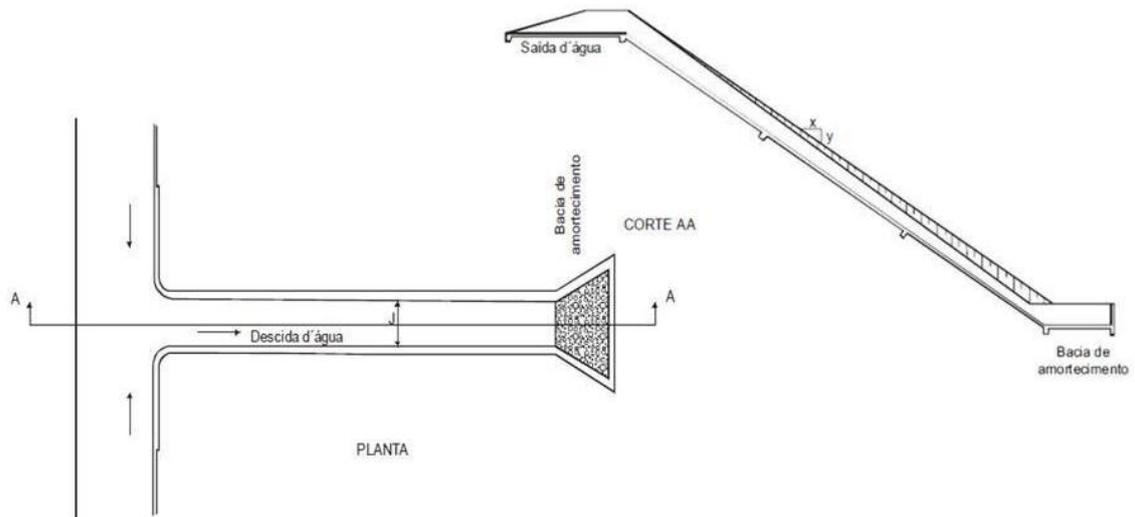


Figura 30: Descida d'água do tipo rápida.

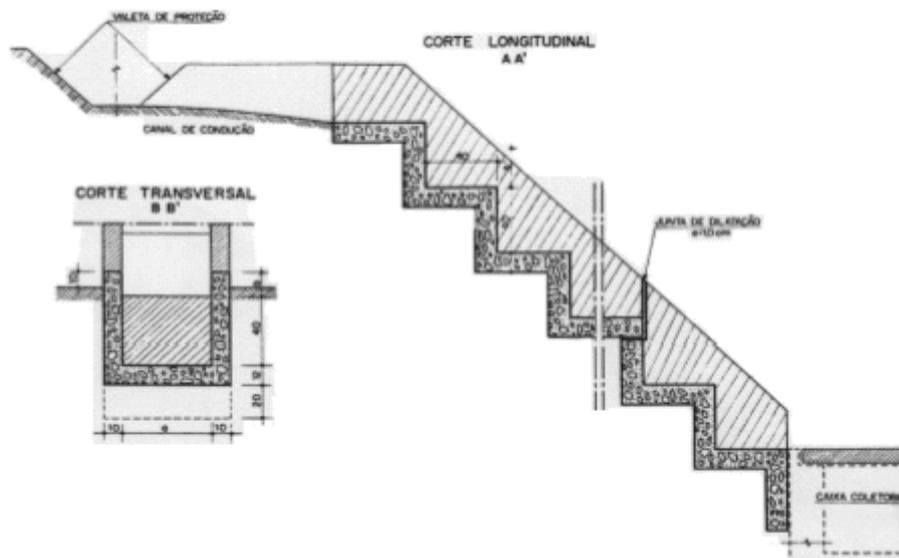


Figura 31: Descida d'água em degraus.

A escolhida para o projeto foi a descida d'água do tipo rápida.

### 3.8.3 - Saídas de água

As saídas d'água são dispositivos destinados a conduzir as águas coletadas pelas valetas de proteção de aterro lançando-as nas descidas d'água. São, portanto, dispositivos de transição entre as valetas de corte e as descidas d'água.

### 3.8.4 - Bacias de amortecimento

As bacias de amortecimento (Figura 32), ou dissipadores localizados, são obras de drenagem destinadas, mediante a dissipação de energia, a diminuir a velocidade da água quando esta passa de um dispositivo de drenagem superficial qualquer para o terreno natural, de modo a evitar o fenômeno da erosão. Neste protejo o colchão reno, devido a sua localização, exercerá a função de uma bacia de amortecimento.

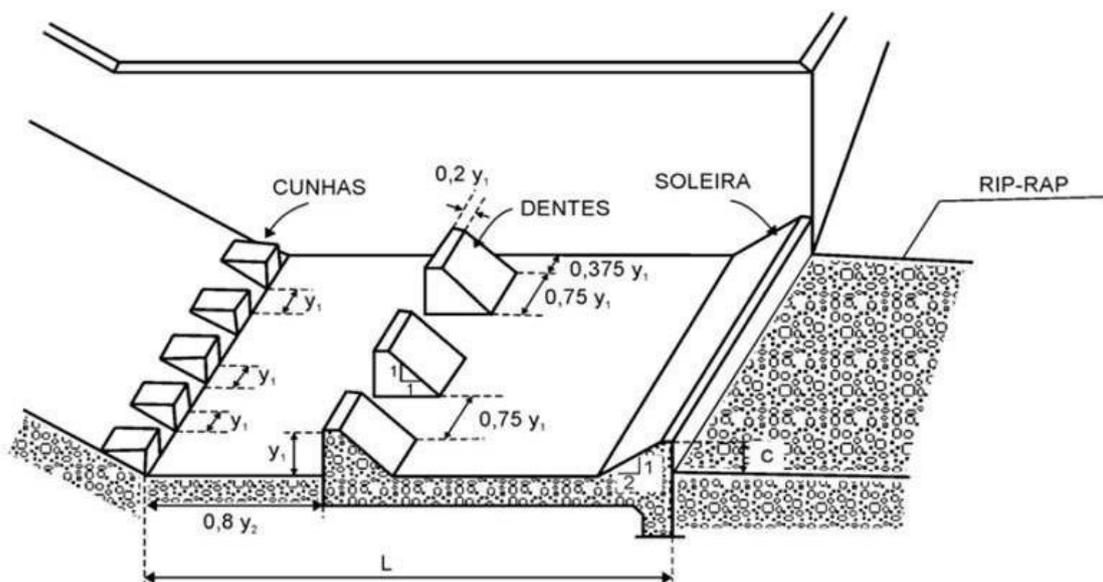


Figura 32: Esquema de um dissipador de energia.

## CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

### 4.1 - Dique

O dimensionamento do dique se dá na escolha da inclinação do seu talude, obedecendo sempre o critério do fator de segurança mínimo, definido no capítulo anterior, igual a  $FS=1,2$ .

Para tal verificação foi utilizado o software GeoSlope (2004), e a mesma foi realizada para três situações distintas:

- O comportamento em final de construção – onde foi considerado  $R_u=0,3$ ;
- O comportamento pós-construção;
- O comportamento quando o nível de água desce rapidamente.

O modelo utilizado no programa se encontra na Figura 33.

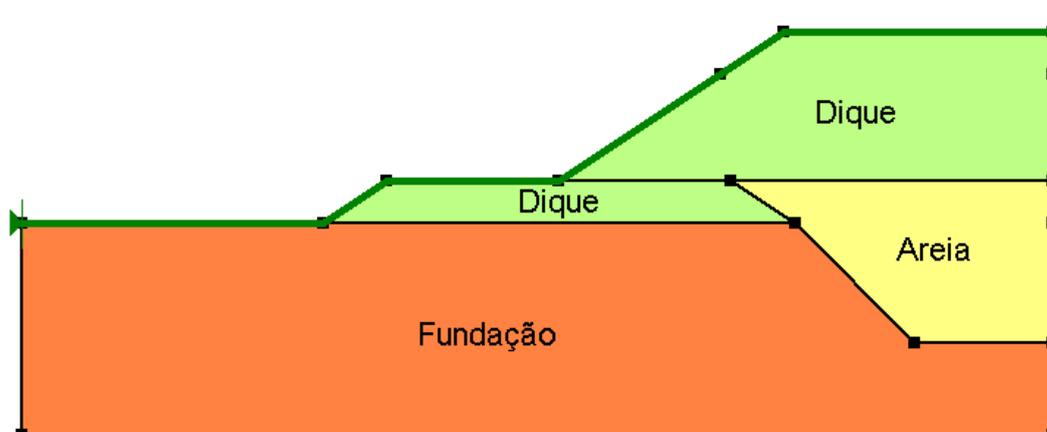


Figura 33: Modelo de dique utilizado.

Os dados de entrada do programa estão na Tabela 11.

Tabela 11: Dados de entrada do GeoSlope (2004).

Material	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão $c$ (kPa)	Ângulo de atrito $\phi$ (°)
Dique	18	5	25
Areia fofa	16	0	19
Fundação	17	5	22

A primeira análise foi feita no talude 1V:1,5H com berma de 4 m (Figuras 34, 35 e 36). As três condições de verificação foram feitas, porém na situação de rebaixo de nível d'água, o fator de segurança encontrado foi de  $FS=1,0$ . O segundo talude verificado foi o de 1V:1,5H com berma de 5 m (Figuras 37, 38 e 39), neste, o mesmo resultado de fator de segurança para rebaixo de nível d'água foi encontrado, sendo instável como o do caso anterior.

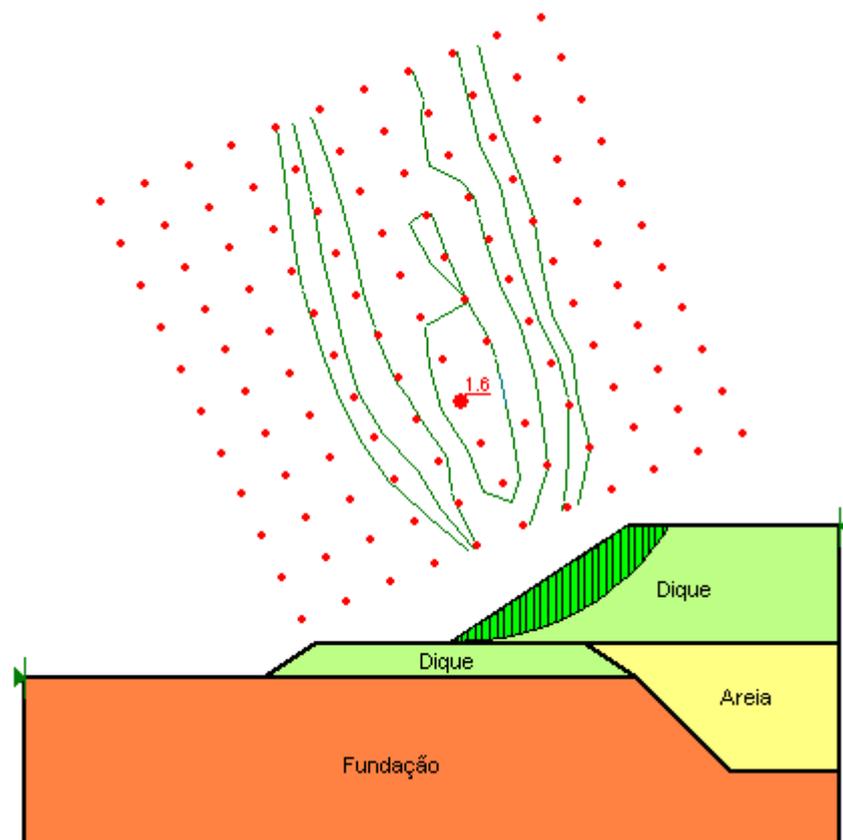


Figura 34: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m verificado comportamento pós-construção.

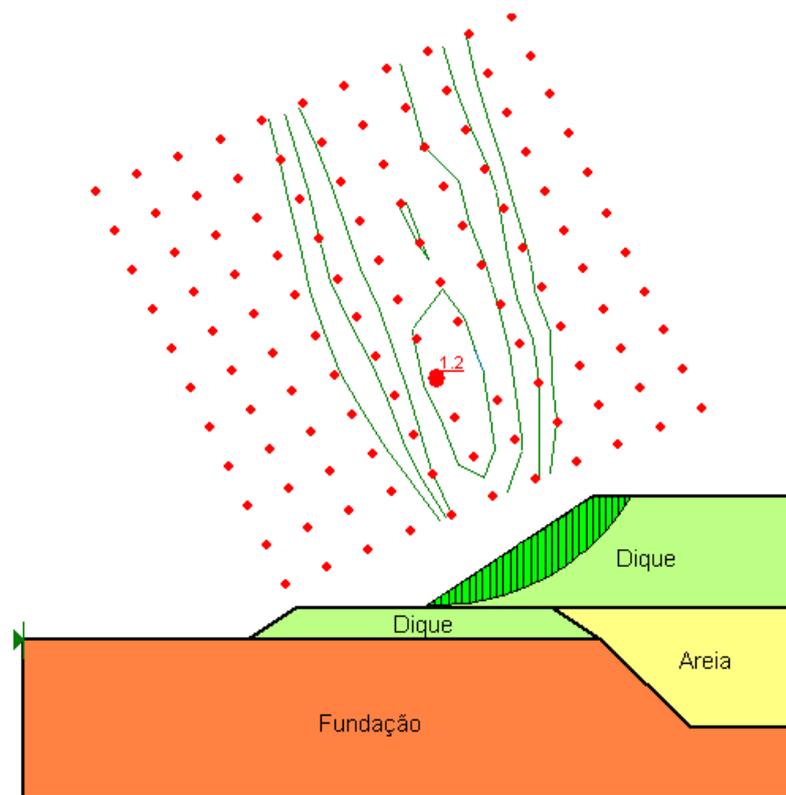


Figura 35: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m em condição de final de construção.

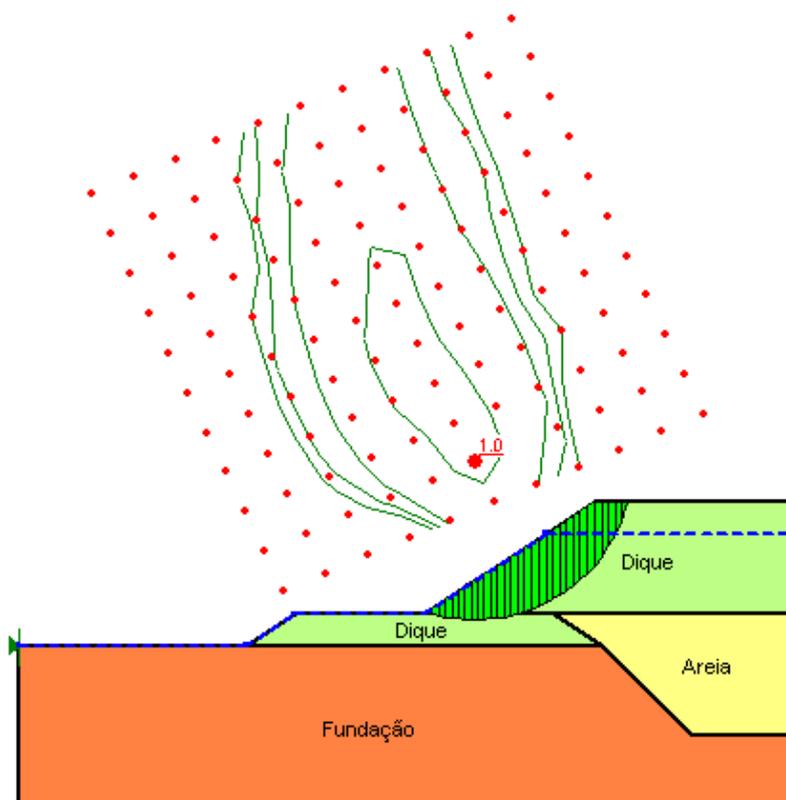


Figura 36: Talude 1V:1,5H com berma de 4 m para condições de rebaixo de nível d'água.

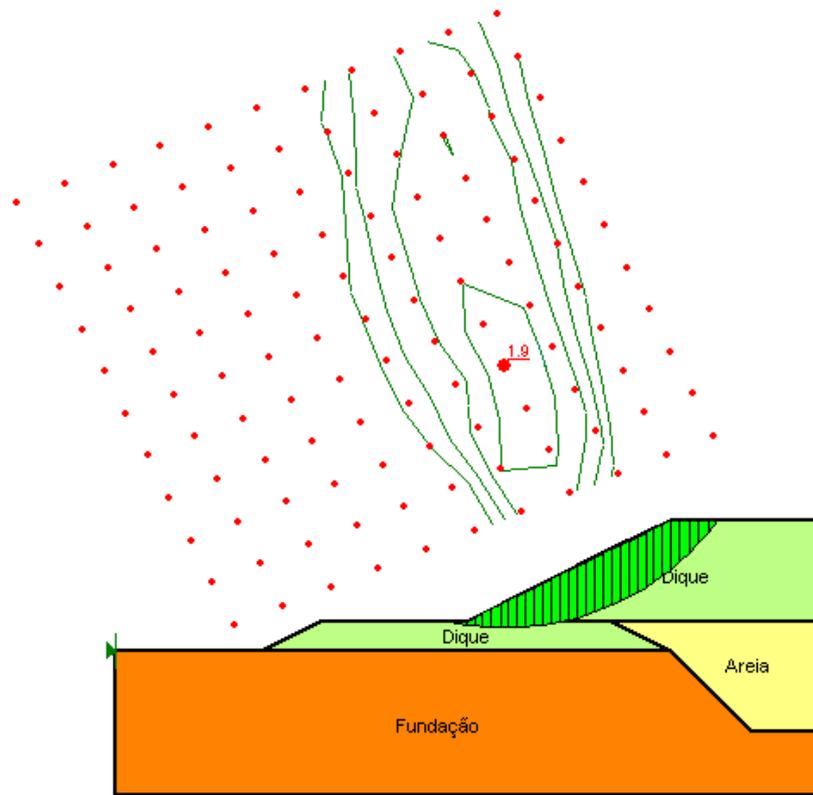


Figura 37: Talude 1V:1,5H com berma de 5 m verificado comportamento pós-construção.

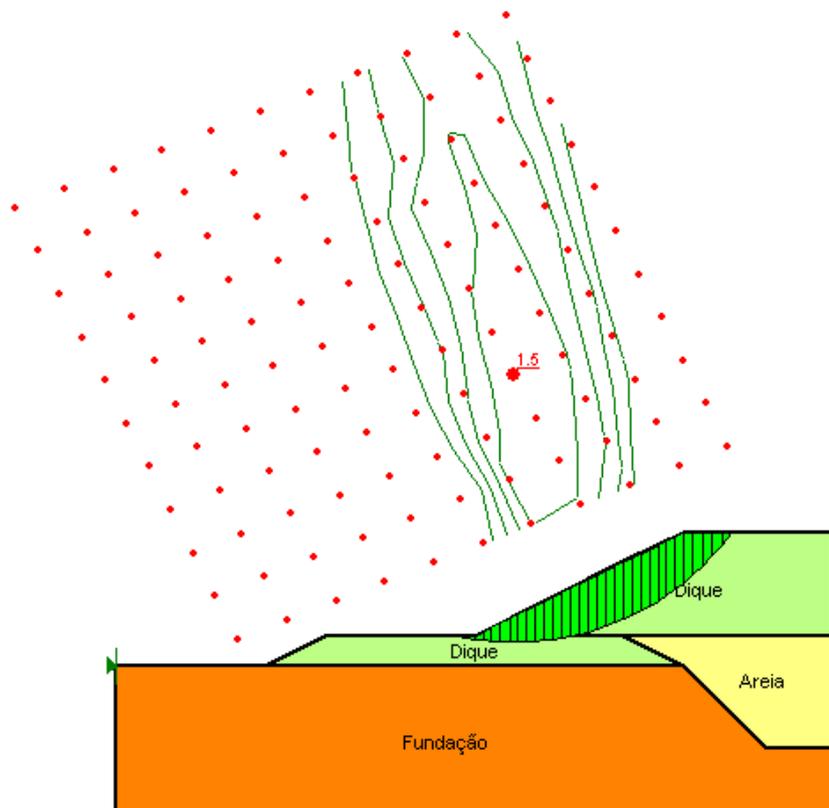


Figura 38: Talude 1V:1,5H com berma de 5 m em condição de final de construção.

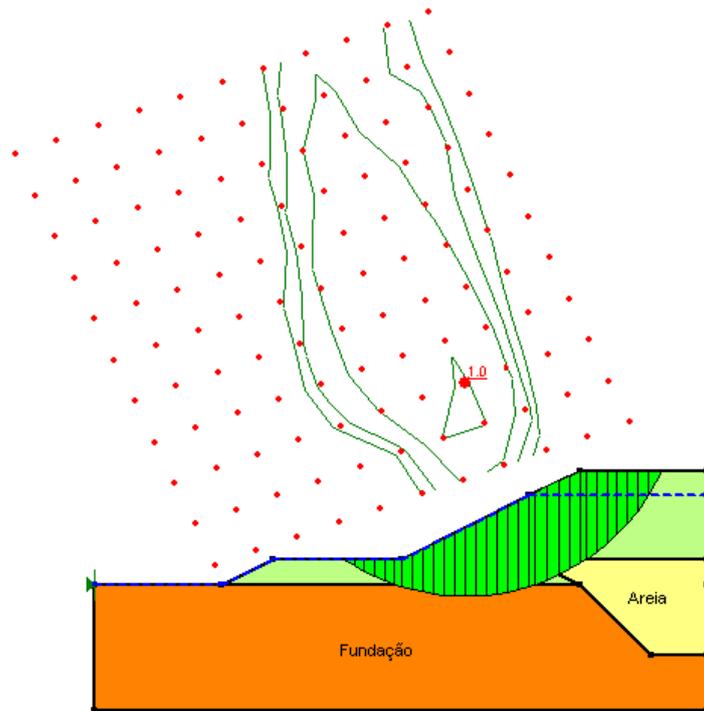


Figura 39: Talude 1V:1,5H com bermagem de 5 m para condições de rebaixo de nível d'água.

O próximo talude verificado foi o de 1V:2H com bermagem de 4 m (Figuras 40, 41 e 42).

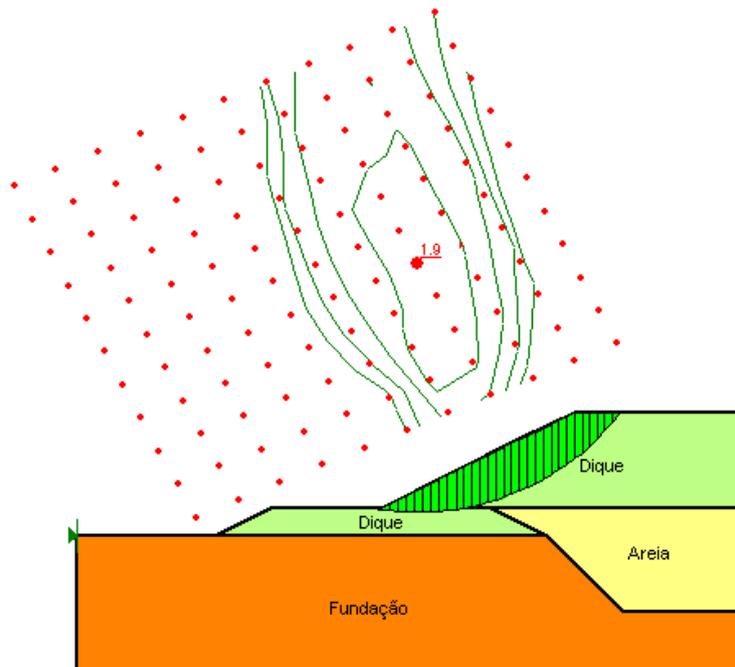


Figura 40: Talude 1V:2H com bermagem de 4 m verificado comportamento pós-construção.

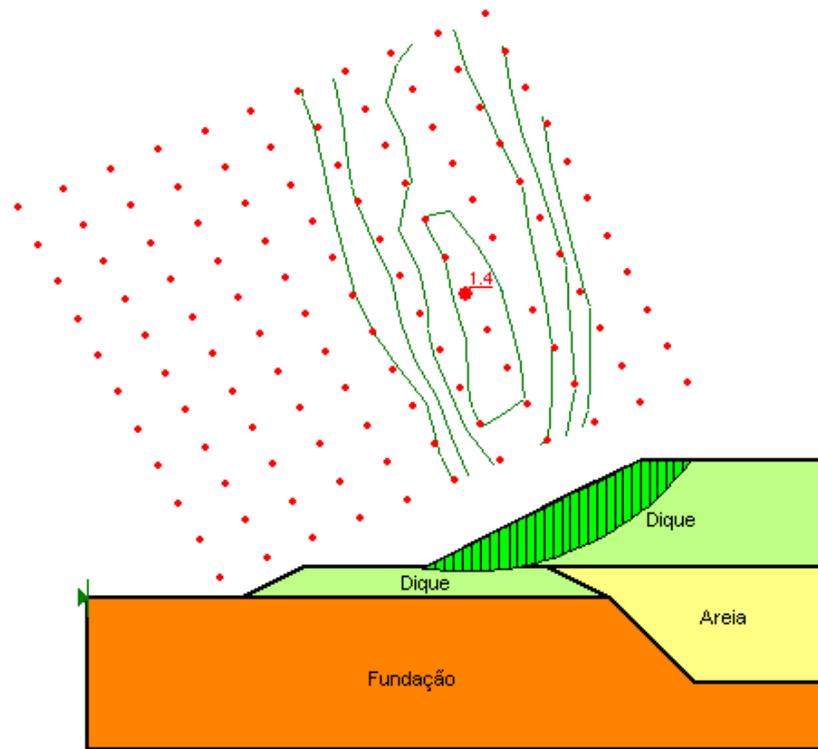


Figura 41: Talude 1V:2H com berma de 4 m em condição de final de construção.

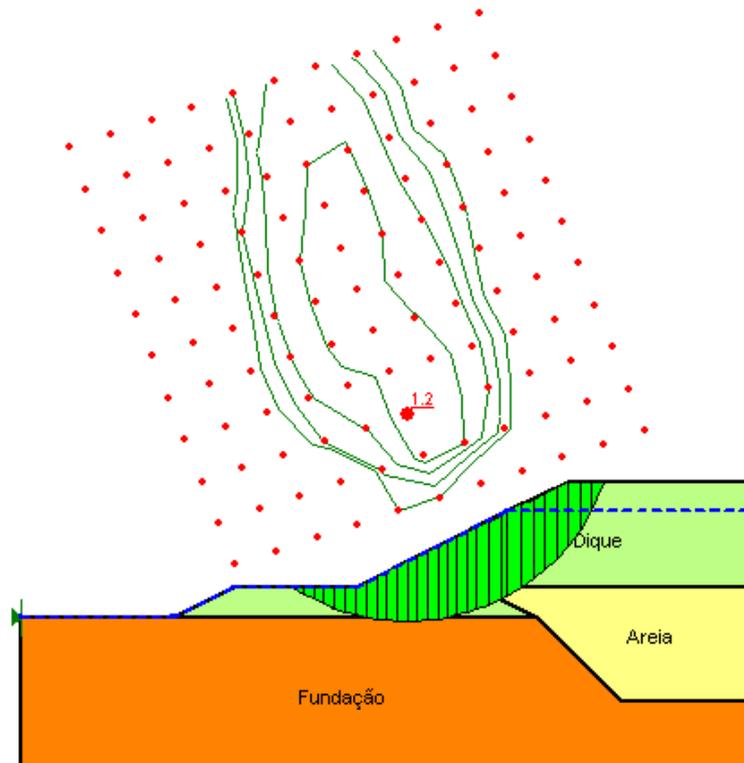


Figura 42: Talude 1V:2H com berma de 4 m para condições de rebaixo de nível d'água.

Entre os fatores de segurança encontrados (Figura 43), somente o talude 1V:2H obteve resultados satisfatórios, acima do fator de segurança mínimo estabelecido (Figura 5), sendo o considerado para o projeto.

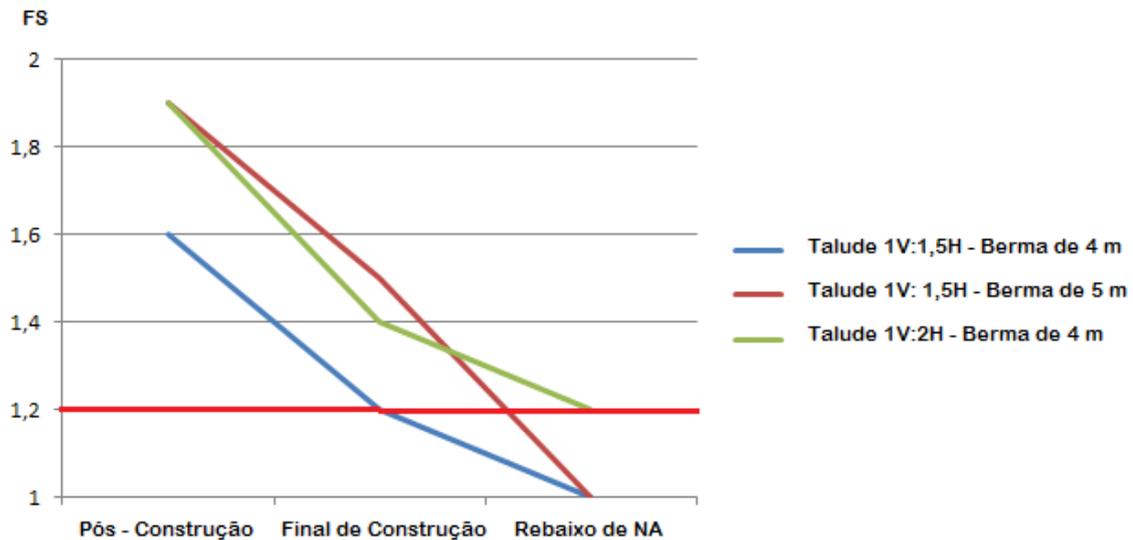


Figura 43: Fatores de segurança.

## 4.2 - Drenagem

No atual projeto foram considerados os seguintes sistemas de drenagem (Figura 44):

- Valetas de proteção de corte e aterro;
- Saídas de água;
- Descidas de água;
- Colchão de areia drenante envolvido com geossintético.

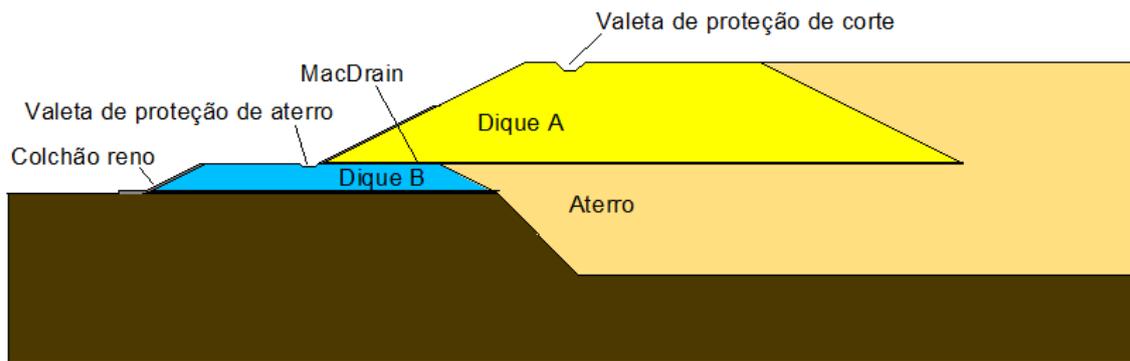


Figura 44: Esquema transversal de drenagem.

#### 4.2.1 - Valeta de proteção de aterro e corte, saídas e descidas d'água.

A princípio há necessidade de estimar a descarga de contribuição, utilizando-se o método racional.

A expressão da fórmula racional é:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4}$$

onde:

Q = descarga de contribuição em m<sup>3</sup>/s;

C = coeficiente de escoamento, adimensional, fixado de acordo com o complexo solo-cobertura vegetal e declividade do terreno;

i = intensidade de precipitação, em cm/h para a chuva de projeto, fixada no estudo hidrológico;

A = área de contribuição, em m<sup>2</sup>, determinada através de levantamentos topográficos, aerofotogramétricos ou expeditos.

O valor de C foi retirado da Tabela 4.2. A situação do projeto se enquadra em "solos sem revestimento com baixa permeabilidade" (visto que as valetas estão em solo argiloso) com c variando entre 0,40 a 0,65, foi considerado para o cálculo o valor de C=0,5.

Tabela 12: Coeficiente de escoamento – C (DNIT, 2006)

Características da superfície	Coeficiente de escoamento
Revestimento de concreto de cimento portland	0,70 – 0,90
Revestimento betuminoso	0,80 – 0,95
Revestimento primário	0,40 – 0,60
Solos sem revestimento com baixa permeabilidade	0,40 – 0,65
Solos sem revestimento com permeabilidade moderada	0,10 – 0,30
Taludes gramados	0,50 – 0,70
Prados e campinas	0,10 – 0,40
Áreas florestais	0,10 – 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 – 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 – 0,30

Para obter o parâmetro de intensidade de precipitação “i” foi utilizado o *software* Plúvio 2.1, desenvolvido pelo GPRH – UFV, que fornece os dados k, a, b e c da Equação da Chuva da Cidade de Campos dos Goytacazes (Anexo I)

$$i_{\max} = \frac{1133,836 * T_R^{0,183}}{(t + 20,667)^{0,807}} \quad (\text{mm/hora})$$

Foram considerados um tempo de retorno  $T_r=50$  anos e um tempo de concentração de chuva  $t=10$  minutos, segundo recomendações do DNIT. O que resulta em um  $i_{\max}=14,646$  cm/h.

No projeto existem quatro valetas no total, duas para o Aterro 1 e duas para o Aterro 2 (Figura 18), dentro de cada aterro, uma encontra-se localizada no nível A e outra no nível B (Figura 44), o que nos leva a áreas de contribuição diferentes.

Para o cálculo da área de contribuição da valeta do Nível A, primeiramente dividiu-se o aterro ao meio, a partir dessa divisão, foi medida a maior distância entre a crista do Dique A e o meio do aterro (Figuras 45 e 46), considerando-se uma largura de 1 m, temos, aproximadamente  $A= 42 \text{ m}^2$  para o aterro 1 e  $A= 85 \text{ m}^2$  para o aterro 2.

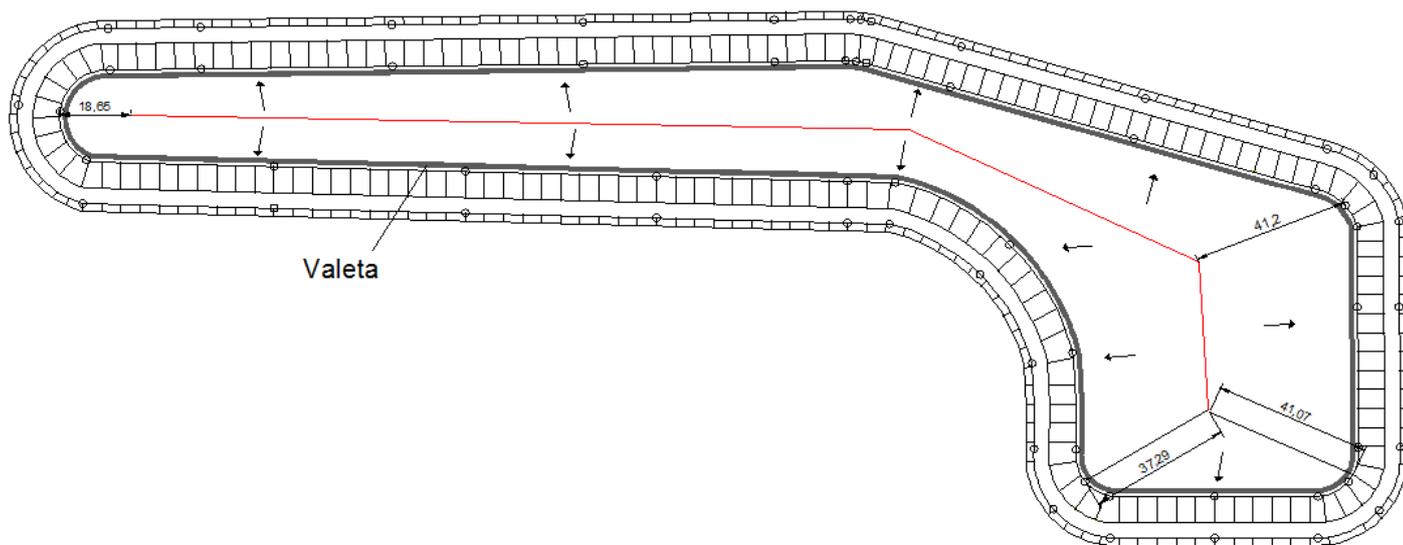


Figura 45: Esquema de contribuição para a valeta do Nível A no Aterro 1.

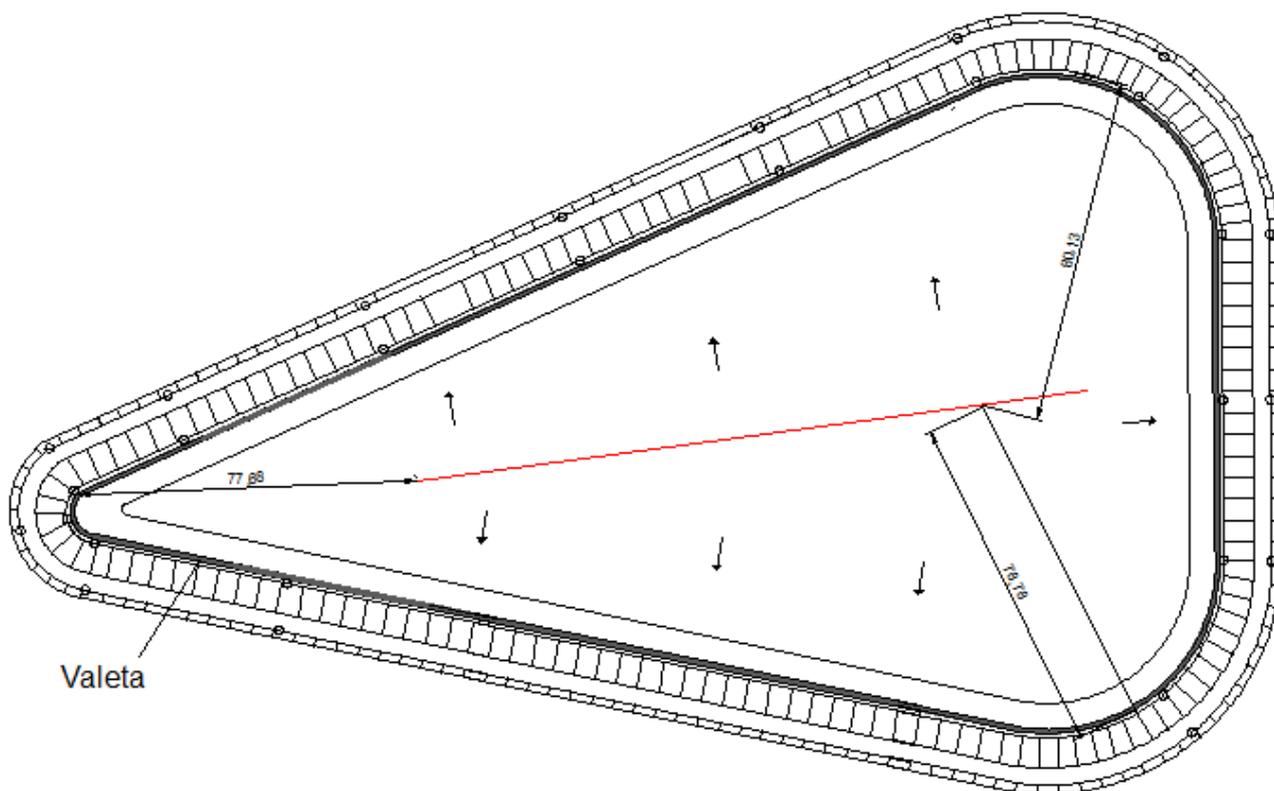


Figura 46: Esquema de contribuição para a valeta do Nível A no aterro 2.

Para a área de contribuição do nível B, foi considerado o comprimento do talude do Dique do nível A (Figura 47) e a largura de 1 m, encontrou-se  $A=8 \text{ m}^2$ , aproximadamente.

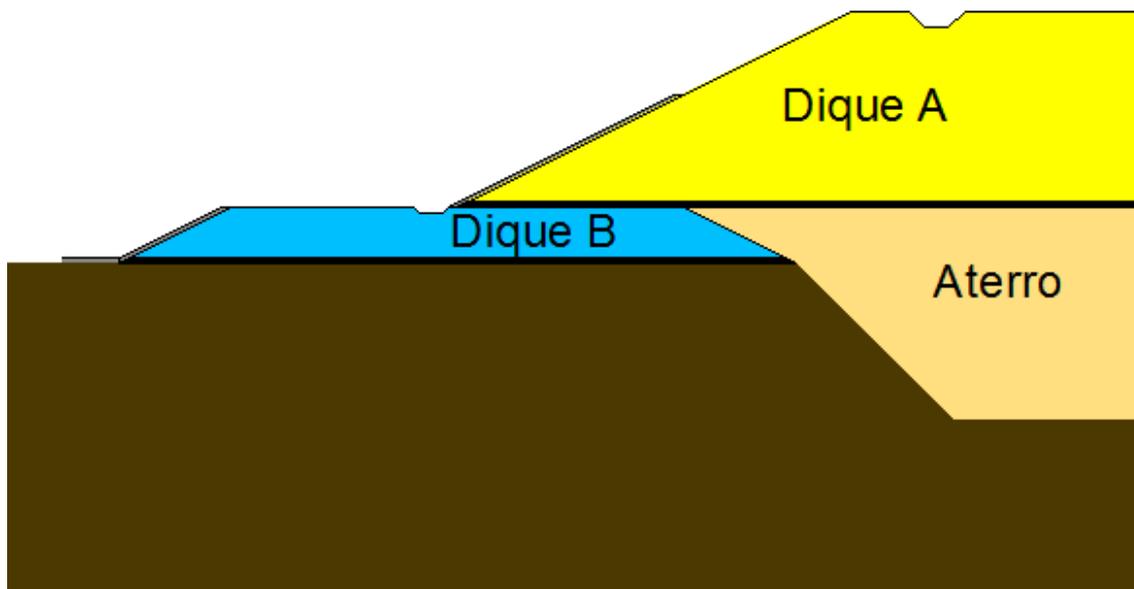


Figura 47: Área de contribuição para a valeta do nível B.

Com as áreas definidas, foi possível calcular as descargas de contribuição das valetas (Tabela 13).

Tabela 13: Descargas de Contribuição Q (m<sup>3</sup>/s).

		c	i (cm/h)	A (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
Aterro 1	Nível A	0,5	14,646	42	0,00085
	Nível B	0,5	14,646	8	0,00016
Aterro 2	Nível A	0,5	14,646	85	0,00173
	Nível B	0,5	14,646	8	0,00016

Foi utilizado o HCanales que é um *software* que permite dimensionar canais. Esse *software* foi desenvolvido pelo engenheiro peruano Máximo Béjar, professor e pesquisador da Escola de Engenharia Agrícola do Instituto Tecnológico da Costa Rica. A seção estabelecida foi a trapezoidal. Um dos dados de entrada do programa foi o coeficiente de rugosidade (n), que de acordo com a Tabela 14 é de n= 0,015 para superfícies de concreto.

Tabela 14: Valores de Coeficiente de Manning – n. Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001).

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espalhadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espalhadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

Como as características básicas das valetas de proteção são:

- largura da base (B) - 0,40m (mínimo);
- altura útil (H) - 0,30m (mínimo);
- declividade mínima (i) - 0,25%;

Foram arbitrados os demais respeitando os valores mínimos:

- $i = 0,003 \text{ m/m}$ ;
- $B = 0,4 \text{ m}$ ;
- $h_{\text{útil}} (\text{molhada}) = 0,3 \text{ m}$ ;
- inclinação do talude: 1V:1H.

O relatório do programa indica uma vazão admissível  $Q_{\text{adm}} = 0,2337 \text{ m}^3/\text{s}$  e a velocidade de escoamento  $v = 1,1126 \text{ m/s}$  (Anexo I). A vazão admissível é superior a maior vazão encontrada para o nível A e a velocidade é inferior a maior admissível que é  $5 \text{ m/s}$ . Sendo assim a seção arbitrada (Figura 48) é suficiente para drenar a demanda encontrada.

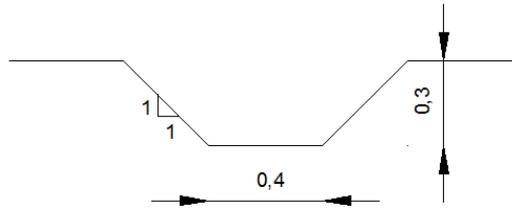


Figura 48: Seção transversal da valeta do nível A.

Já que a valeta considerada suporta vazão maior do que a de projeto, pode ser efetuado o cálculo da distância das saídas d'água que encaminham o escoamento para as descidas d'água.

Para o nível A, como primeira consideração, foi dividida a vazão admissível pela vazão de projeto, os resultados encontram-se na Tabela 15.

Tabela 15: Espaçamento entre saídas de água.

	Aterro 1	Aterro 2
Q adm (m <sup>3</sup> /s)	0,2337	
Q proj (m <sup>3</sup> /s) por metro	0,00085	0,00173
Espaçamento entre saídas d'água (m)	275	135
Declividade (m/m)	0,003	0,003
h útil inicial (m)	0,3	0,3
h útil final (m)	1,12	0,71

Tal consideração nos remete a uma altura útil final considerada muito alta, a solução encontrada foi fixar a distância entre saídas d'água em 100 metros (Figura 49), que nos dá uma altura útil final de 0,60 metros (Figura 50).

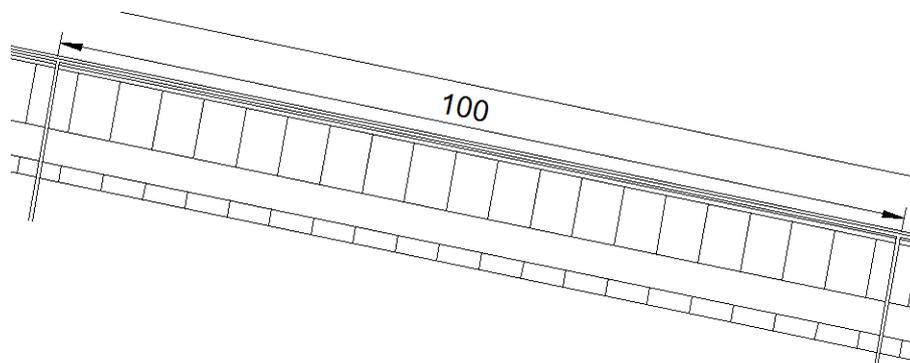


Figura 49: Esquema longitudinal do espaçamento entre saídas/descidas d'água.

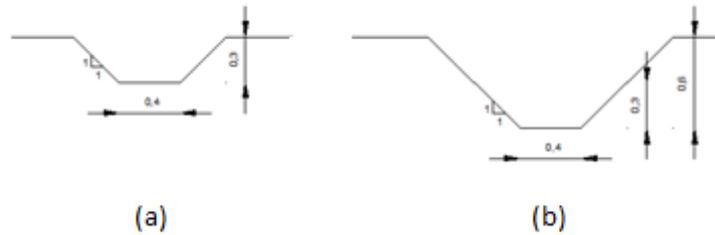


Figura 50: Esquema transversal das valetas nas saídas/descidas d'água: (a) inicial; (b) final.

No nível B, temos uma vazão de escoamento de  $1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ , bem inferior quando comparada às vazões no nível A. Sendo assim, foram colocados como dados de entrada no HCanais:

- $Q = 1,6 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Base = 0,4 m;
- Inclinação do talude: 1V:1H;
- $n = 0,015$ ;
- declividade = 0,003.

Foi calculada uma altura útil de 0,35 cm, visto que o valor é muito pequeno e como o espaçamento entre descidas d'água já está fixado em 100 metros, foi determinado que a valeta do nível B inicia com  $h_{\text{útil}} = 0,1 \text{ m}$  e, ao encontrar a saída d'água, ficará com  $h_{\text{útil}} = 0,4 \text{ m}$ .

#### 4.2.2 - Colchão drenante – MacDrain

Para o projeto foi necessário dimensionar dois colchões drenantes para cada aterro (Figura 51), que tem como objetivo drenar água que venha a infiltrar no aterro hidráulico por meio de chuva.

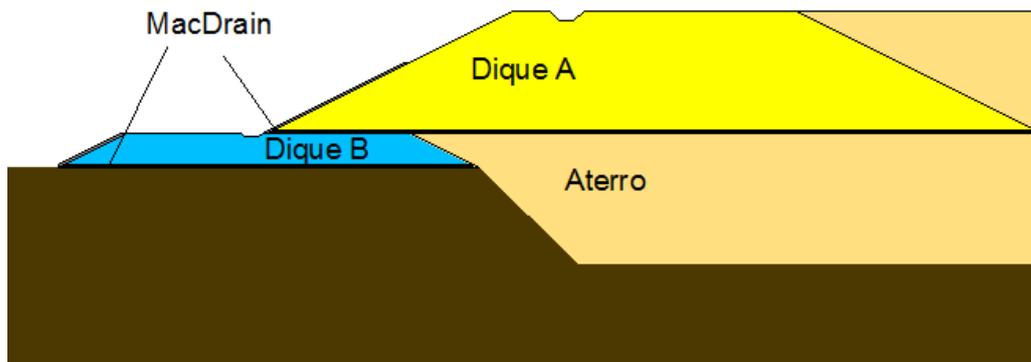


Figura 51: Esquema dos colchões drenantes em cada nível do aterro.

O sistema convencional de colchão drenante é composto por brita e geotêxtil, porém, já se encontram disponíveis no mercado soluções com geocompostos, como a escolhida para o projeto, o MacDrain 2L.

Tabela 16: Comparativo de custo entre o sistema de drenagem com o Geocomposto MacDrain e o sistema de drenagem convencional. (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).

Materiais	Custo unitário R\$	Brita+geotêxtil		MacDrain® 2L	
		Quant. para 1m <sup>2</sup>	Custo Total R\$ / m <sup>2</sup>	Quant. para 1m <sup>2</sup>	Custo Total R\$ / m <sup>2</sup>
Geocomposto Macdrain 2L	15,00 / m <sup>2</sup>	n.a.	n.a.	1,00 m <sup>2</sup>	15,00 / m <sup>2</sup>
Brita n. 1	42,00 / m <sup>3</sup> *	0,22 m <sup>3</sup>	9,24 / m <sup>2</sup>	n.a.	n.a.
Geotêxtil não-tecido 200g/m <sup>2</sup>	2,95 / m <sup>2</sup> **	1,05 m <sup>2</sup>	3,10 / m <sup>2</sup>	n.a.	n.a.
Tubo-dreno Ø 100 mm	2,50 / m	0,40 m	1,00 / m <sup>2</sup>	0,40 m	1,00 / m <sup>2</sup>
Escavação e remoção de solo (mec.)	4,50 / m <sup>3</sup>	0,50 m <sup>3</sup>	2,25 / m <sup>2</sup>	0,20 m <sup>3</sup>	0,90 / m <sup>2</sup>
Pedreiro (Leis sociais inclusas)	8,10 / h	0,10 h	0,81 / m <sup>2</sup>	n.a.	n.a.
Ajudante geral (Leis sociais inclusas)	5,86 / h	0,85 h	5,00 / m <sup>2</sup>	0,08 / h	0,47 / m <sup>2</sup>
<b>Custo total por metro linear</b>			<b>21,40 / m<sup>2</sup></b>		<b>17,37 / m<sup>2</sup></b>
<b>Custo total+B.D.I. (30 %)</b>			<b>27,82 / m<sup>2</sup></b>		<b>22,58 / m<sup>2</sup></b>

A escolha do MacDrain 2L se deu pela eficiência, facilidade e rapidez de execução, pois traz para a obra uma enorme economia de tempo e custos indiretos. Tais vantagens permitem que sejam necessárias poucas operações para a implantação do sistema de drenagem horizontal: posicionamento do geocomposto e reaterro.

O geocomposto MacDrain®, depois de aplicado, apresenta uma capacidade de vazão similar à do colchão de brita (13% maior), porém se comparada com a vazão precipitada que deve ser drenada, pode ser considerada duas vezes maior, pois, para uma mesma área, a vazão da drenagem convencional seria direcionada para dois tubos drenos.

Para o dimensionamento do MacDrain 2L é necessário a tensão vertical aplicada pelo solo no geocomposto e a vazão que precisa ser drenada.

Para encontrar a vazão Q (Tabela 17) foi efetuado um cálculo semelhante ao do dimensionamento da valeta, porém, o coeficiente de escoamento “C” passa a adotar o valor de  $C=0,1$ , visto que o solo é “sem revestimento com permeabilidade moderada” (Tabela 12).

Tabela 17: Descargas a serem drenadas.

	c	i (cm/h)	A (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (l/s)	Q (l/s) para cada colchão
Aterro 1	0,1	14,646	42	0,00017	0,17087	0,085
Aterro 2	0,1	14,646	85	0,00035	0,34581	0,173

As tensões aplicadas sobre o geocomposto encontram-se na Tabela 18.

Tabela 18: Tensão aplicada sobre o MacDrain.

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	h (m)	Tensão (kPa)
Dique A	18	3,5	63
Dique B	18	3,0	54

Entrando na Tabela 19, da capacidade de vazão do MacDrain, encontram-se as pressões que o geocomposto suporta correlacionadas com o gradiente hidráulico. Para serem encontrada as vazões que satisfazem o projeto, foi necessária uma interpolação entre os valores correspondentes a 50 e 100 kPa.

Tabela 19: Capacidade de Vazão do MacDrain (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).

ASTM D 4716 Gradiente hidráulico Pressão	Drenagem horizontal									
	i = 0.01		i = 0.02		i = 0.03		i = 0.10		i = 0.50	
	l/s.m	l/h.m	l/s.m	l/h.m	l/s.m	l/h.m	l/s.m	l/h.m	l/s.m	l/h.m
10 kPa	0,64	2340	0,70	2556	0,77	2772	1,26	4536	2,17	7848
20 kPa	0,23	828	0,29	1080	0,33	1224	0,74	2700	1,54	5544
50 kPa	0,11	432	0,14	540	0,17	648	0,41	1476	0,85	3096
100 kPa	0,04	144	0,05	180	0,06	216	0,12	432	0,26	936
200 kPa	0,02	72	0,02	72	0,02	108	0,04	144	0,08	324

Para drenar a vazão do Aterro 1, primeiro foram verificadas as vazões correspondentes para o gradiente hidráulico  $i=0,01$ . Com a curva de tendência (Figura 52) foi possível encontrar a capacidade de vazão para 54 e 63 kPa:

- Dique A: 0,073 l/sm
- Dique B: 0,087 l/sm

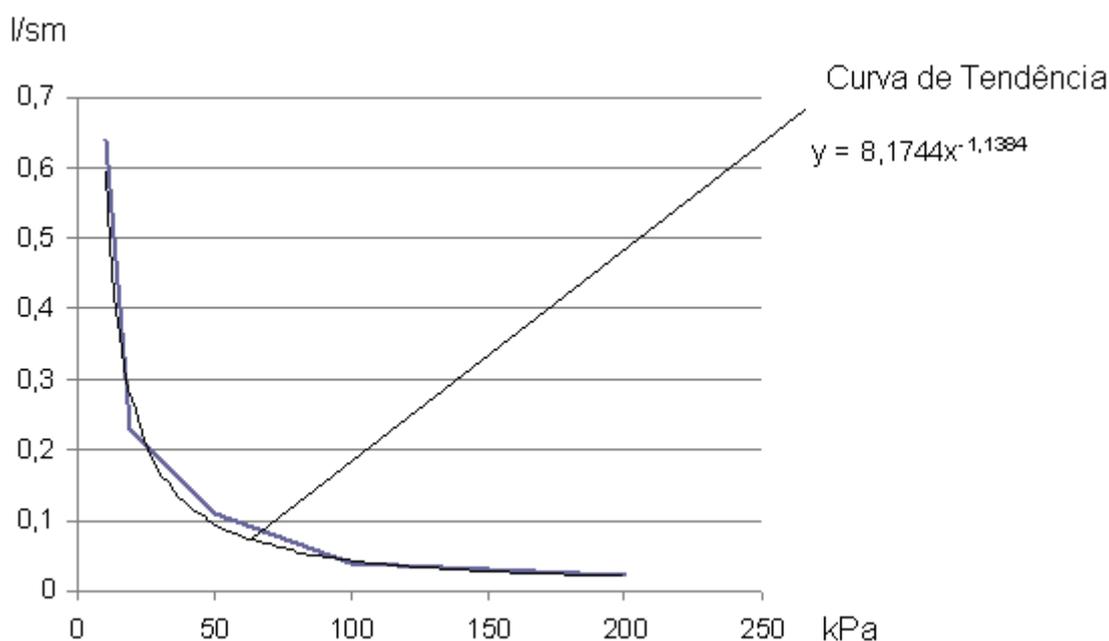


Figura 52: Capacidade de vazão do MacDrain para  $i=0,01$  (Valores correspondentes a Tabela 19).

Como a capacidade de vazão não foi suficiente para drenar a demanda do Dique A, outra verificação foi realizada com  $i=0,02$  (Figura 53).

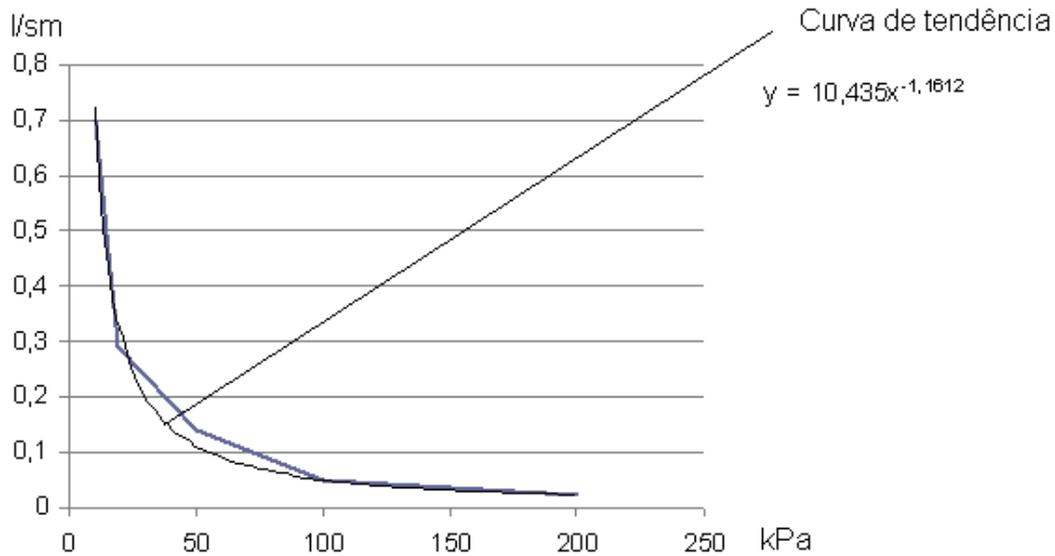


Figura 53: Capacidade de vazão do MacDrain para  $i=0,02$  (Valores correspondentes a Tabela 19).

Para essa condição:

- Dique A: 0,085 l/sm
- Dique B: 0,102 l/sm

Sendo assim, o MacDrain com gradiente hidráulico  $i=0,02$  é satisfatório para o Aterro 1.

Para o Aterro 2, a vazão que necessita ser drenada é 0,173 l/s. Como as tensões aplicadas no geocomposto permanecem as mesmas do Aterro 1, a verificação partiu do gradiente hidráulico  $i=0,03$  (Figura 54).

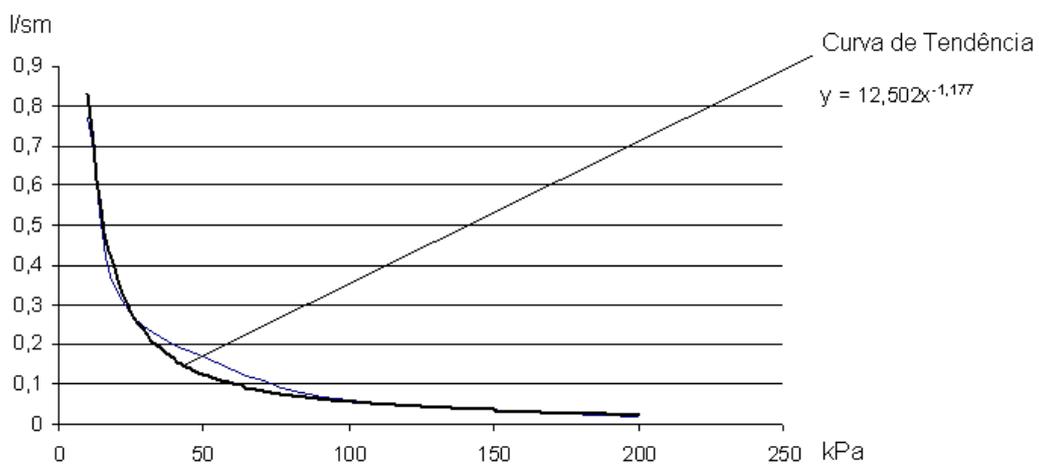


Figura 54: Capacidade de vazão do MacDrain para  $i=0,03$  (Valores correspondentes a Tabela 19).

Para essa condição:

- Dique A: 0,095 l/sm
- Dique B: 0,114 l/sm

Como a capacidade de vazão não foi suficiente para drenar a demanda, outras verificações foram realizadas com  $i=0,10$  (Figura 55).

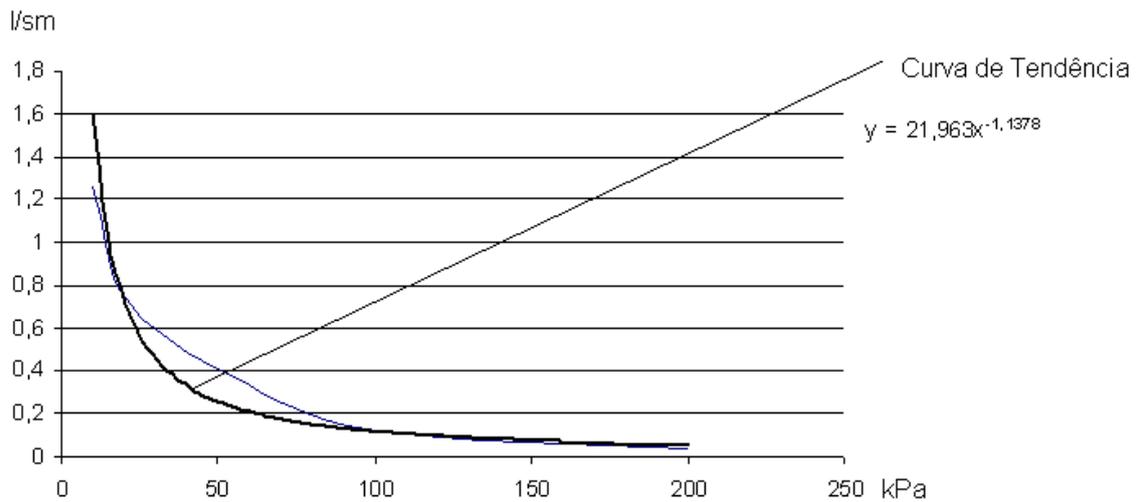


Figura 55: Capacidade de vazão do MacDrain para  $i=0,10$  (Valores correspondentes a Tabela 19).

Para essa condição:

- Dique A: 0,197 l/sm
- Dique B: 0,235 l/sm

Sendo assim, o MacDrain com gradiente hidráulico  $i=0,10$  é satisfatório para o Aterro 2.

Vale ressaltar que a vazão que o MacDrain do Dique A drena, será despejada na valeta de proteção de aterro do nível B, despejando então  $8,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$  a mais dos que os  $1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  que a mesma já recebe, porém, mesmo que as duas vazões sejam recebidas ao mesmo tempo, a seção dimensionada suporta.

Na Tabela 20 estão representadas as características físicas, propriedades hidráulicas e mecânicas do MacDrain.

Tabela 20: Características físicas, propriedades hidráulicas e mecânicas do MacDrain (MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009).

Propriedades hidráulicas			Geocomposto		Geotêxtil			
Abertura de filtração	mm	ASTM D 4751	---		0,18			
Permissividade	s <sup>-1</sup>	ASTM D 4491	---		3,00			
Permeabilidade	cm/s	ASTM D 4491	---		0,45			
Propriedades mecânicas			Geocomposto		Geotêxtil em polipropileno		Geotêxtil laminado em polipropileno	
			Direção longitudinal	Direção transversal	Direção transversal	Direção transversal	Direção transversal	Direção transversal
Resistência a tração	N	ABNT NBR 12824 ASTM D 4595	14,00	8,00	4,50	2,00	5,60	3,06
Deformação na ruptura	%	ABNT NBR 12824 ASTM D 4595	30,00	30,00	30,00	30,00	52,00	50,00
Puncionamento	N	ASTM D 4833	---		156		---	
Características físicas			Geocomposto		Geotêxtil em polipropileno		Geotêxtil laminado em polipropileno	
Espessura	mm	ABNT NBR 12599 ASTM D 5199	11,00		0,80		0,15	
Gramatura	g/m <sup>2</sup>	ABNT NBR 12568 ASTM D 5261	750		100		135	

### 4.3 - Proteção dos taludes

No atual projeto foram considerados os seguintes sistemas de proteção de margens:

- BioMac;
- Colchão Reno.

#### 4.3.1 - BioMac

Para o dimensionamento do BioMac faz-se necessário, apenas, a área que o mesmo deve cobrir. O BioMac será utilizado no talude do Dique A, com uma altura de 5,82 m (Figura 56). Na Tabela 21 encontra-se a quantidade para proteger os dois aterros.

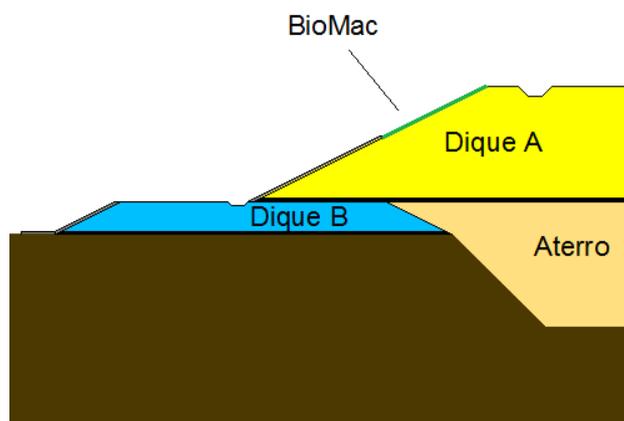


Figura 56: Esquema de uso do Biomac.

Tabela 21: Área de cobertura do BioMac.

	Altura (m)	Comprimento (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Aterro 1	5,82	866,23	5041,459
Aterro 2	5,82	730,67	4252,499

Serão necessários para o projeto, aproximadamente, 9300 m<sup>2</sup> de BioMac. Na Tabela 22 encontram-se as propriedades físicas do BioMac.

Tabela 22: Propriedades físicas do BioMac (BioMac® CC 400, Maccaferri, abril de 2011)

<b>Propriedades físicas</b>			
Gramatura mínima nominal	g/m <sup>2</sup>	ASTM D 5261	400.0
Espessura nominal	mm	ASTM D 5199	11.0
Resistência à tração	KN/m	ASTM D 5035	0.71
Alongamento	%	ASTM D 5035	14.2
Absorção de água	%	ASTM D 1117	73.0
Penetração de luz	%		15.0

#### 4.3.2 - Colchão Reno

As dimensões dos colchões Reno® são padronizadas. O comprimento, sempre múltiplo de 1m, varia de 4m a 6m, enquanto a largura é sempre de 2 m. A espessura pode variar entre 0,17m, 0,23m e 0,30m. Eles podem ser dimensionados baseados no critério da velocidade crítica ou da tensão trativa. No atual projeto foi considerado o da velocidade crítica.

De acordo com os dados do Projeto de Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul, realizado pela COPPE/UFRJ, Costa e Teixeira (2014), dividiram as Ilhas em 14 seções e obtiveram os dados para seca e estiagem (Figura 57 e Tabelas 23 e 24).

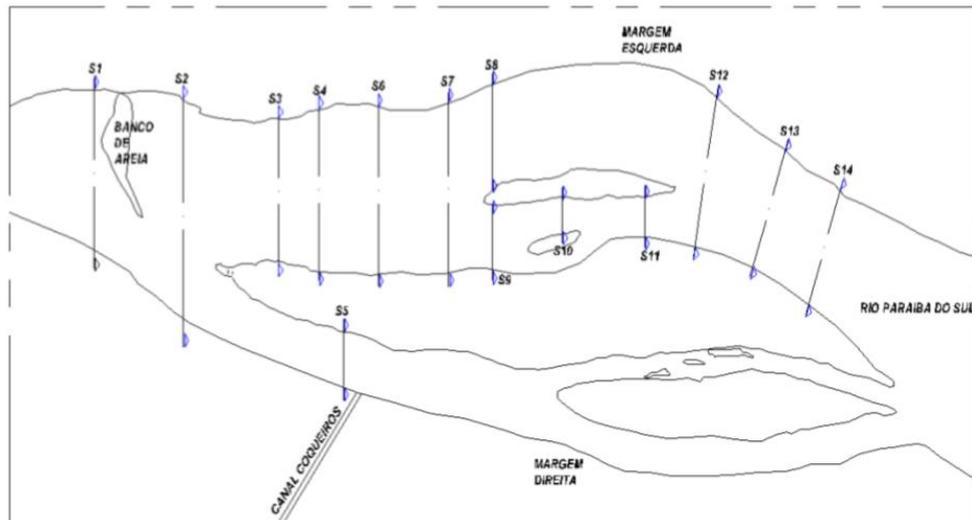


Figura 57: Seções analisadas (Costa e Teixeira, 2014).

Tabela 23: Análise das seções em período de cheia (Costa e Teixeira, 2014).

Seção	Largura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Molhado (m)	Raio Hidráulico(m)	Coefficiente de Manning	Declividade (m/m)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Velocidade (m/s)	Tensão trativa (N/m <sup>2</sup> )
S1	369,87	871,91	370,21	2,36	0,025	0,00022	915,71	1,05	5,18
S2	496,36	1020,56	496,78	2,05	0,025	0,00022	978,50	0,96	4,52
S3	323,55	751,09	324,34	2,32	0,025	0,00022	779,99	1,04	5,09
S4	366,95	895,92	367,41	2,44	0,025	0,00022	962,98	1,07	5,36
S5	128,06	124,66	128,15	0,97	0,025	0,00022	72,61	0,58	2,14
S6	381,60	882,55	381,88	2,31	0,025	0,00022	915,28	1,04	5,08
<b>S7</b>	<b>385,21</b>	<b>975,40</b>	<b>385,96</b>	<b>2,53</b>	<b>0,025</b>	<b>0,00022</b>	<b>1073,70</b>	<b>1,10</b>	<b>5,56</b>
S8	242,12	573,73	242,54	2,37	0,025	0,00022	604,31	1,05	5,20
S9	147,73	347,60	147,42	2,36	0,025	0,00022	365,34	1,05	5,19
S10	83,66	143,02	84,06	1,70	0,025	0,00022	120,93	0,85	3,74
S11	92,32	163,67	92,70	1,77	0,025	0,00022	141,85	0,87	3,88
S12	345,04	746,78	345,51	2,16	0,025	0,00022	740,66	0,99	4,76
S13	280,57	541,27	280,96	1,93	0,025	0,00022	497,20	0,92	4,24
S14	272,60	588,26	273,07	2,15	0,025	0,00022	582,15	0,99	4,74

Tabela 24: Análise das seções em período de estiagem (Costa e Teixeira, 2014).

Seção	Largura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Molhado (m)	Raio Hidráulico(m)	Coefficiente de Manning	Declividade (m/m)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Velocidade (m/s)	Tensão trativa (N/m <sup>2</sup> )
S1	353,94	499,81	351,05	1,42	0,025	0,00022	375,29	0,75	3,13
S2	491,08	528,02	490,16	1,08	0,025	0,00022	329,20	0,62	2,37
S3	313,31	428,70	313,98	1,37	0,025	0,00022	313,03	0,73	3,00
S4	351,53	496,60	351,97	1,41	0,025	0,00022	370,63	0,75	3,10
S5	111,29	30,92	111,02	0,28	0,025	0,00022	7,82	0,25	0,61
S6	361,61	510,36	361,80	1,41	0,025	0,00022	380,85	0,75	3,10
<b>S7</b>	<b>374,87</b>	<b>571,10</b>	<b>375,24</b>	<b>1,52</b>	<b>0,025</b>	<b>0,00022</b>	<b>448,32</b>	<b>0,79</b>	<b>3,35</b>
S8	230,93	337,20	221,17	1,52	0,025	0,00022	265,01	0,79	3,35
S9	137,44	204,10	137,72	1,48	0,025	0,00022	157,40	0,77	3,26
S10	71,21	70,64	71,44	0,99	0,025	0,00022	41,60	0,59	2,18
S11	82,02	76,43	82,57	0,93	0,025	0,00022	43,07	0,56	2,04
S12	334,96	406,78	335,23	1,21	0,025	0,00022	274,56	0,67	2,67
S13	270,63	265,65	270,77	0,98	0,025	0,00022	155,62	0,59	2,16
S14	262,28	342,27	262,55	1,30	0,025	0,00022	242,33	0,71	2,87

Para as duas seções analisadas, a que apresentou as piores condições foi a S7, com maiores valores de vazão, velocidade e tensão trativa. Logo, pôde ser considerada como velocidade crítica para o dimensionamento do Colchão Reno a  $v=1,10$  m/s.

Com o dado de entrada sendo a velocidade, pode ser encontrada a espessura do Colchão Reno e a granulometria média das pedras utilizadas no seu preenchimento (Figura 58).

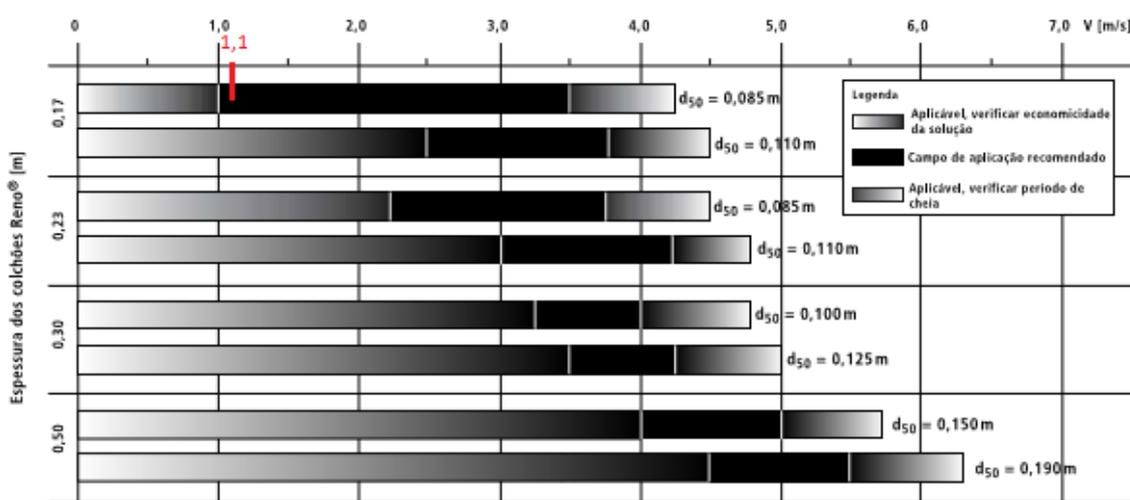


Figura 58: Quadro de seleção para espessura do Colchão Reno e a granulometria média das pedras de seu preenchimento (Manual Técnico de Revestimento de Canais e Cursos de Água. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001).

O Dique B possui altura variando entre 0,5 e 1 m, visto isso, optou-se por posicionar o Colchão Reno em todo o seu talude e ao longo do terreno natural até que sua largura de 2 m seja atingida. O comprimento necessário para esse dique, contando os dois aterros, será de 1680 m, aproximadamente.

No Dique A, o Colchão Reno será utilizado sobre o talude, com sua largura de 2 m. O comprimento necessário para a proteção do Dique A nos dois aterros é de 1600 m, aproximadamente (Figura 59).

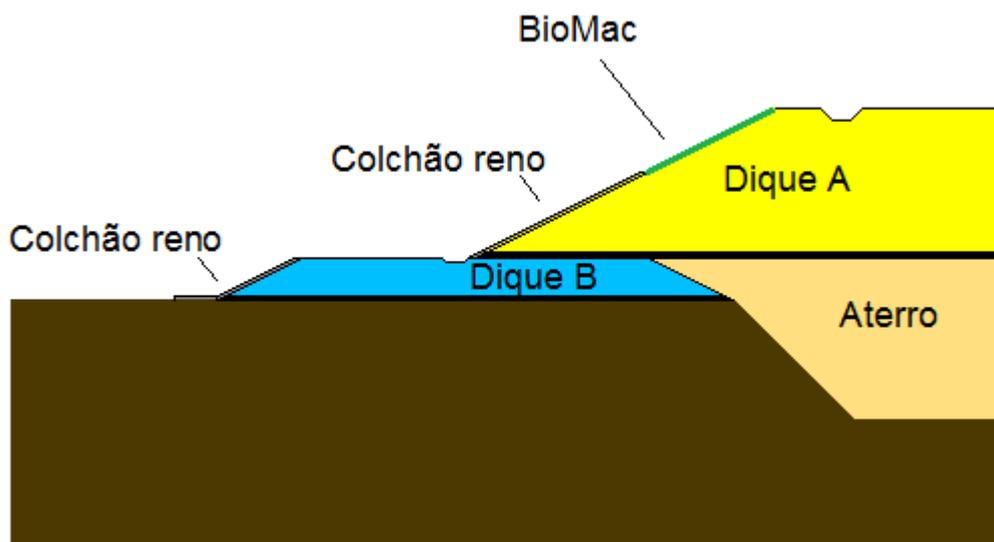


Figura 59: Esquema transversal de proteção dos taludes.

#### 4.4 - Aterro

A verificação que se faz necessária para o aterro hidráulico é a compatibilidade da areia com o MacDrain.

De acordo com a granulometria (Anexo II), os diâmetros que compõem a areia do aterro estão na Tabela 25.

Tabela 25: Diâmetros característicos.

$D_{10}$	$D_{15}$	$D_{30}$	$D_{50}$	$D_{60}$	$D_{85}$
0,3307	0,3985	0,5381	0,7141	0,8021	1,5725

Pela Tabela 20, verifica-se que não ocorrerá carreamento de materiais para dentro do filtro já que a abertura de filtração do MacDrain é de 18 mm (Tabela 20) e o  $D_{50}$  da areia equivale a 71 mm.

## **CAPÍTULO 5 – PROCESSOS EXECUTIVOS**

Como qualquer obra de terra, recomenda-se que a construção de um aterro hidráulico seja efetuada em períodos de pouca chuva. Na Cidade de Campos dos Goytacazes, temos um período de pouca chuva que vai de final de abril a meados de novembro, período ideal para a execução do projeto. Caso haja a necessidade de estender a obra para o período de chuva, deve-se selar a camada ao final da compactação, com um rolo liso, para que não haja percolação de água para dentro do maciço compactado.

As etapas do processo executivo consistem em:

- Preparo do terreno e remoção da cobertura vegetal;
- Locação do aterro;
- Escavação da caixa de empréstimo e estocagem do material escavado;
- Execução do aterro da caixa de empréstimo;
- Execução do nível B: dique, drenagem interna e aterro;
- Execução do nível A: dique, drenagem interna e aterro;
- Execução do sistema de drenagem superficial e proteção de taludes.

### **5.1 – Preparo do terreno**

Inicialmente, faz-se necessário o preparo do terreno, em que a cobertura vegetal encontrada no local será removida e estocada para posterior utilização, revestindo toda a superfície do aterro A.

### **5.2 – Locação do aterro**

O início da execução da obra consiste no Georefenciamento da Ilha (Figura 60), para isso são utilizadas as referências de latitude e longitude que atravessam (Anexo IV) e se torna possível local as coordenadas da “estaca 0”, que será o ponto de partida para que o topógrafo consiga local as demais. Também se consegue medir o ângulo azimute de cada trecho de tangente do estaqueamento.

Nas Tabelas 26 e 27 encontram-se as informações das estacas dos Aterros 1 e 2.

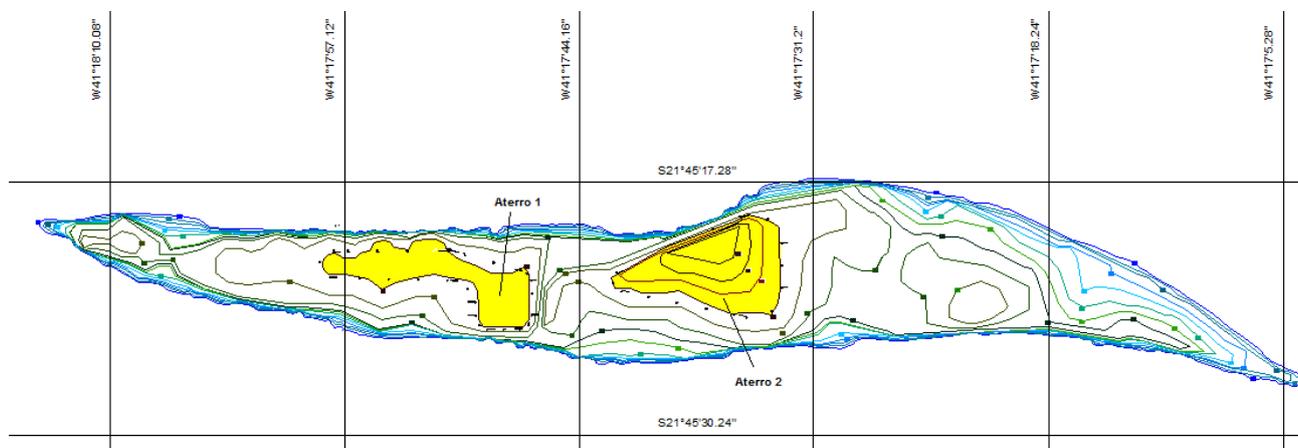


Figura 60: Georeferenciamento.

Tabela 26: Coordenadas das estacas 0.

	Aterro 1	Aterro 2
E0	W41°17'58.90"	W41°17'41.05"
	S21°45'21.67"	S21°45'22.22"

Tabela 27: Desenvolvimento, ângulo central e raio das curvas.

Aterro 1				Aterro 2			
Curva	Raio	Ângulo Central	Desenvolvimento	Curva	Raio	Ângulo Central	Desenvolvimento
1	23.13m	176°	72.01m	1	18.31m	134°	72.01m
2	51.38m	66°	58.96m	2	51.72m	100°	90.44m
3	21.70m	90°	34.18m	3	52.37m	109°	99.43m
4	21.95m	94°	36.07m				
5	23.83m	78°	32.44m				
6	53.07m	6°	5.48m				

Tabela 28: Comprimento e azimute das tangentes.

Aterro 1			Aterro 2		
Tangente	Comprimento	Azimute	Tangente	Comprimento	Azimute
1	201.78m	91°	1	217.645m	102°
2	22.55m	177°	2	75.93m	0°
3	54.45m	90°	3	229.89m	246°
4	55.12m	0°			
5	123.86m	286°			
6	194.165m	269°			

### 5.3 - Escavação da caixa de empréstimo e estocagem do material escavado

A construção dos diques demanda um volume de solo muito grande. Como será utilizado o solo disponível na Ilha, houve a necessidade de serem criadas áreas de empréstimo e armazenamento provisório (Anexo IV).

A área determinada para o empréstimo foi a localizada dentro dos limites do aterro (Figura 61).

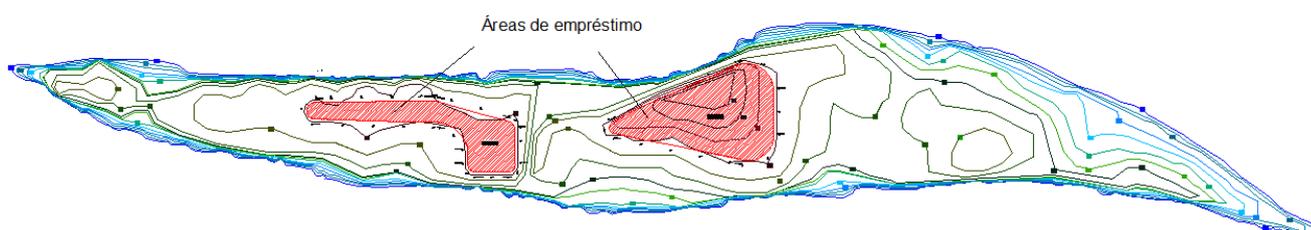


Figura 61: Áreas de empréstimo.

Para o cálculo da profundidade de escavação das caixas de empréstimo, foi encontrado o volume necessário para a construção dos diques e efetuou-se a divisão pela área da caixa de empréstimo.

Tabela 29: Volume necessário para a execução dos Diques.

		Área (m <sup>2</sup> )	Comprimento (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Total (m <sup>3</sup> )
Aterro 1	Dique A	52,5	866,23	45477,32	54517,62
	Dique B	10	904,03	9040,30	
Aterro 2	Dique A	52,5	730,67	38360,18	46044,58
	Dique B	10	768,44	7684,40	

A área considerada para o empréstimo do Aterro 1 é de 14158,66 m<sup>2</sup> e a do Aterro 2 é de 25559,12 m<sup>2</sup>.

Optou-se por padronizar a mesma altura de escavação nos dois aterros, somando-se os volumes necessários e dividindo pela soma das áreas de empréstimo, encontra-se uma profundidade de escavação de 2,5 m.

Pelo critério do momento de transporte, que consiste no produto do volume transportado pela distância média do volume distribuído determinou-se a área de estocagem (Figura 62).

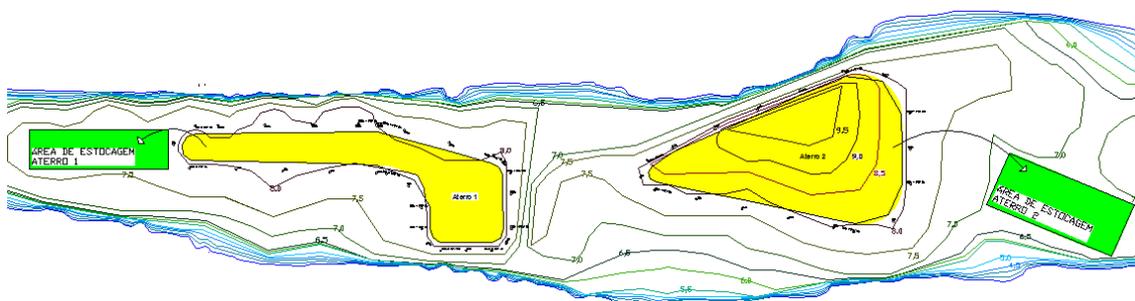


Figura 62: Área de estocagem.

#### 5.4 - Execução do aterro da caixa de empréstimo

O passo seguinte se dá no lançamento de um aterro hidráulico na área da caixa de empréstimo (Figura 63).



Figura 63: Aterro da caixa de empréstimo.

#### 5.5 - Execução do nível B: dique, drenagem interna e aterro

Concluído o aterro da caixa de empréstimo, é feita a execução do Dique B. Com as estacas locadas, deve-se executar a instalação do colchão drenante MacDrain. Deve ser dada especial atenção aos pontos de união, que podem ser com grampos, fita adesiva ou cola, para evitar que o material do dique contamine o núcleo drenante, de acordo com a recomendação do fabricante (Anexo III).

Após a instalação do MacDrain, pode-se começar a construção do dique.

A escolha do equipamento de compactação é feita de acordo com a Tabela 29, para o presente projeto deve ser utilizado o rolo pneumático (com cravos), que compacta de cima para baixo. Recomenda-se inicialmente uma espessura de material solto de 30 cm, número de passadas N=5 e velocidade v=5 km/h. A compactação será executada em faixas de 300 m de extensão.

Tabela 30: Equipamentos de compactação.

Tipo	Solo	Modo de compactar	Parâmetros dos equipamentos			
			e (cm)	N	v (km/h)	p ou P
Rolo pé de carneiro	Argila ou silte	De baixo para cima	20 a 25	8 a 10	≤ 4	2.000 a 3.000 kPa
Rolo pneumático	Silte, areia com finos	De cima para baixo	30 a 40	4 a 6	4 a 6	500 a 700 kPa
Rolo vibratório	Material granular	Vibração	60 a 100	2 a 4	≥ 8	50 a 100 kN

Legenda: e = Espessura da camada de solo solto      p = Pressão na pata ou no pneu  
 N = Número de passadas do rolo compactador      P = Peso do rolo vibratório  
 v = Velocidade do rolo compactador

Após escavar o maciço de solo na área de estocagem, o solo é espalhado em camadas para que sua espessura seja compatível com o equipamento compactador. Visto a grande extensão da obra, essa etapa pode ser executada com várias frentes de serviço. O próximo passo, que é feito em cada camada lançada nas praças de trabalho, será corrigir a umidade do material a ser compactado, de acordo com o ensaio de compactação realizado, encontramos uma umidade ótima igual a 19,4%, essa umidade deve ser corrigida no campo para sempre garantir que, durante a compactação, seja ótima, com uma pequena variação de 2% para mais e para menos. Deve-se também homogeneizar ou destorroar o solo após o seu lançamento na camada para que a compactação seja uniforme. Após as correções de umidade e medidas necessárias para homogeneizar o solo, dá-se início à compactação propriamente dita. A energia de compactação será Proctor normal com um

grau de saturação mínimo de 100% nos 60 cm superiores e 95% abaixo de 60 cm.

Durante a execução das camadas deve-se realizar o controle de compactação, verificando a adequação do equipamento compactador e os parâmetros como a espessura da camada solta, a velocidade e o número de passadas. Após a compactação de cada camada de solo deve ser determinada a densidade pelo ensaio de campo de funil de areia, e a umidade pelo ensaio de Speedy. Caso o teor de umidade se apresente fora dos limites especificados, a correção é feita através do uso de caminhão (irrigador) e/ou ação conjunta de grade de discos e motoniveladora

A etapa final para o Dique B se dá na execução das valetas de proteção de corte, saídas e descidas d'água, que serão de concreto.

Após a execução do Dique B, será executado o Aterro B. Assim como o aterro da caixa de empréstimo, a areia será dragada do Rio Paraíba do Sul. É de fundamental importância que toda a água que será dragada com a areia seja drenada antes que se dê início a construção do Dique A.

#### **5.6 - Execução do nível A: dique, drenagem interna e aterro**

O procedimento de execução do nível A é análogo ao do nível B.

#### **5.7 - Execução do sistema de drenagem superficial e proteção de taludes**

A execução do sistema de drenagem superficial se dá na implementação das valetas de proteção de corte e aterro, saídas e descidas d'água.

Com o dique compactado, a etapa seguinte será a instalação do BioMac em toda a sua extensão (Figura 64). A proteção é apoiada diretamente sobre o talude e presa a este com pequenas estacas de madeira.

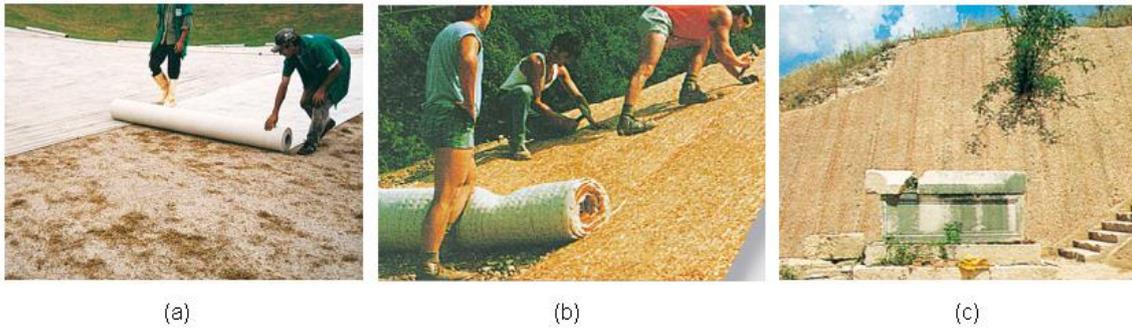


Figura 64: Etapas de execução do BioMac: (a) apoio da proteção sobre o talude; (b) fixação com estacas de madeira; (c) talude recoberto.

Em seguida são colocados os Colchões Reno (Figura 65). Primeiro ele deve ser desdobrado sobre uma superfície plana, depois deve-se esticá-lo até o colchão obter o seu comprimento nominal. A próxima etapa consiste em levantar as suas paredes e costurar as paredes laterais e frontais alternando uma volta simples e uma dupla a cada 10 cm. Logo após o colchão deve ser posicionado ao pé do talude do Dique B e estacas devem ser cravadas em sua extremidade, nessa etapa também devem ser costuradas as superfícies de contato de dois colchões consecutivos. Devem, também, ser fixados tirantes verticais a cada  $m^2$  para unir a tampa com o fundo. Só então a proteção pode começar a ser preenchida, e logo após a tampa deve ser costurada às bordas superiores das paredes e dos diafragmas dos tirantes.

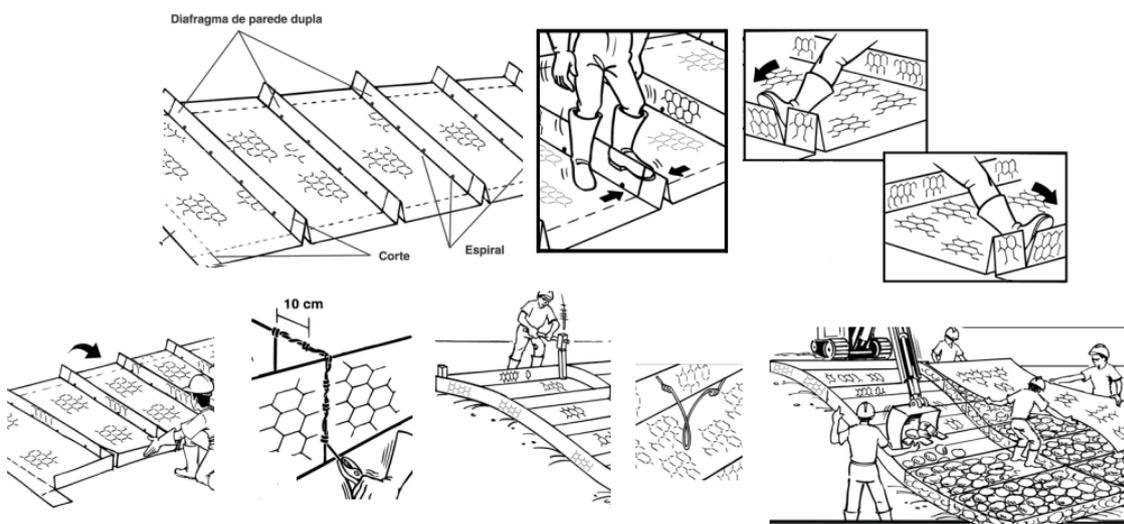


Figura 65: Processo executivo do Colchão Reno.

## **CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Neste projeto de conclusão de curso foi abordada a necessidade da elevação da cota das ilhas às margens do Rio Paraíba do Sul, bem como os meios e métodos de proteção adotados, com as vantagens econômicas e ambientais. Ressaltando que tais ilhas encontram-se no projeto piloto da UENF, proposto por Darcy Ribeiro, onde seria construído o Parque das Palmeiras.

Foram determinadas as cotas necessárias, dimensionados os diques, os colchões drenantes, as valetas de proteção, os colchões Reno e foi utilizada bioengenharia para a proteção dos taludes.

Os diques delimitam as áreas dos aterros hidráulicos e comportam toda a drenagem e proteção dimensionada para o aterro, garantindo a estabilidade e sucesso da obra. Para sua execução foram utilizados materiais escavados em áreas de empréstimo estratégicas que minimizam impactos na Ilha e reduzem custos.

Por sua vez os aterros utilizam areia do fundo do Rio Paraíba do Sul, que se caracteriza como material abundante e de baixo custo.

As proteções escolhidas apresentam boa inserção ambiental e protegem os taludes dos efeitos da erosão, também fazem com que ele adquira um aspecto mais natural por permitir o crescimento da vegetação.

## BIBLIOGRAFIA

ABNT. Estabilidade de Taludes, NBR 11682. Rio de Janeiro, maio de 2006.

Agencia Nacional de Águas, 2003: Projeto Paraíba do Sul. Disponível em: <http://pbs.ana.gov.br>. Acessado em: Julho de 2014.

Alfredine, Paolo. Obras e gestão de portos e costas. São Paulo. Edgarg Blucher, 2005. 688 p.

Avino, Rogério da Silva. Utilização de revestimentos flexíveis em canalizações de córregos e canais. 2004. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2004.

Balanço entre Disponibilidade e Demandas Futuras dos Recursos Hídricos, em Quantidade e Qualidade, com Indicação de Conflitos Potenciais; Plano de Recursos Hídricos para a Fase Inicial da Cobrança na Bacia do Rio Paraíba do Sul, Diagnóstico da Situação Atual dos Recursos Hídricos, PGRH-RE-010-R0, Volume 3, Fevereiro de 2002.

Barros, Pérsio Leiter de Almeida. Manual técnico de obras de contenção. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2005, 223 p.

Berriel, T.C.S. O Domínio das Ilhas Fluviais e a sua relevância ambiental para o curso médio inferior do rio Paraíba do Sul. Campos dos Goytacazes, dezembro de 2009.

Borgatto, A. V. A. (2006). Estudo do Efeito Fibra e da Morfologia na Estabilidade de Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro. 157 p.

Brighetti, G. e Martins, J. R. S. - Estabilização e Proteção de Margens – PHD 5023 – Obras Hidráulicas. Escola Politécnica / Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2001.

Comitê das Bacias Hidrográficas do Rio Paraíba do Sul, disponível em <http://www.comiteps.sp.gov.br>. Acesso em: novembro de 2003.

COPPETEC - PGRH-RE-26-R0 - Projeto de Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul, Rio de Janeiro, 2002.

COPPETEC - PGRH-RE-010-R0 - Projeto de Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul, Volumes 1 a 3, Rio de Janeiro, 2002.

Costa, K. O. B. e Teixeira, C. S. Projeto para Contenção dos Processos Erosivos nas Margens de Ilhas no Rio Paraíba do Sul na Cidade de Campos dos Goytacazes. Campos dos Goytacazes, janeiro de 2014.

Departamento de Engenharia Geotécnica, disponível em <http://www.deg.ufla.br>. Acesso em: janeiro de 2015.

Diagnóstico da Situação Atual dos Recursos Hídricos; Plano de Recursos Hídricos para a Fase Inicial da Cobrança na Bacia do Rio Paraíba do Sul, Diagnóstico da Situação Atual dos Recursos Hídricos, PGRH-RE-010-R0, Volume 1, Fevereiro de 2002.

Enchentes, Vulnerabilidade e Remoção em Campos dos Goytacazes (RJ); Marco Antonio Sampaio Malagodi, Antenora Maria da Mata Siqueira. Belém - PA – Brasil, setembro de 2012.

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Manual Técnico – Revestimento de canais e cursos d'água. São Paulo. Brasil. 2002.

Festi, Aparecido Vanderlei. Coletânea das Equações de Chuva do Brasil.

Grishin, M.M. (1982). Hydraulic Structures. Mir Publishers (Translated from the Russian by Prem Kumar Dand), Moscow, URSS. Vol. 1, 468 p.

Instituto Estadual do Ambiente. Faixa marginal de proteção/ Instituto Estadual do Ambiente, --- Rio de Janeiro: INEA, 2010.

Ortigão, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek, 3ª edição. 2007.

MacDrain® FP 2L 20.1, Maccaferri, julho de 2009

Machado, William Gladstone de Freitas. Monitoramento de barragens de contenção de rejeitos da mineração/ W.G.F. Machado – São Paulo, 2007, p.44.

Manual de Drenagem de Rodovias.- 2 ed.- Rio de Janeiro, 2006. 333 p. (IPR. Publ., 724).

Manual Técnico de Revestimento de Canais e Cursos de Água. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001. 100 p.

Marangon, Márcio. Notas de aula: Parâmetros dos solos para cálculos de fundações. UFJF. 2009.

Marengo, José A. e Alves, Lincoln Muniz. Tendências Hidrológicas da Bacia do Rio Paraíba do Su. CPTEC/INPE. Cachoeira Paulista – SP.

Massad, Faïçal. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. Oficina de Textos, 2ª edição.

- Namba, M.; Camargo, F.L.; Queiroz, P.I.B.; Terra, L.E.M.; Júnior, A.N. Projeto e construção de uma barragem de contenção de rejeitos sobre solos moles em área urbana. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2002. v. 1. p. 1103-1112.
- Pinto, C.R. e Altoé, L.M. Projeto de Uma Ponte Pênsil para Acesso À Ilha da UENF no Rio Paraíba do Sul. Campos dos Goytacazes, agosto de 2012.
- Programa Estadual de Investimentos da Bacia do Rio Paraíba do Sul: Análise Ambiental. Rio de Janeiro, fevereiro de 1999.
- Relatório Técnico – Bacia do Rio Paraíba do Sul – Subsídios às Ações de Melhoria da Gestão, 2011.
- Revestimentos flexíveis em colchões Reno e gabiões nos canais e cursos d'água canalizados. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 1976. 119 p.
- Ribeiro, G. P., Moraes, M. F., dos Santos, A. W., & Junior, U. D. S. D. ILHAS FLUVIAIS E LACUSTRES: ESTUDOS DE CASO COM EXPLORAÇÃO DESCRITIVA DE ASPECTOS GERAIS DE FORMAÇÃO E EVOLUÇÃO NUMA ANÁLISE MORFOMÉTRICA (\*).
- Russo, F. M. (2007). Comportamento de Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico: Caracterização Laboratorial e Simulação Numérica do Processo Construtivo. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-044/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 292 p.
- Suzuki, Denis Kenhiti. Verticalização de aterros sanitários por meio de reforço com geogrelhas e diques periféricos alteados pelo método de montante / D. K. Suzuki. São Paulo, 2012. 165 p.

Tamashiro, Willian Seigui. Proteção do fundo e margem de canais com a utilização de gabião tipo colchão e de geomantas. 2004. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2004.

Teixeira, Monique Delgado Meireles. Influência dos parâmetros geomorfológicos e hidráulicos na navegabilidade fluvial. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. 2006.

## ANEXO I – RELATÓRIOS DOS PROGRAMAS

### A1 – Relatório do software HCanales.

Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: <b>Aterros 1 e 2</b>	Proyecto: <b>Projeto Final</b>
Tramo: <b>-</b>	Revestimiento: <b>Concreto</b>

**Datos:**

Tirante (y):	<input type="text" value="0.3"/>	m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.4"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="1"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.015"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.003"/>	m/m

**Resultados:**

Caudal (Q):	<input type="text" value="0.2337"/>	m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.1126"/>	m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.2100"/>	m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="1.2485"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1682"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.0000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.7752"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.3631"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

### A2 – Relatório do software HCanales.

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: <input type="text"/>	Proyecto: <input type="text"/>
Tramo: <input type="text"/>	Revestimiento: <input type="text"/>

**Datos:**

Caudal (Q):	<input type="text" value="0.00012"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.4"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="1"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.015"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.003"/>	m/m

**Resultados:**

Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0035"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.4100"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0014"/>	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0035"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.4071"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.0839"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.4522"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0039"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

## A3 - Relatório do software Plúvio 2.1.

Data de emissão do relatório: 10/3/2015



# Plúvio 2.1

Copyright (2005) © GPRH



## RELATÓRIO Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação

### LOCALIZAÇÃO:

**Localidade:** Campos dos Goytacazes      **Estado:** Rio de Janeiro

**Latitude:** 21°45'15"

**Longitude:** 41°19'28"

### PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

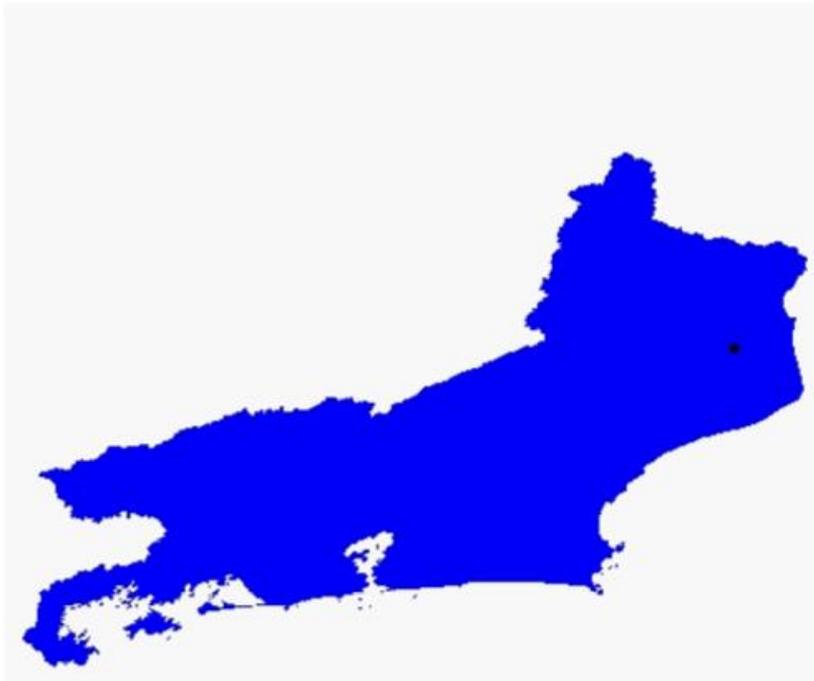
**K:** 1133,836

**a:** 0,183

**b:** 20,667

**c:** 0,807

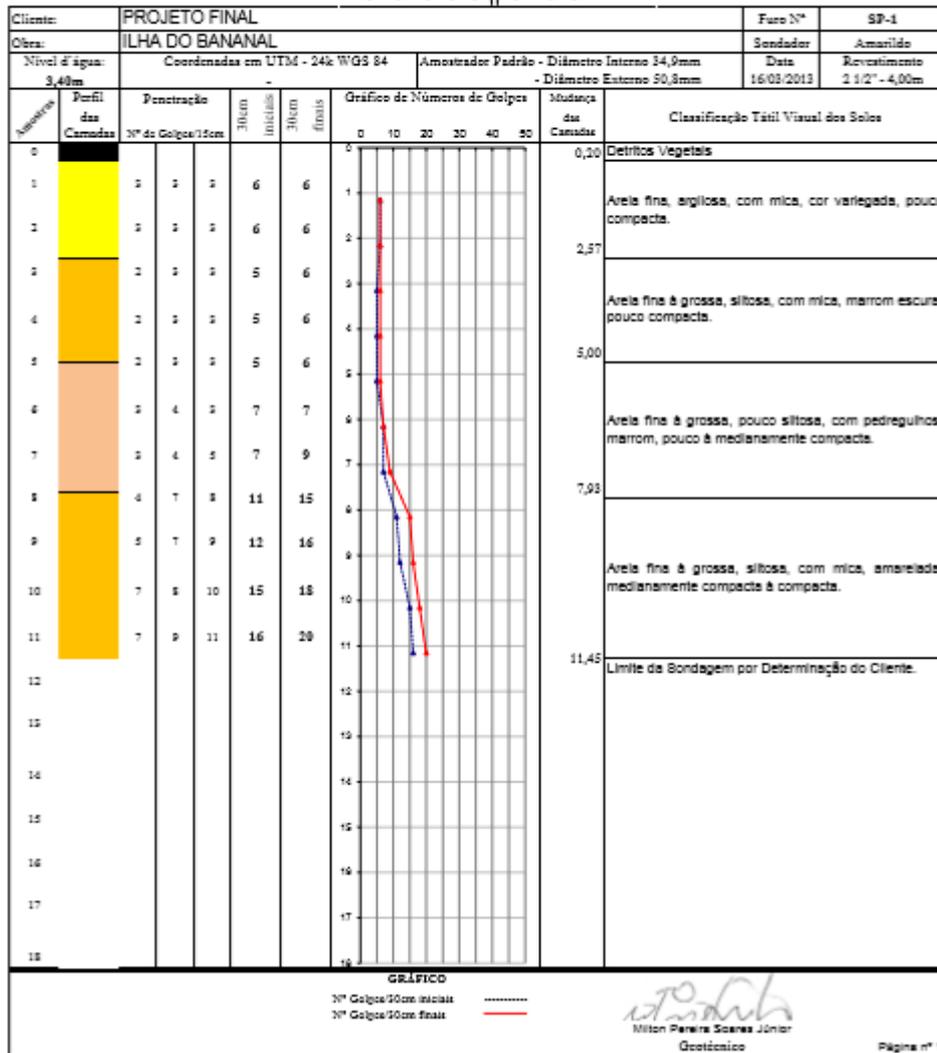
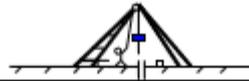
### MAPA DE LOCALIZAÇÃO:



## ANEXO II – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A4 – Sondagem.

### SONDAGEM À PERCUSSÃO



A5 – Ensaio de granulometria.



**Resultados de Ensaio de Caracterização Completa**

Interessado: Thamara/Talytha  
Obra: LECIV  
Furo: -

Data: 29/1/15  
Ensaio: 01  
Amostra: AREIA

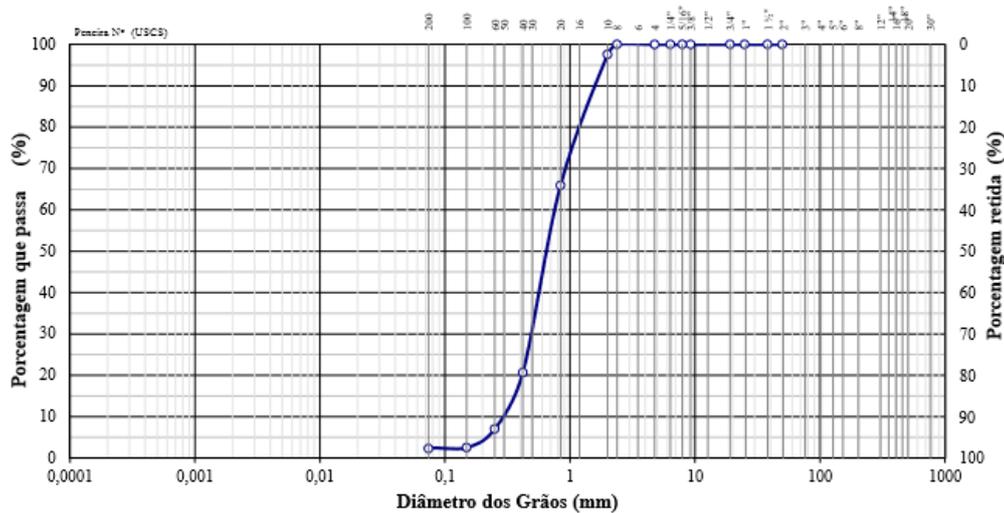
*Características Granulométricas*

*Frações Granulométricas e Classificação Unificada*

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	2,00	57,52	35,27	5,57	-	-	SP

*Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade*

D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Cc	Cu
0,2873	0,3496	0,5068	0,6925	0,7853	1,5398	2,7	1,1



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho		Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			

*Propriedades Físicas*

**Densidade:**

Densidade Real dos Grãos = 2,65 g/cm<sup>3</sup>

**Umidades:**

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 0,0 %

**Índices de Atterberg:**

Limite de Liquidez = - %

Limite de Plasticidade = NP %

Índice de Plasticidade = NP %

Índice de Consistência = - %

**Atividade Skempton:**

Atividade Coloidal = -

A6 – Ensaio de Compactação.



**UENF**

Universidade estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

Laboratório de Engenharia Civil

LECIV/ CCT

## Resultados de Ensaio de Compactação

Interessado: **Thamara**

Data: **5/2/15**

Local da Coleta: **ATERRO**

Ensaio: **I**

Furo: **-**

Amostra: **I**

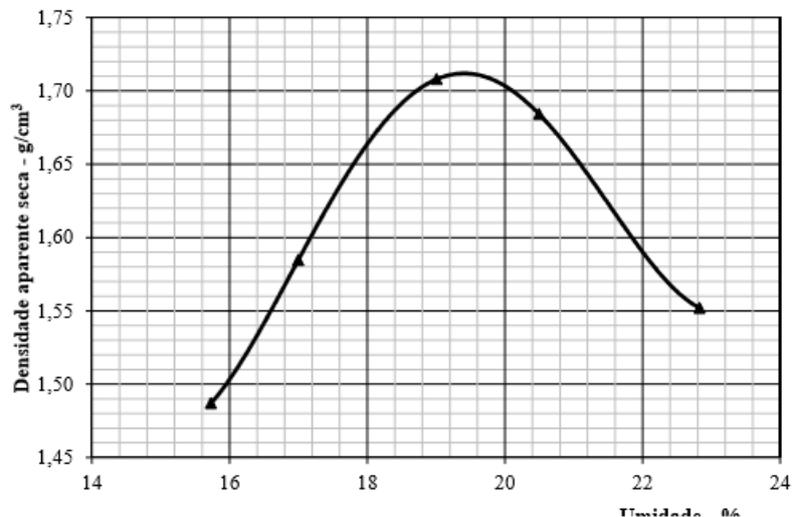
### Características do ensaio

Tipo:	Proctor Normal		Número de camadas: 3 camadas					
Cilindro:	Pequeno	Soquete: Pequeno	Número de golpes por camada: 26 camadas					
	Número do cilindro	1	1	1	1	1	Grande	Pequeno
Água adicionada (g)		300	350	400	450	500	CBR	Permeabilidade
Solo húmido compactado + molde (g)		3800	3936	4118	4115	3990	9080	2985
Molde (g)		2043	2043	2043	2043	2043	4836	930
Solo húmido compactado (g)		1757	1893	2075	2072	1947	4244	2055
Volume do molde (cm <sup>3</sup> )		1021	1021	1021	1021	1021	2083	1013
Densidade aparente úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,721	1,854	2,032	2,029	1,907	2,037	2,029
Número da Cápsula		177	134	102	107	93	161	16
Solo úmido+cápsula (g)		142,92	104,95	112,23	99,33	156,89	59,78	45,25
Solo seco + cápsula (g)		127,34	93,84	98,86	87,18	133,24	52,44	40,41
Cápsula (g)		28,29	28,48	28,54	27,90	29,67	12,45	14,15
Água (g)		15,58	11,11	13,37	12,15	23,65	7,34	4,84
Solo seco (g)		99,05	65,36	70,32	59,28	103,57	39,99	26,26
Umidade (%)		15,73	17,00	19,01	20,50	22,83	18,35	18,43
Densidade aparente seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,487	1,585	1,708	1,684	1,552	1,721	1,713

### Resultados dos Ensaio

Densidade aparente seca máxima	1,710 g/cm <sup>3</sup>	Umidade ótima	19,4	%
Índice suporte Califórnia (CBR)	4,2%	Índice de expansão	3,6	%

### Variação da densidade aparente seca com a umidade

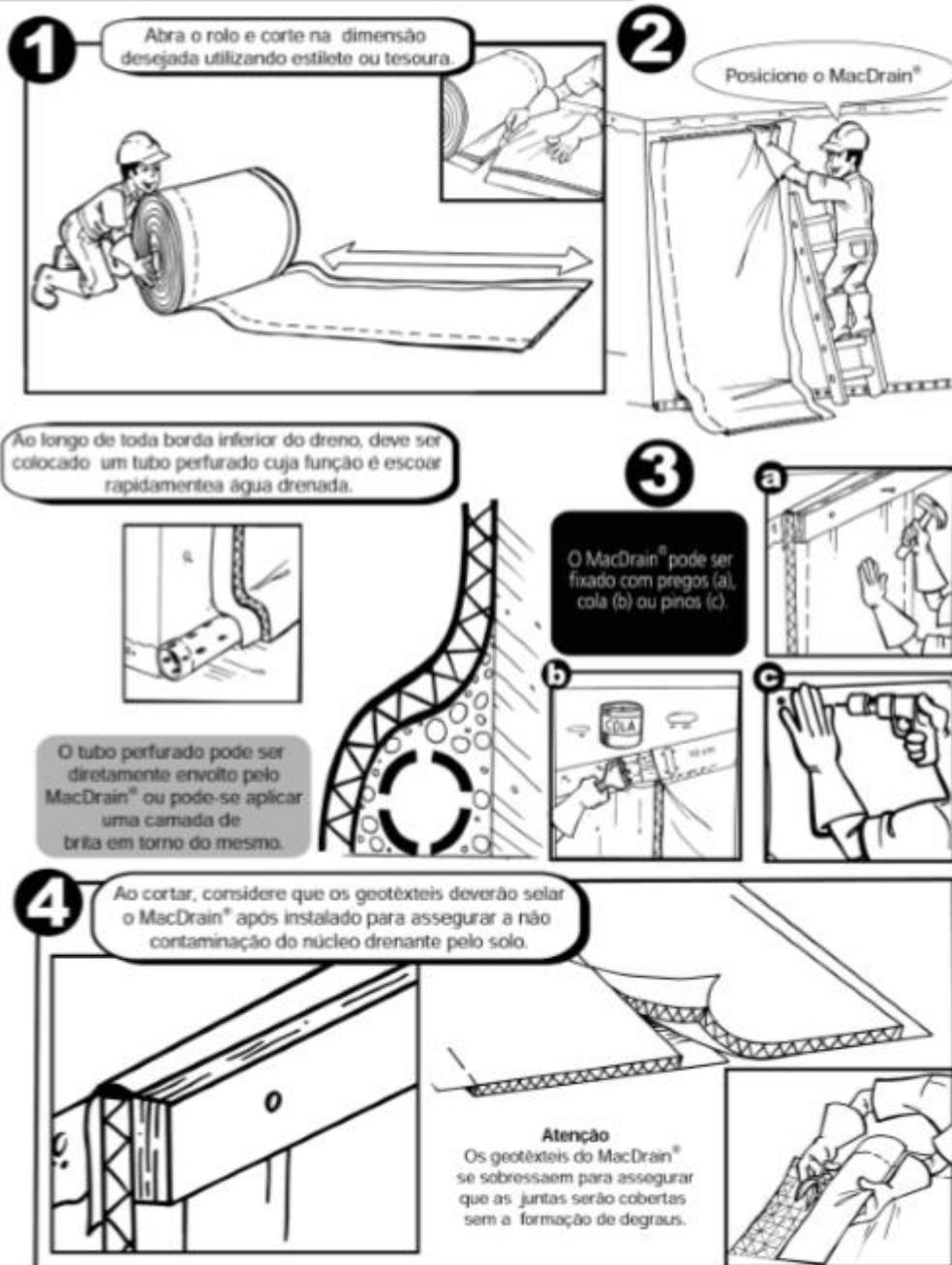


## ANEXO III – BOLETINS TÉCNICOS

A7 – Comics de Instalação - MacDrain® - Maccaferri.

### Como colocar o MacDrain®

MACCAFERRI



© MACCAFERRI DO BRASIL LTDA. 2003

F008 P - 05/03

**5**

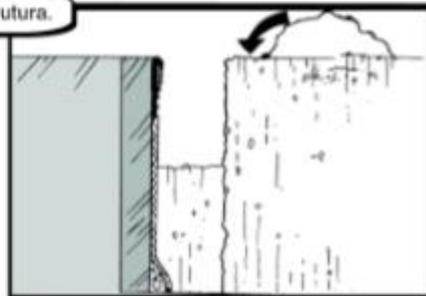
Os painéis de MacDrain® devem ser unidos com fita adesiva, grampo ou cola, para evitar que o material do aterro contamine o núcleo drenante do MacDrain®.

**6**

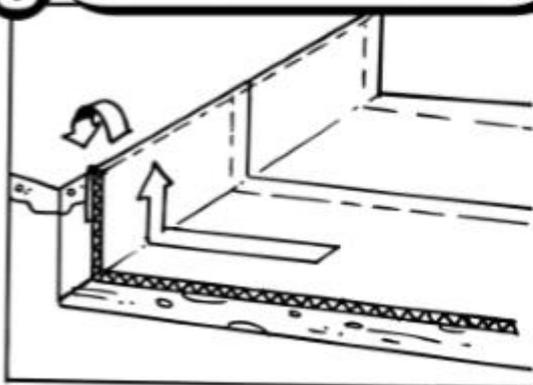
O MacDrain® pode ser instalado em faixas verticais ou horizontais.

**7**

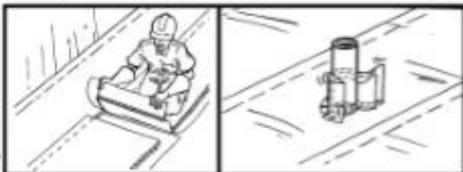
Proceda com o aterro compactado ao tardo da estrutura.

**8**

A instalação do MacDrain® no sentido horizontal é feita de forma semelhante a vertical.



Dê especial atenção para os pontos de união entre os painéis e as interferências (tubos, ralos etc.).



# Como colocar os Colchões Reno

**MACCAFERRI**

**1** Diafragma de parede dupla

Desdobre o colchão Reno sobre uma superfície rígida e plana, tirando as eventuais irregularidades.

Estique o colchão Reno até obter o seu comprimento nominal.

Parede frontal

Corte

Espiral

Parede lateral

Linha de dobra

A tampa do colchão Reno é fornecida em separado.

**2**

Arrume os diafragmas que ficarem abertos.

**3**

Levante as paredes.

**4**

10 cm

Todas as costuras são feitas alternando-se uma volta simples e uma dupla a cada 10 cm.

Costure as paredes frontais e os diafragmas às paredes laterais.

**5**

Crave as estacas no topo do talude.

Una os colchões Reno vazios, costurando-os ao longo das bordas em contato.

Coloque um tirante vertical a cada m<sup>2</sup> para unir a tampa ao fundo.

**6**

Comece a encher pela parte inferior.

Coloque a tampa e costure-a às bordas superiores das paredes e dos diafragmas e aos tirantes.

**Os colchões Reno estão prontos.**

© MACCAFERRI DO BRASIL LTDA. 2001. F003 P. 04/01

## A9 – Especificações técnicas - BioMac® - Maccaferri.

# BioMac® CC 400

## Biomanta

### Características técnicas

BioMac® CC 400 é uma biomanta produzida com fibra de coco contida entre duas linhas de polipropileno foto degradável e entrelaçadas entre si. Geralmente é utilizada como proteção superficial de taludes contra a erosão. As fibras de coco, ao se decompor, se transformam em uma camada de material fértil que favorece ao crescimento da vegetação.



### Propriedades físicas

Gramatura mínima nominal	g/m <sup>2</sup>	ASTM D 5261	400.0
Espessura nominal	mm	ASTM D 5199	11.0
Resistência à tração	KN/m	ASTM D 5035	0.71
Alongamento	%	ASTM D 5035	14.2
Absorção de água	%	ASTM D 1117	73.0
Penetração de luz	%		15.0

### Apresentação do rolo

Largura	m	2.2
Comprimento	m	50.0
Área	m <sup>2</sup>	110.0
Peso	Kg	49.5

Os valores listados anteriormente correspondem a uma média de resultados encontrados em ensaios realizados em laboratório.

**MACCAFERRI**  
AMÉRICA LATINA

A Maccaferri responde de o dno da fabrica' esta especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

[www.maccaferri.com.br](http://www.maccaferri.com.br)

Sistema de Gestão de Qualidade  
Certificado de Conformidade com o  
Norma ISO 9001:2008

**9001**

Jan. 2011

## A10 - Especificações técnicas - MacDrain® - Maccaferri.

# MacDrain® FP 2L 20.1

## Geocomposto para drenagem

### Características técnicas

MacDrain® FP 2L 20.1 é um geocomposto para drenagem leve e flexível, cujo núcleo drenante é formado por uma geomanta tridimensional, fabricada com filamentos de polipropileno. O núcleo é termosoldado entre dois geotêxteis não-tecidos em todos os pontos de contato, sendo um dos geotêxteis de polipropileno e o outro laminado de polipropileno.

Os geotêxteis sobressaem 100 mm além do núcleo nas laterais do MacDrain® FP 2L 20.1, para garantir uma perfeita continuidade do sistema nas juntas e permitir a execução das sobreposições.



### Capacidade de Vazão

ASTM D 4716	Drenagem horizontal										Drenagem vertical	
	i = 0.01		i = 0.02		i = 0.05		i = 0.10		i = 0.60		i = 1.00	
	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m
10 kPa	0,64	2340	0,70	2556	0,77	2772	1,26	4536	2,17	7848	2,84	10224
20 kPa	0,23	828	0,29	1080	0,33	1224	0,74	2700	1,54	5544	2,17	7848
50 kPa	0,11	432	0,14	540	0,17	648	0,41	1476	0,85	3096	1,35	4860
100 kPa	0,04	144	0,05	180	0,06	216	0,12	432	0,26	936	0,41	1512
200 kPa	0,02	72	0,02	72	0,02	108	0,04	144	0,08	324	0,13	458

Propriedades hidráulicas		Geocomposto		Geotêxtil	
Abertura de filtração	mm	ASTM D 4751	---	0,18	
Permissividade	s <sup>-1</sup>	ASTM D 4691	---	3,00	
Permeabilidade	cm/s	ASTM D 4691	---	0,45	

Propriedades mecânicas		Geocomposto		Geotêxtil em polipropileno		Geotêxtil laminado em polipropileno		
		Directo longitudinal	Directo transversal	Directo transversal	Directo transversal	Directo transversal	Directo transversal	
Resistência a tração	N	4811 NBR 13624 ASTM D 4262	14,00	8,00	4,50	2,00	5,60	3,06
Deformação na ruptura	%	4811 NBR 13624 ASTM D 4262	30,00	30,00	30,00	30,00	52,00	50,00
Puncionamento	N	ASTM D 4633	---	---	156		---	

Características físicas		Geocomposto		Geotêxtil em polipropileno		Geotêxtil laminado em polipropileno	
Espessura	mm	4811 NBR 13624 ASTM D 5199	11,00		0,80		0,15
Gramatura	g/m <sup>2</sup>	4811 NBR 13624 ASTM D 5261	750		100		135

Apresentação do rolo		Geocomposto	
Largura	m	1	
Comprimento	m	10 ou 30	
Área	m <sup>2</sup>	10 ou 30	
Diâmetro médio	m	0,40 ou 0,70	
Peso estimado	kg	7,5 ou 22,5	

Os valores listados anteriormente correspondem a uma média de resultados encontrados em ensaios realizados em laboratório.

**MACCAFERRI**  
AMÉRICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

[www.maccaferri.com.br](http://www.maccaferri.com.br)

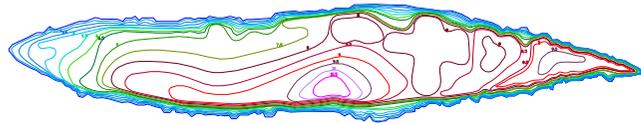
Sistema de Gestão de Qualidade  
Certificado de Conformidade com a  
Norma ISO 9001:2000

**9001**

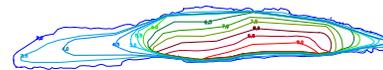
JUL 2009

## ANEXO IV – Plantas

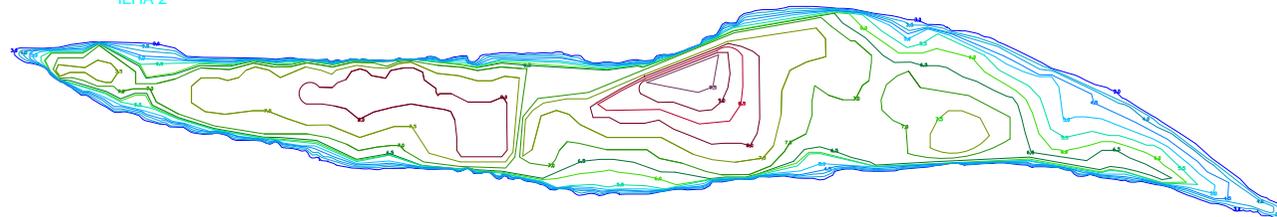
ILHA 1



ILHA 3



ILHA 2



NOTAS:

1 - As cotas representadas são relacionadas ao fundo do rio.

TÍTULO

TOPOGRAFIA DAS TRÊS ILHAS

PROJETO:

Dimensionamento de aterro na Ilha de margem do Rio Paraíba do Sul visando o aumento de cota da ilha.

RESP.: Talytha Fonte Boa e Thamara Fonte Boa

DESENHO No.: 1

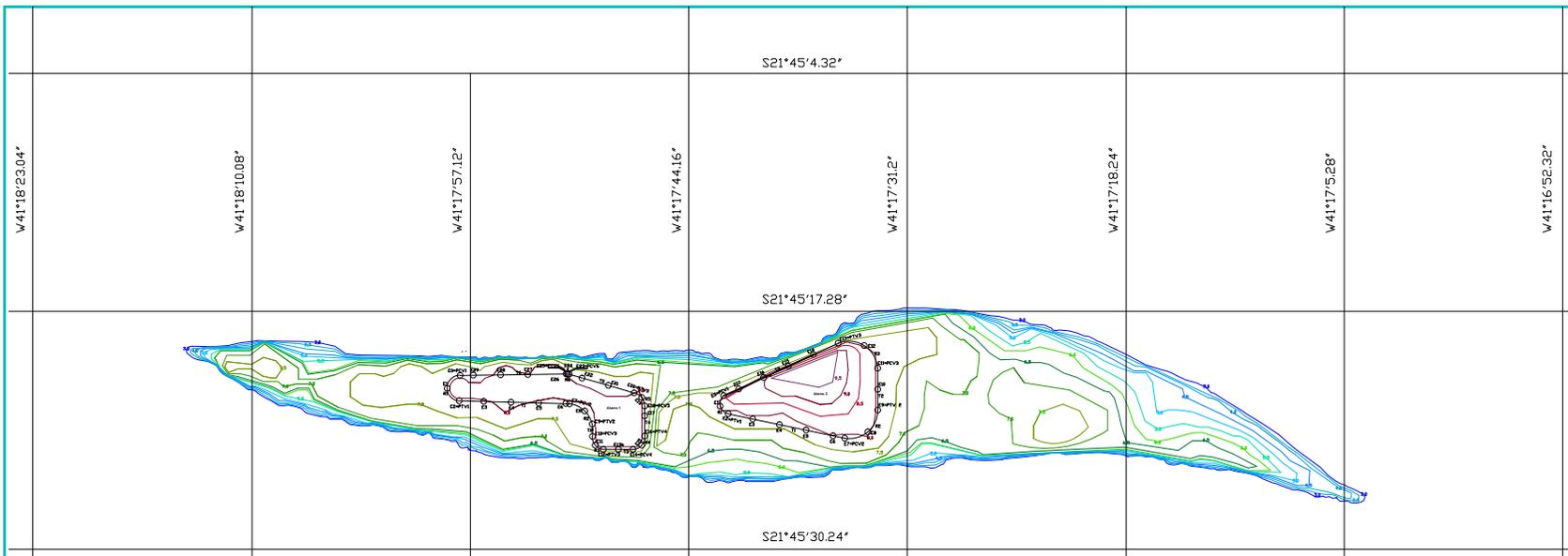
REV.: 00

ESCALA: 1:50

DATA: 16/03/2015

NOME DO ARQUIVO:

PE-TOPOGRAFIA-R00



ETAPA 1 - GEOREFERENCIAMENTO

NOTAS:

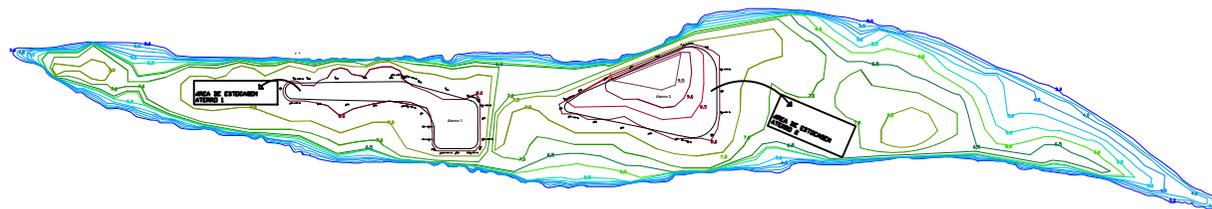
- 1 - Estaqueamento no sentido anti-horário e na crista do dique B.
- 2 - Foram estaqueados PC, PT e centro de arco, e tangente de 50 em 50m.
- 3 - Azimutes são ângulos entre tangentes e Norte.
- 4 - Ângulos centrais são ângulos entre raios traçados à partir de PC e PT de uma curva.
- 5 - Desenvolvimento é o comprimento da curva.

Aterro 1			Aterro 2		
Tangente	Comprimento	Azimute	Tangente	Comprimento	Azimute
1	89,78m	91°	1	217,48m	282°
2	88,25m	177°	2	75,95m	91°
3	94,45m	99°	3	289,89m	246°
4	93,52m	6°			
5	123,85m	286°			
6	194,36m	289°			

Aterro 1			Aterro 2				
Curva	Raio	Ângulo Central	Desenvolvimento	Curva	Raio	Ângulo Central	Desenvolvimento
1	223,3m	176°	72,8m	1	18,3m	124°	72,8m
2	21,38m	66°	38,96m	2	21,78m	100°	38,64m
3	25,7m	91°	34,38m	3	28,27m	109°	39,43m
4	23,92m	94°	34,97m				
5	23,33m	78°	35,44m				
6	52,07m	6°	3,48m				

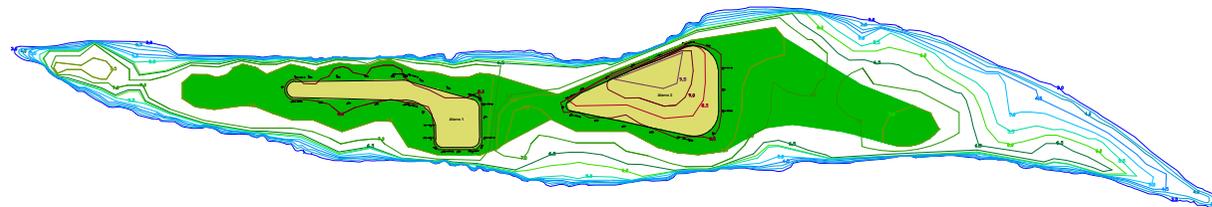
Aterro 1		Aterro 2	
W41°17'58,99"	W41°17'42,89"	W41°17'42,89"	W41°17'42,89"
S21°45'21,67"	S21°45'21,67"	S21°45'21,67"	S21°45'21,67"

TÍTULO		PROCESSO EXECUTIVO 1 - 4	
PROJETO:	DESENHO:	RESP.:	NOME DO ARQUIVO:
Desenvolvimento de aterro na ilha da margem do Rio Paraíba do Sul visando o aumento da cota da ilha.	DES-02	Talytha Forte Boas e Thamara Forte Boas	PE-1_4-R00
REVISÃO:	DATA:	ESCALA:	
00	16/03/2015	1:50	



Legenda	
<span style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black;"></span>	Nível A
<span style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; background-color: #FFD700; border: 1px solid black;"></span>	Área - interna
<span style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black;"></span>	Terreno Natural

ETAPA 2 - CAIXA DE EMPRÉSTIMO



ETAPA 3 - ATERRO DA CAIXA DE EMPRÉSTIMO

**NOTAS:**

- 1 - A caixa de empréstimo possui profundidade de 2,50m, e é marcada à partir do pé do talude do dique B, com inclinação 1:1.
- 2 - O solo escavado da caixa de empréstimo será utilizado na execução do dique.
- 3 - O solo utilizado para execução do aterro será a areia retirada do fundo do rio.

**TÍTULO**

**PROCESSO EXECUTIVO 3 - 4**

PROJETO: Dimensionamento de aterro na ilha de margem do Rio Paraíba do Sul visando o aumento da cota da ilha.	RESP.: Talytha Forte Boa e Thamará Forte Boa	NOME DO ARQUIVO: PE-3_4-R00
DESENHO No.: 3	ESCALA: 1:50	
REV.: 00	DATA: 16/03/2015	



NOTAS:  
 1 - As áreas serão niveladas em concreto.  
 2 - O dique será executado sobre o terreno natural em alvenaria de concreto com 2,00 m de largura.

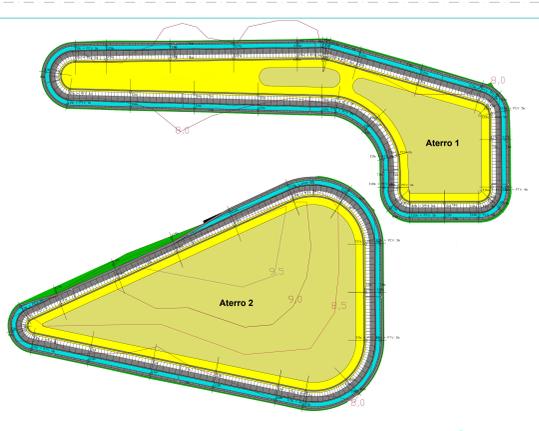
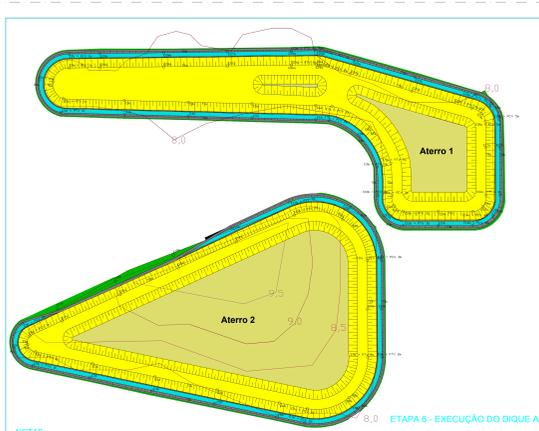
ETAPA 4 - EXECUÇÃO DO DIQUE B

ETAPA 5 - DRENAGEM E PROTEÇÃO DO DIQUE B  
 EXECUÇÃO DO ATERRO NÍVEL B

Legenda	
<span style="color: green;">■</span>	Nivel A
<span style="background-color: yellow;">■</span>	Aréio - aterro
<span style="background-color: brown;">■</span>	Terreno Natural
<span style="background-color: cyan;">■</span>	Nivel B
<span style="background-color: grey;">■</span>	Valeta
<span style="background-color: black;">■</span>	Colchão Reno

PROCESSO EXECUTIVO 3 - 4			
PROJETO	EST. Urbanismo e Planejamento Urbano	PROJ. Urbanismo e Planejamento Urbano	PROJ. Urbanismo e Planejamento Urbano
PROJ. Urbanismo e Planejamento Urbano			
PROJ. Urbanismo e Planejamento Urbano			
PROJ. Urbanismo e Planejamento Urbano			

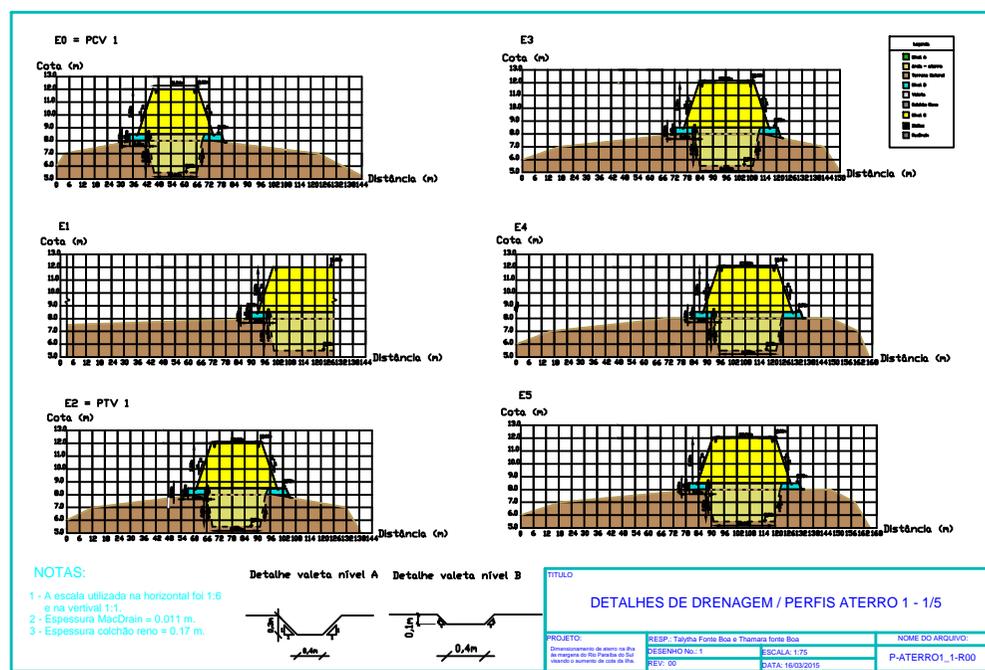
Cortar o papel nesta linha



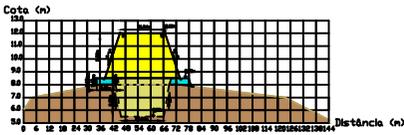
Legenda	
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:yellow; border:1px solid black;"></span>	Nível A
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightgreen; border:1px solid black;"></span>	Área - Aterro
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightblue; border:1px solid black;"></span>	Terreno Natural
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightgrey; border:1px solid black;"></span>	Nível B
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightyellow; border:1px solid black;"></span>	Valete
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightblue; border:1px solid black;"></span>	Córrego Remo
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:yellow; border:1px solid black;"></span>	Nível C
<span style="display:inline-block; width:10px; height:10px; background-color:lightgreen; border:1px solid black;"></span>	Barragem

NOTAS:  
 1 - As dimensões figuram em esquadras de 100m, e se estiverem de valores de dique A ao lado de dique B.  
 2 - O grande muro do dique A foi instalado com largura de 2,00m de base, sendo o restante do mesmo protegido com BtuMax.

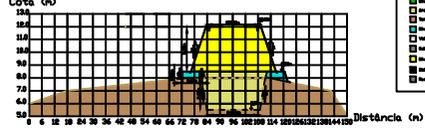
PROCESSO EXECUTIVO 4 - 4			
PROJETO	DESENVOLVIDOR	REVISOR	DATA
PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	2024
PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	2024
PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE ARQUITETURA	2024



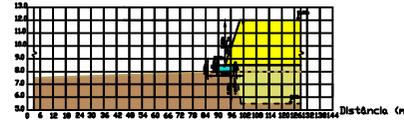
E0 = PCV 1



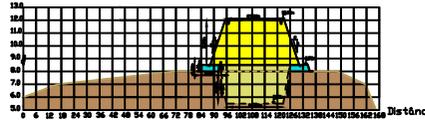
E3



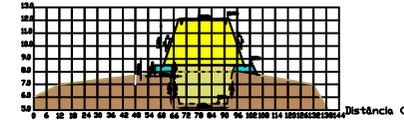
E1



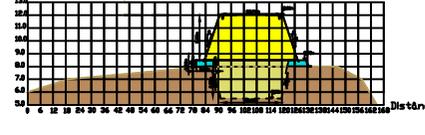
E4



E2 = PTV 1



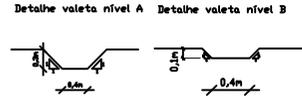
E5



Legenda

[Symbol]	concreto
[Symbol]	MacDrain
[Symbol]	areia
[Symbol]	maciço de concreto
[Symbol]	maciço de concreto
[Symbol]	MacDrain
[Symbol]	areia
[Symbol]	concreto

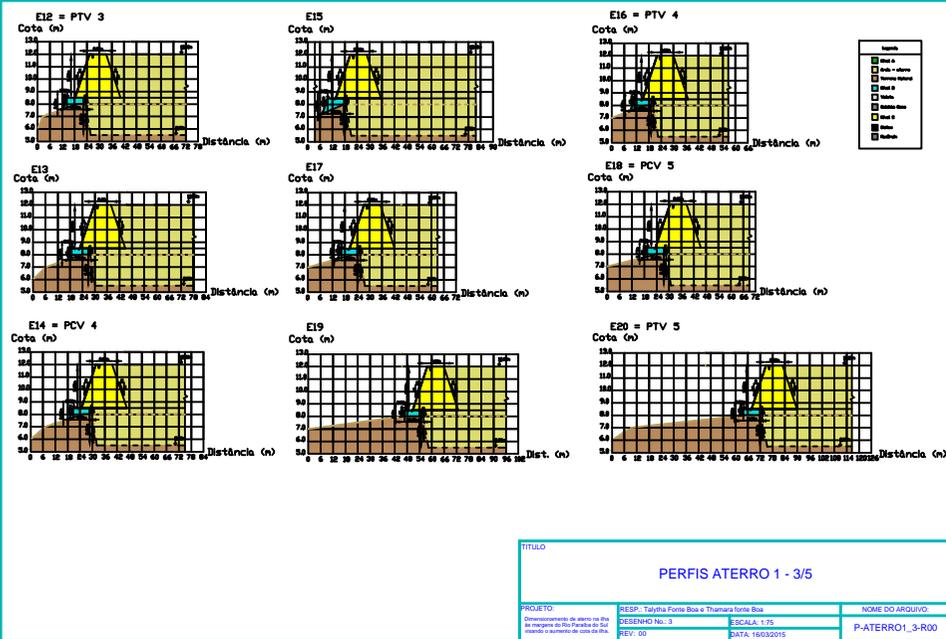
- NOTAS:
- 1 - A escala utilizada na horizontal foi 1:6 e na vertical 1:1.
  - 2 - Espessura MacDrain = 0.011 m.
  - 3 - Espessura colchão areia = 0.17 m.



DETALHES DE DRENAGEM / PERFIS ATERRO 1 - 1/5

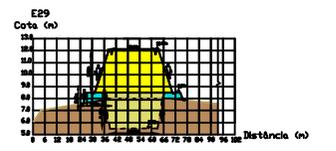
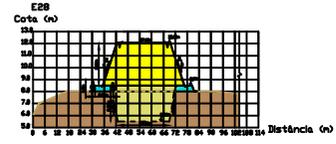
PROJETO	RESP. Tatiana Forte Boas e Thamara forte Boas	NOME DO ARQUIVO:
DESENHO Nº.: 1	ESCALA: 1/75	P-ATERRO_1-R00
REV: 00	DATA: 16/03/2015	





TÍTULO		
PERFIS ATERRO 1 - 3/5		
PROJETO	DESP. - Tatiana Forte Bica e Thaisara Forte Bica	NOME DO ARQUIVO
Desenvolvimento de projeto de PAV para implantação de Rua Transversal de 20 metros e aumento de cota da Rua	DESENHO No: 3	P-ATERRO_1_3-R00
	ESCALA: 1:75	
	REV: 00	DATA: 16/03/2015

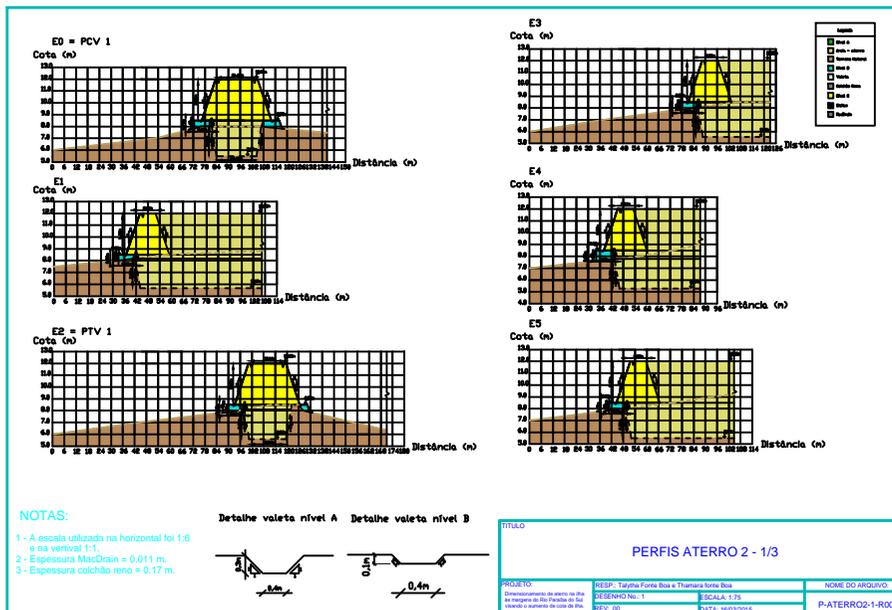


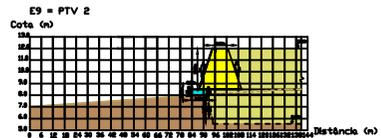
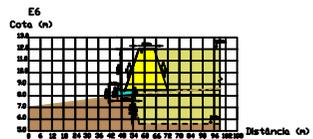


TÍTULO

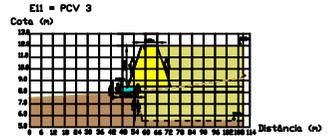
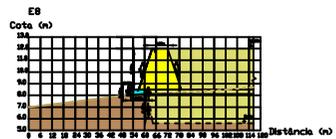
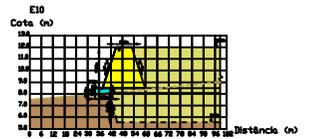
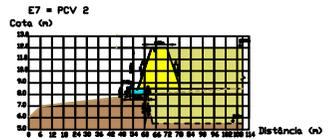
**PERFIS ATERRO 1 - 5/5**

PROJETO	RES - Tabela Formas e Tipos de Solo	NOME DO ARQUIVO
Descrição do projeto e área a ser implantada no local de obra	DIAGRAMA Nº: 5	Escala: 1:75
FEITO POR	DATA	P-ATERRO_5-ROO

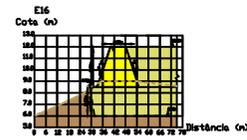
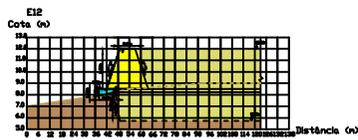




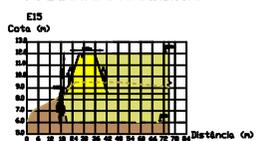
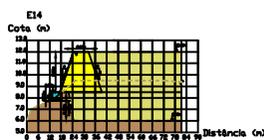
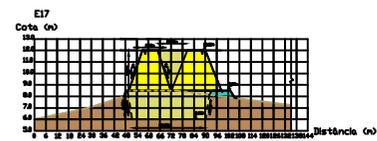
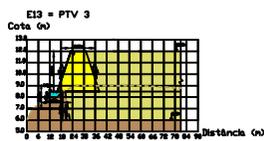
Legenda	
[Symbol]	Área a ser aterrada
[Symbol]	Área a ser removida
[Symbol]	Área a ser conservada
[Symbol]	Área a ser drenada
[Symbol]	Área a ser impermeabilizada
[Symbol]	Área a ser aterrada com vegetação
[Symbol]	Área a ser aterrada com solo
[Symbol]	Área a ser aterrada com terra
[Symbol]	Área a ser aterrada com areia
[Symbol]	Área a ser aterrada com cascalho
[Symbol]	Área a ser aterrada com brita
[Symbol]	Área a ser aterrada com concreto
[Symbol]	Área a ser aterrada com asfalto



TÍTULO		
<b>PERFIS ATERRO 2 - 2/3</b>		
PROJETO:	DESP: Taíchia Fontes Bora e Thelma Bora Bora	NOME DO ARQUIVO:
Desenvolvimento de projeto de obra de infraestrutura de transporte rodoviário	DESENHO Nº: 2	ESCALA: 1:25
Revisão e aprovação de obra de obra	REV: 00	DATA: 16/05/2016
		P-ATERRO2-2-R00



Legenda	
	Terreno
	Perfil
	Perfil proyectado
	Perfil de drenaje
	Perfil de agua
	Perfil de alcantarillado
	Perfil de saneamiento



TÍTULO		
<b>PERFIS ATERRO 2 - 3/3</b>		
PROYECTO: Desarrollo de obra de obra de saneamiento de San Fernando del Sur, ubicado a suroeste de esta de obra.	ESTAD: Talayita Formo Bica e Thompson Serie Bica DISEÑO No.: 3 REV: 00	NOME DO ARQUIVO: P-ATERRO2-3-R00
	ESCALA: 1/25	DATA: 16/03/2015