



## Plano de Ação

Estudos de concepção e anteprojetos de engenharia para RDC contratação integrada (Lei nº 12462/2011) para proteção contra cheias do rio Gravataí e afluentes em Alvorada e Porto Alegre-RS



Dezembro/2017  
Canoas | RS



## APRESENTAÇÃO

Este Relatório Técnico intitula-se Plano de Ação – referente ao Produto nº 22 e ao Aditivo e visa atender aos preceitos estipulados pelo Termo de Compromisso nº 0402.492-52/2012, processo administrativo nº 000688-22.64/14-0 e Contrato de Prestação de Serviços nº 001/2015 firmado entre: Serviços Técnicos de Engenharia - STE S.A. (doravante denominada STE S.A.) e a Contratante METROPLAN – Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (doravante denominada METROPLAN). O instrumento contratual que regula os serviços foi originado a partir do processo licitatório vinculado ao Edital Concorrência denominado Estudos de Concepção e Anteprojetos de Engenharia para RDC contratação integrada (Lei nº 12.462/2011) de Proteção contra Cheias do rio Gravataí e Afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS e respectivos Anexos, do qual a empresa STE S.A. resultou vencedora.

Quanto ao cronograma tem-se a primeira prorrogação de prazo solicitada por parte da Consultora em 14 de setembro de 2015 no qual o prazo foi prorrogado para o dia 20 de janeiro. O segundo Termo Aditivo, datado de 17 de novembro de 2015 estendeu o prazo em 180 dias, ficando com prazo para 20 de julho; o terceiro prorroga o prazo para o dia 20 de dezembro. Em novembro de 2016 foi solicitado novo aditivo de prazo, prorrogando o término do contrato para o dia 28 de abril de 2017. No dia 06 de maio, o contrato foi prorrogado mais 180 dias, com prazo até 24 de novembro de 2017. Em 24 de novembro de 2017 o contrato foi prorrogado por mais 180 dias, com prazo para término previsto para o dia 24 de maio de 2018.



**SUMÁRIO**

**1 SITUAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERESSE.....5**

**2 OBJETIVOS..... 8**

    2.1 OBJETIVO GERAL..... 8

    2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS ..... 8

**3 DIRETRIZES GERAIS.....9**

**4 PLANO DE AÇÃO ..... 12**

    4.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PLANO DE AÇÃO ..... 12

    4.2 DELIMITAÇÃO DAS ALTERNATIVAS PARA FASEAMENTO DA OBRA ..... 12

    4.3 METODOLOGIA DE APOIO À DECISÃO ..... 14

        4.3.1 *Critérios Utilizados*..... 15

        4.3.2 *Definição dos Pesos Relativos* ..... 16

        4.3.3 *Escala de Pontuação*..... 17

        4.3.4 *Método de Avaliação e Comparação das Alternativas* ..... 19

        4.3.5 *Avaliação e Comparação das Alternativas* ..... 19

        4.3.6 *Potenciais Efeitos Adversos do Sequenciamento das obras: modelagem Hidrodinâmica*..... 24

        4.3.7 *Resultados* ..... 28

    4.4 DESCRIÇÃO DAS FASES DE IMPLEMENTAÇÃO DA OBRA..... 29

    4.5 ELEMENTOS DE ESCALONAMENTO DA OBRA ..... 29

        4.5.1 *Geotecnia*..... 29

        4.5.2 *Simulação e Modelagem Hidráulico/Hidrológica* ..... 82

        4.5.3 *Casas de Bombas e Reservatórios de Detenção de cheias internas Associados* 82

        4.5.4 *Dragagem* ..... 83

        4.5.5 *Revestimentos de taludes/proteção*..... 83

        4.5.6 *Borda livre*..... 83

    4.6 DETALHAMENTO DAS ATIVIDADES NECESSÁRIAS PARA IMPLANTAÇÃO DA SOLUÇÃO DE PROJETO . 84

        4.6.1 *Datas de licitação e contratação das obras* ..... 84

        4.6.2 *Detalhamento dos projetos de engenharia e planos socioambientais* ..... 84

        4.6.3 *Sequenciamento de obras*..... 94

        4.6.4 *Fontes de financiamento das obras*..... 99

        4.6.5 *Equipe mínima para fiscalização da implantação das obras e para manutenção dos serviços no prestador de serviço*..... 99

    4.7 DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS TÉCNICOS PARA A CONTINUIDADE DO PROJETO DE ENGENHARIA 100

        4.7.1 *Criação de entidade de gestão de drenagem urbana e inundação ribeirinha nos municípios*..... 100

        4.7.2 *Treinamento das equipes* ..... 102

        4.7.3 *Projeto de lei ou decreto previstos para recuperação de custos dos serviços de drenagem e controle na drenagem de novos empreendimentos*..... 102





4.7.4	<i>Elaboração/revisão dos planos de drenagem.....</i>	<i>102</i>
4.7.5	<i>Modelagem institucional para a gestão do sistema de drenagem, obras de contenção de cheias e medidas não-estruturais e arranjo entre as instituições e entes federados na construção e operação do sistema .....</i>	<i>103</i>
4.7.6	<i>Implementação de programas de longo prazo.....</i>	<i>104</i>
<b>5</b>	<b>EQUIPE TÉCNICA.....</b>	<b>105</b>
<b>6</b>	<b>CRONOGRAMA.....</b>	<b>106</b>
<b>7</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>107</b>



## LISTA DE SIGLAS

<b>CORSAN</b>	Companhia Riograndense de Saneamento
<b>LDO</b>	Lei de Diretrizes Orçamentárias
<b>METROPLAN</b>	Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
<b>PBRG</b>	Plano de Bacia do Rio Gravataí
<b>PBA</b>	Plano Básico Ambiental
<b>PT</b>	Plano de Trabalho
<b>RDC</b>	Regime Diferenciado Contratações Públicas
<b>STE</b>	Serviços Técnicos de Engenharia S.A.
<b>TR</b>	Termo de Referência



## 1 SITUAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERESSE

A área de interesse está inserida na Região Metropolitana de Porto Alegre (RMPA), e intercepta os municípios de Porto Alegre, Viamão e Alvorada. No contexto hidrográfico, está inserida na Região Hidrográfica do Guaíba, Bacia do Rio Gravataí (G010), situada na porção nordeste do Rio Grande do Sul.

De acordo com dados do Plano de Bacia do Rio Gravataí- PBRG (SEMA, 2011), a área de drenagem da bacia totaliza uma área de 2.020 km<sup>2</sup> e está delimitada ao sul pela região hidrográfica das bacias litorâneas, ao norte pela bacia do rio dos Sinos (G020), a oeste pela bacia do Lago Guaíba (G080) e a sudeste Litoral Médio (L020). Abrange os municípios de Porto Alegre, Canoas, Alvorada, Viamão, Cachoeirinha, Gravataí, Glorinha, Taquara e Santo Antônio da Patrulha (Figura 1).

O relevo plano da bacia propiciou ao seu principal curso d'água desenvolver-se como um rio de planície, de baixa velocidade, sinuoso e com muitos meandros. Essas características favoreceram a formação de terraços de inundação, onde se desenvolvem atividades de agricultura irrigada que imprimiram ao sistema hidrográfico uma malha de canais de irrigação artificiais. O uso da água para irrigação prejudica o abastecimento de água em períodos de estiagem, gerando conflito pelo seu uso na bacia.

A bacia do rio Gravataí caracteriza-se fisicamente por apresentar maiores elevações ao norte, menores ao sul e a oeste e uma planície central (SEMA, 2011). O rio Gravataí, principal curso d'água da bacia, forma-se no município de Santo Antônio da Patrulha, junto a uma extensa área alagadiça conhecida como Banhado Grande, percorrendo a bacia no sentido oeste-leste, desaguando no Delta do rio Jacuí, onde se forma o Lago Guaíba (SEMA, 2011).

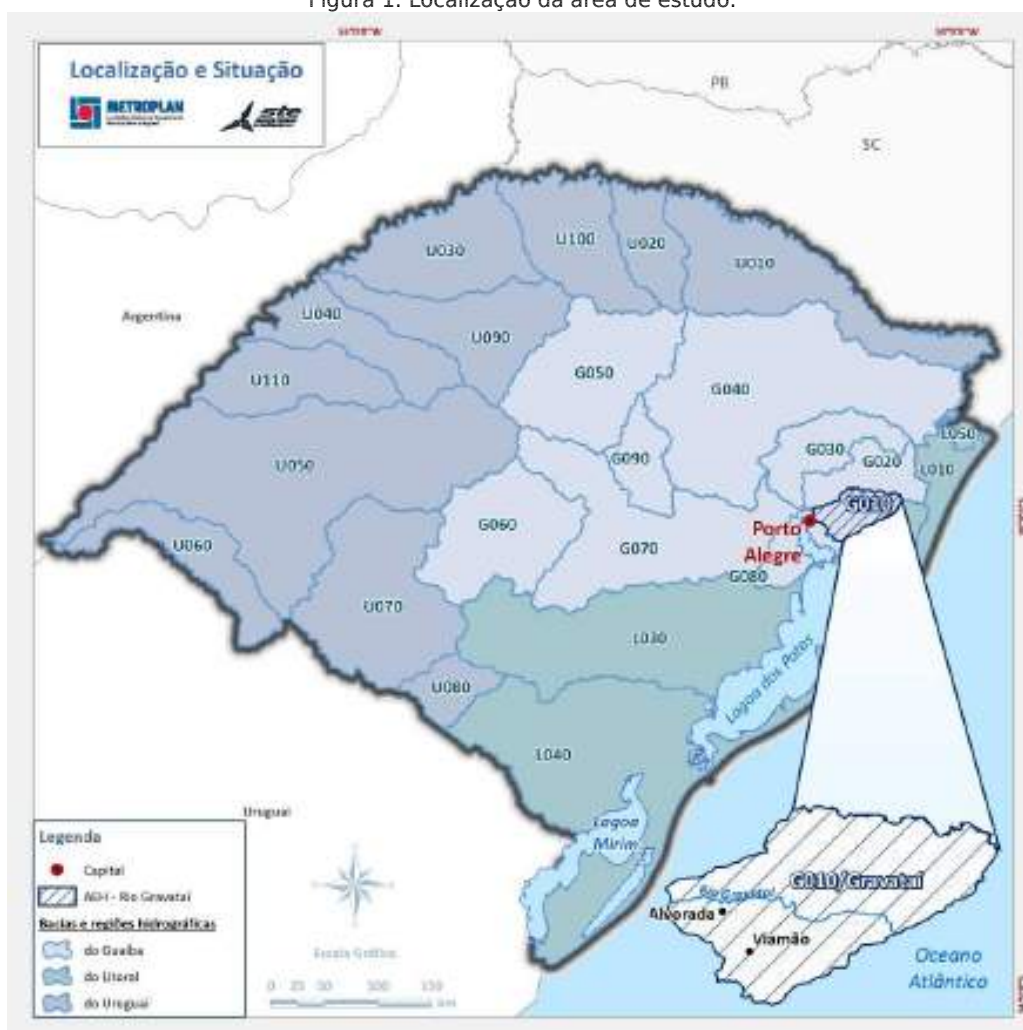
Devido à proximidade e interrelação da área de estudo com municípios adjacentes, Canoas, Cachoeirinha e Viamão, faz-se importante delimitar a área de interesse considerando o escopo do estudo de concepção, dividida em cinco recortes geográficos.

A necessidade de subdivisão da área tem por objetivo balizar as diferentes informações primárias e/ou secundárias a serem trabalhadas, provendo o detalhamento esperado para o anteprojeto do dique e macrodrenagem pluvial urbana dos polders. São elas:

- Área Estudo Hidrológico rio Gravataí (AEH)
- Área do Termo de Referência
- Área de Restituição Aerofotogramétrica (ARA)
- Área de Estudo Hidrodinâmico
- Área para Fins de Planejamento Urbano e Ambiental (APUA)



Figura 1. Localização da área de estudo.



Os estudos hidrológicos direcionados para dimensionamento da cota de coroamento (CC) do dique terão sua abrangência à bacia hidrográfica do rio Gravataí, cuja área territorial é de 2.020 km<sup>2</sup> (Área estudo hidrológico rio Gravataí). O trecho de interesse é o tramo entre a RS-118 e o Lago Guaíba, conforme já descrito. Os cursos de águas de interesse para a determinação das vazões internas ao polder, formado pelo dique serão aqueles definidos por áreas hidrográficas superiores a 100 ha e delimitados pela cartografia disponível, bem como, a bacia hidrográfica dos arroios Feijó e Águas Belas. Na Figura 2 é apresentada a área de interesse dos estudos hidrológicos que será empregada neste estudo.

A Área do Termo de Referência (TR) delimitada de modo a contemplar, além da área indicada no item 4 do Termo de Referência, áreas adjacentes que fossem relevantes à elaboração do presente estudo. Portanto, possui os seguintes limites: ao norte, a margem direita do rio Gravataí ao longo da extensão do dique projetado (figura 2 do TR), a leste a ERS-118 ou o divisor de águas mais próximo a esta, ao norte o divisor de águas da área de drenagem interna à área de estudo (considerando, sempre que possível, vias existentes)



e a oeste o limite da sub-bacia do arroio Feijó até o encontro com a Av. Bernardino Silveira Amorim, por onde segue até a avenida Assis Brasil, desta segue a direita até a BR-290 onde, no sentido capital-interior prossegue em direção a ponte sobre o rio Gravataí, onde encontra novamente a margem direita do mesmo, totalizando 144,84 km<sup>2</sup>, conforme pode ser visto na Figura 2. Ainda foi necessário acrescentar a bacia do arroio Santo Agostinho totalizando 152,2 km<sup>2</sup>.

A restituição estará limitada nas aerofotos disponibilizadas do município de Alvorada, ao sul pela elevação altimétrica de 20 m, e, ao norte, leste e oeste pelo limite das ortofotos, conforme ilustrado na Figura 2, contemplado no máximo 45 km<sup>2</sup>.

A Área de Estudo Hidrodinâmico contemplará 2,5 km de largura da várzea de inundação do rio Gravataí, internas aos diques existentes de proteção, desde o Lago Guaíba até 9 km a montante da RS-118. Para os canais internos de macrodrenagem, arroio Feijó e arroio Águas Belas, a área de modelagem será aquela compreendida pelo levantamento topobatimétrico disponível, consolidado juntamente com a Fiscalização, limitada a 400 seções de 50 m de extensão.

A APUA será aquela definida após consolidação do estudo de concepção e viabilidade das obras a serem implantadas pelo Regime Diferenciado Contratações Públicas (RDC). Naturalmente, ela caracteriza-se pela área diretamente afetada pelo dique e polders e das obras projetadas em nível conceitual, limitada à ARA.

Figura 2. Situação das áreas.







## 2 OBJETIVOS

Em continuidade, são relacionados os objetivos gerais e específicos dos serviços em questão:

### 2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo principal elaborar os estudos de concepção e anteprojetos de engenharia para RDC contratação integrada (Lei Federal nº 12.462/2011) para proteção contra cheias do rio Gravataí e afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS, delimitada pelas áreas de estudo descritas no item anterior.

### 2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, o trabalho terá como metas específicas de acordo com o TR a concepção geral que envolve a extensão do dique projetado de proteção contra cheias do rio Gravataí no perímetro do município de Alvorada, bem como os diques internos nos arroio Feijó e Águas Belas, casas de bombas para a drenagem interna aos diques e medidas não-estruturais complementares.

Portanto, os objetivos específicos do trabalho em tela constam dos seguintes itens de acordo com o TR:

- Avaliação do risco de inundação devido ao extravasamento do rio Gravataí e afluentes pela margem esquerda em Alvorada (e Porto Alegre, no caso do Feijó);
- Análise de alternativa do traçado do dique e de sua altura frente ao risco de proteção previsto para a área;
- Análise da capacidade conjugada de armazenamento, canalização e bombeamento para atender a demanda.

Para alcançar o objetivo principal deste trabalho serão entregues produtos parciais, que conforme previsto no TR estão divididos nas seguintes etapas:

- Consolidação do plano de trabalho (PT);
- Participação Pública;
- Levantamento dos Dados;
- Diagnóstico;
- Estudo de Concepção;
- Anteprojetos de Engenharia;
- Projeto de Trabalho socioambiental;
- **Plano de ação.**



### 3 DIRETRIZES GERAIS

De acordo com o TR, o estudo contemplará as seguintes diretrizes para o desenvolvimento:

- Os anteprojetos de engenharia das medidas de controle estruturais serão elaborados, no que couber, em conformidade com as Normas Técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT);
- Lei Federal nº 12.462, de 04 de agosto de 2011 e atualizações, que dispõe sobre o Regime Diferenciado de Contratações (RDC);
- Orientações para operacionalização de RDC Contratação Integrada da Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades<sup>1</sup>, de maio de 2013;
- Manual para Apresentação de Propostas para Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável e de Manejo de Águas Pluviais (Programa 2040), da Sistemática 2012 do Ministério das Cidades;
- O Estudo de Concepção compreende o desenvolvimento de estudos de alternativas de solução(ões) e modernização técnica para ampliação e melhoria dos sistemas de drenagem para prevenção de inundações locais e promoção do escoamento regular das águas pluviais, a jusante e a montante, proporcionando segurança sanitária, patrimonial e ambiental;
- Todas as diretrizes, estudos, projetos e planos diretores, em nível municipal, estadual e federal, que possam ter influência ou sobreposição sobre os estudos a serem desenvolvidos;
- Serão avaliadas obras em andamento, paralisadas ou fora de operação, relacionadas aos estudos em andamento, somente durante a fase de levantamento de dados, sendo analisada a pertinência de sua inclusão na definição do sistema;
- Os orçamentos serão elaborados de acordo com o pré-dimensionamento das unidades do sistema, tendo como base preferencial os preços da Tabela de Preços SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil, nos termos da Lei de Diretrizes Orçamentárias (LDO) vigente e a tabela SICRO/DNIT, no que couber. Quando existirem, serão utilizados também custos globais de referência para sistemas de saneamento ou custos básicos por tipo de obra, a exemplo de redes, galerias, canais em concreto, edificações/habitação por área construída;
- Os custos de cada alternativa serão apresentados em termos econômicos, discriminando a mão-de-obra, materiais, equipamentos, e custos de operação;
- A comparação das diferentes alternativas será feita através do cálculo do fluxo de caixa, a valor presente, dos custos de investimento, operação e manutenção, não considerando os custos de depreciação e inflação, à taxa de desconto de 12%, ao longo do período de projeto;

---

<sup>1</sup>[http://www.cidades.gov.br/images/stories/ArquivosCidades/PAC/Manuais-Gerais-PAC/RDC-Contratao\\_Integrada.pdf](http://www.cidades.gov.br/images/stories/ArquivosCidades/PAC/Manuais-Gerais-PAC/RDC-Contratao_Integrada.pdf)



- Para efeito de comparação de alternativas e análise benefício-custo, serão incluídos os impactos sobre a mancha urbana pelos custos dos terrenos atingidos e protegidos;
- A alternativa proposta de proteção selecionada irá corresponder àquela cujo conjunto de obras, fatores e aspectos sociais, técnicos, ambientais, econômicos e financeiros serão os mais apropriados a todas as partes beneficiadas pelo projeto. A solução vencedora será definida junto a Fiscalização do contrato, priorizando o menor custo econômico;
- O estudo de concepção irá indicar a ordem de prioridade das intervenções da alternativa recomendável, dentro do fluxo de caixa disponibilizado pela Fiscalização, orientando quanto ao desenvolvimento dos projetos básico e executivo, considerando os aspectos de funcionalidade e custo-benefício;
- Para o acompanhamento dos trabalhos serão realizadas reuniões sistemáticas a serem definidas junto a Fiscalização, com a participação do Coordenador Geral e membros da equipe da STE S.A. envolvidos com as atividades em curso;
- Ao final de cada produto, a Fiscalização deverá encaminhar a avaliação dos resultados do trabalho que, caso necessário, sofrerão os ajustes que ambas as partes (METROPLAN e STE S.A.) acordarem pertinentes. As atividades sucessoras vinculadas aos trabalhos avaliados iniciarão após o aceite da Fiscalização;
- Todos os estudos existentes na área de interesse serão disponibilizados pela Fiscalização e serão relacionados e identificados pela STE S.A. Todas as informações utilizadas terão sua fonte identificada;
- Os procedimentos metodológicos adotados serão claramente indicados e sempre justificados em relatório. As hipóteses e considerações simplificadas serão mencionadas no decorrer do trabalho, convenientemente explicitadas e justificadas;
- Os softwares utilizados serão preferencialmente públicos e todos os arquivos de entrada e saída, condições de contorno e parâmetros adotados deverão constar em relatório e serem disponibilizados a Fiscalização em seus formatos originais;
- As medidas estruturais corretivas na drenagem pluvial urbana e inundações ribeirinhas serão realizadas numa visão integrada da bacia hidrográfica;
- Os planos e projetos de drenagem pluvial urbana buscarão minimizar a transferência de impacto para jusante ou montante da área de interesse. Os impactos oriundos da implantação do anteprojeto conceitual serão identificados além de previstas medidas mitigadoras para atenuar os possíveis danos. As áreas atingidas externas a área de interesse terão seus impactos pontuados e indicadas sugestões que possam atenuar os mesmos;
- A entrega e aprovação dos Produtos serão marcos balizadores para iniciar determinadas atividades que estão descritas nos itens subsequentes neste Plano de Trabalho;



- Salvo os dados necessários para a elaboração dos Anteprojetos Conceituais, escopo deste Plano de Trabalho, as atividades serão realizadas com dados secundários fornecidos pela METROPLAN;
- As metas ou resultados esperados na concepção das intervenções relacionadas com águas pluviais visam:
  - Proteção contra alagamentos em locais e zonas com riscos às populações, ocupações regulares, estruturas e projetos de engenharia nos municípios dentro área de interesse para tempos de retorno estipulados para cada região e descrita no decorrer do plano de trabalho;
  - Identificação das áreas de risco e de interferência ao escoamento das águas pluviais, sugerindo a área de desocupação necessária para bom escoamento das águas pluviais;
  - Elaboração de programa educacional com o objetivo de redução da quantidade de resíduos sólidos na drenagem.



## 4 PLANO DE AÇÃO

O Plano de Ação detalha as atividades necessárias para implementação das medidas previstas neste estudo ao longo do tempo. O mesmo também detalhará os elementos técnicos necessários para a continuidade do projeto de engenharia, implantação e operação das obras de modo que estas tenham efetividade no objetivo a que se propõem.

### 4.1 Contextualização do Plano de Ação

No final do Estudo de Concepção e Estudo de Viabilidade do Estudos de Concepção e Anteprojetos de Engenharia para RDC contratação integrada (Lei nº 12.462/2011) de Proteção contra Cheias do rio Gravataí e Afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS, o valor do sistema total de proteção contra cheias ficou estabelecido em R\$ 1.257.244.597,11.

Considerando-se a possibilidade de construção sequenciada das obras, visto que o sistema de proteção está dividido em polders independentes, vislumbrou-se a necessidade de aproveitamento dos recursos disponíveis e já reservados de R\$ 223 milhões para execução de parte da obra, conferindo alguma proteção a população recorrentemente atingida pelas cheias do rio Gravataí.

Reavaliando cada polder, verificou-se que haveria espaço para sequenciamento e/ou faseamento das obras, como será descrito na sequencia do Plano de Ação, conferindo igual proteção das cheias do rio Gravataí (Tr 200 anos e cheia de 2015).

Essas possibilidades foi apresentada ao grupo de trabalho e órgãos financiadores Metroplan, Ministério das cidades, Caixa Economica Federal, Prefeitura de Alvorada e Porto Alegre, Corsan, Ministério Público, que aventou um novo termo aditivo do estudo com o intuito de verificar:

- Redução dos custos iniciais de implantação das obras;
- Sequenciamento das obras com decisão da ordem de implantação;
- Validação das consequencias da implantação isolada na mancha de inundação.

Desse modo, o Plano de Ação, além de atender as demandas previstas no Termo de Referência (TR) inicalmente contratado, prevê responder as questões supracitadas para programar as ações futuras para desenvolvimentos dos estudos adicionais e de implantação dos diques e polder de proteção contra cheias do rio Gravataí.

Então, com os estudos adicionais de geotecnia, hidrologia e modelagem hidrodinâmica computacional, foram delineadas 37 alternativas distintas com composições ou não de polder, e/ou, faseamento das obras, descritas no discorrer do texto.

Com base nas alternativas foi utilizada uma Matriz de Apoio à Decisão que orientou o sequenciamento das obras, onde cada grupo de trabalho enviou suas considerações. A evolução e o resultado deste trabalho estão aqui apresentados.

### 4.2 Delimitação das Alternativas para Faseamento da Obra

Para definição das alternativas a serem analisadas para a 1ª Fase do empreendimento, conforme as diretrizes da Metroplan para a implantação das obras por etapas, inicialmente



foram consideradas opções que possibilitassem combinações entre os polders originalmente projetados, tomando-se como referência o valor limite de custo de R\$ 223 milhões, recursos já previsto para o início das obras (Alternativa 1 à 10). Formularam-se também alternativas de combinações entre polders originalmente projetados considerando não executar a dragagem e a proteção dos cursos d'água com colchão reno, itens com elevado custo no orçamento (Alternativa 11 à 17).

A partir da possibilidade de redução das cotas de coroamento e extensão de alguns diques, verificada no estudo hidrológico e modelagem hidrodinâmica, novas análises geotécnicas foram realizadas. Os resultados obtidos possibilitaram a formulação de alternativas com redução dos volumes de aterro e demais constituintes dos diques (Alternativa 18 à 27), e ainda alternativas com os diques reduzidos, sem dragagem e sem proteção com colchão reno (Alternativa 28 à 37).

As alternativas avaliadas consideraram como referência o recurso financeiro inicialmente previsto para as obras, exceto duas destas, as quais ultrapassam o valor tomado como referência. A alternativa de execução dos sete (7) polders completos (Alternativa 1), pois é o sistema de proteção ideal e serviria de balizamento para analisar a sensibilidade e robustez do modelo multicriterial adotado; e a execução dos polders 2 e 3 sem dragagem e sem proteção com colchão reno (Alternativa 18), visto que estão localizados no limite entre os dois municípios (Arroio Feijó), constituindo-se em dois importantes sistemas de proteção que juntos abrangem um percentual expressivo da população atingida pelas inundações.

Com base nessas premissas, gerou-se um total de 37 alternativas, conforme apresentado nos Quadros a seguir.

Quadro 1. Alternativas com polders completos.

ALTERNATIVA	POLDERS	CUSTO TOTAL ALTERNATIVAS (R\$)
Alternativa 1	Polder1, Polder2, Polder3, Polder4, Polder5, Polder6, Polder7	<b>792.525.306,67</b>
Alternativa 2	Polder2	<b>219.191.116,81</b>
Alternativa 3	Polder4, Polder5	<b>210.431.869,40</b>
Alternativa 4	Polder3	<b>211.058.261,47</b>
Alternativa 5	Polder1, Polder4, Polder6, Polder7	<b>191.349.578,64</b>
Alternativa 6	Polder5	<b>195.026.175,69</b>
Alternativa 7	Polder7	<b>78.751.441,17</b>
Alternativa 8	Polder1	<b>57.646.601,45</b>
Alternativa 9	Polder6	<b>36.570.813,24</b>
Alternativa 10	Polder4	<b>18.380.722,79</b>



Quadro 2. Alternativas obra com CC e extensão original, sem dragagem e sem colchão reno<sup>2</sup>.

ALTERNATIVA	POLDERS	CUSTO TOTAL ALTERNATIVAS (R\$)
Alternativa 11	Polder2, Polder7	215.899.236,49
Alternativa 12	Polder4, Polder5, Polder6	215.073.196,10
Alternativa 13	Polder3, Polder6	211.194.357,23
Alternativa 14	Polder1, Polder2	202.441.781,87
Alternativa 15	Polder2, Polder4, Polder6	198.308.565,84
Alternativa 16	Polder3, Polder4	195.518.245,32
Alternativa 17	Polder1, Polder4, Polder6, Polder7	168.595.564,51

Quadro 3. Alternativas obra com redução da CC e extensão, com dragagem e com colchão reno.

ALTERNATIVA	POLDERS	CUSTO TOTAL ALTERNATIVAS (R\$)
Alternativa 18	Polder2, Polder3	309.978.403,06
Alternativa 19	Polder3, Polder4, Polder7	222.719.627,13
Alternativa 20	Polder1, Polder3, Polder4, Polder6	221.863.781,61
Alternativa 21	Polder5, Polder7	221.265.434,00
Alternativa 22	Polder1, Polder5, Polder6	220.409.588,48
Alternativa 23	Polder2, Polder4, Polder6	215.106.808,58
Alternativa 24	Polder1, Polder2, Polder4	210.014.557,66
Alternativa 25	Polder1, Polder4, Polder5	201.847.035,52
Alternativa 26	Polder4, Polder5, Polder6	197.594.176,47
Alternativa 27	Polder1, Polder4, Polder6, Polder7	141.318.334,68

Quadro 4. Alternativas obra com redução da CC e extensão, sem dragagem e sem colchão reno.

ALTERNATIVA	POLDERS	CUSTO TOTAL ALTERNATIVAS (R\$)
Alternativa 28	Polder1, Polder4, Polder5, Polder7	218.426.918,31
Alternativa 29	Polder2, Polder3	216.984.220,51
Alternativa 30	Polder1, Polder3, Polder4, Polder7	206.179.166,19
Alternativa 31	Polder5, Polder6, Polder7	201.055.769,78
Alternativa 32	Polder1, Polder4, Polder5, Polder6	195.587.905,58
Alternativa 33	Polder1, Polder2, Polder4, Polder7	191.569.888,68
Alternativa 34	Polder4, Polder5, Polder7	190.857.824,60
Alternativa 35	Polder1, Polder3, Polder4, Polder6	183.754.065,73
Alternativa 36	Polder1, Polder2, Polder4, Polder6	169.144.788,21
Alternativa 37	Polder1, Polder4, Polder6, Polder7	117.805.136,42

### 4.3 Metodologia de Apoio à Decisão

Para avaliar as alternativas propostas utilizou-se uma matriz de múltiplos critérios como ferramenta de apoio à decisão, visando auxiliar os decisores (Metroplan, Consultora – STE, Prefeitura de Alvorada, Prefeitura de Porto Alegre, Promotoria Pública e Comitê do Rio Gravataí) no processo de tomada de decisão quanto à escolha das alternativas prioritárias para serem analisadas, considerando a existência de diferentes critérios com características conflitantes.

<sup>2</sup> Caixas de telas metálicas, revestidas ou não, com enchimento de pedras (semelhantes a um gabião), utilizadas para revestir, proteger e estabilizar canais e margens de córregos e rios.





A Matriz de Apoio à Decisão elaborada para este estudo teve como base/referência o método multicritério de apoio à decisão (MCDA) utilizado no Manual de Drenagem de Águas Pluviais<sup>3</sup>, desenvolvido pela Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de São Paulo.

As alternativas inicialmente propostas foram avaliadas através de um conjunto de critérios e subcritérios, definidos em razão dos múltiplos pontos de vista existentes e sua relevância para os diferentes atores envolvidos no estudo, visando ainda evitar a redundância na avaliação. A seguir é apresentada uma breve descrição dos Critérios, Subcritérios, Pesos Relativos e Escala de Pontuação e Método de avaliação das Alternativas utilizados.

#### 4.3.1 Critérios Utilizados

- Custo/Risco

O Critério Custo/Risco refere-se a análise dos recursos financeiros previstos para a implantação das obras na fase inicial em comparação com o custo previsto para as alternativas. Considera também as potenciais dificuldades decorrentes da necessidade de realocação das famílias das áreas, bem como a complexidade operacional das alternativas propostas. Deste modo, foram avaliados três subcritérios. No subcritério *Custo de Implantação* foram avaliados os custos estimados para execução dos sistemas de proteção de cada Alternativa. O subcritério *Risco Executivo* foi avaliado através da quantificação das edificações presentes na área de abrangência das obras que necessitarão ser removidas. E o subcritério *Complexidade Operacional* considerou estimativas da vazão das estações de bombeamento. Para todos estes subcritérios, quanto menor o valor do subcritério referente à alternativa, melhor a pontuação atribuída.

- Projeto Técnico

O Critério Projeto Técnico foi avaliado através de dois subcritérios. O subcritério *Suficiência de Dados* considerou o tamanho da série hidrológica utilizada (longa ou curta), a utilização de levantamento topográfico (primário ou secundário), o uso de imagens aéreas (recentes) e a existência de sondagens *in loco*. O subcritério *Vulnerabilidade Geotécnica* foi avaliado considerando-se os parâmetros Borda livre e Altura dos diques, sendo a Borda livre adotada conforme critérios ideais ou Borda livre reduzida, e a Altura do dique >3m ou <3m em 80% da extensão dos diques da alternativa. A combinação destes parâmetros balizou a pontuação da alternativa, conforme apresentado no Quadro 6.

---

<sup>3</sup> Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano - SMDU. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU, 2012. 128p. v. 3.





- Danos Evitados

O Critério Danos Evitados foi avaliado através do subcritério *Danos Materiais*, para o qual se adotou como referência o prejuízo total estimado para as edificações atingidas conforme a mancha de inundação do evento de 2015. O parâmetro quantificado na avaliação foi o número de edificações atingidas de acordo com a alternativa analisada, pois reflete, ainda que indiretamente, os problemas relacionados a interrupção de vias e possíveis danos à saúde da população exposta. Neste caso, a escala de pontuação mais alta foi atribuída às alternativas que acarretariam nos menores prejuízos, ou seja, quanto menor o número de edificações atingidas, melhor a avaliação da alternativa.

- Impactos Socioambientais

O Critério Impactos Socioambientais foi avaliado segundo três subcritérios. O subcritério *Impactos no Movimento de Terra*, referente ao transporte e utilização de aterro para composição dos diques, e dragagem dos canais e bacias de reservação; o subcritério *Impactos da Solução* permite avaliar, embora indiretamente, os problema ocasionados pela escolha de uma alternativa em relação a outra, sendo que quanto maior o nº de edificações protegidas pela alternativa melhor a pontuação; para o subcritério *Melhorias na Infraestrutura Urbana* obteve-se um coeficiente resultante do somatório dos parâmetros Extensão da rede de macrodrenagem, Extensão de estradas projetadas e nº de pontes para cada alternativa.

- Benefício Político

O Critério Benefício Político foi avaliado através do subcritério *Benefícios Políticos*, sendo considerado a pontuação maior para a alternativa que abrangesse os dois municípios Porto Alegre e Alvorada), e menores pontuações se abrangesse apenas um dos municípios apenas, conforme apresentado no Quadro 6 na sequência.

#### 4.3.2 Definição dos Pesos Relativos

Os critérios foram valorados através da atribuição de Pesos Relativos (R), estabelecendo-se uma escala de importância de 1 à 5, sendo 5 para o critério considerado mais importante e 1 para o menos importante, de modo que os valores atribuídos não pudessem ser repetidos, obtendo-se uma soma total dos Pesos Relativos igual à 15. A importância de cada critério foi ponderada através da avaliação dos respectivos subcritérios, distribuindo o valor atribuído aos pesos (R) de forma percentual (%), cuja soma fosse igual à 100%.

A definição dos pesos dos critérios e subcritérios foi realizada através de um processo interativo, onde cada um dos atores recebeu um modelo de avaliação e avaliaram individualmente a importância de cada critério, conforme suas percepções. O Quadro 5 apresenta os critérios e subcritérios e o modelo de avaliação utilizado.



Quadro 5. Critérios e subcritérios.

Critérios e Subcritérios	Pesos
<b>CUSTO / RISCO</b>	<b>X</b>
Custo de Implantação	xx%
Risco Executivo	xx%
Complexidade Operacional	xx%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>
<b>PROJETO TÉCNICO</b>	<b>X</b>
Suficiência de Dados	xx%
Vulnerabilidade geotécnica	xx%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>
<b>DANOS EVITADOS</b>	<b>X</b>
Risco de Danos Materiais	xx%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>
<b>IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS</b>	<b>X</b>
Impactos no movimento de Terra	xx%
Impactos da solução adotada	xx%
Melhorias na infraestrutura urbana	xx%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>
<b>BENEFÍCIO POLÍTICO</b>	<b>X</b>
Benefícios políticos	xx%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>
<b>TOTAL</b>	<b>15</b>

#### 4.3.3 Escala de Pontuação

A pontuação dos subcritérios foi realizada pelos técnicos da Consultora, onde estes foram avaliados em cada alternativa por meio de uma escala de pontuação de 1 à 5, atribuída conforme valores de referência obtidos no estudo, de modo a diminuir a subjetividade da análise. Deste modo, quanto maior a pontuação atribuída, melhor o desempenho da alternativa em relação ao subcritério avaliado. O Quadro 6 apresenta a escala de pontuação dos subcritérios utilizada.



Quadro 6. Escala de pontuação utilizada.

Escala de pontuação para o critério: CUSTO/RISCO	
<b>Subcritério Custo de Implantação</b>	<b>Pontuação</b>
R\$ (<100 milhões)	5
R\$ (100 - 150 milhões)	4
R\$ (150 - 200 milhões)	3
R\$ (200 - 250 milhões)	2
R\$ (>250 milhões)	1
<b>Subcritério Risco Executivo</b>	<b>Pontuação</b>
(<300 famílias)	5
(300 - 450)	4
(450 - 600)	3
(600 - 750)	2
(>750 famílias)	1
<b>Subcritério Complexidade Operacional</b>	<b>Pontuação</b>
(<15 m³/s)	5
(15 - 25 m³/s)	4
(25 - 35 m³/s)	3
(35 - 45 m³/s)	2
(>45 m³/s)	1
Escala de pontuação para o critério: PROJETO TÉCNICO	
<b>Subcritério Suficiência de Dados</b>	<b>Pontuação</b>
(>3,25)	5
(2,50-3,25)	4
(1,75-2,50)	3
(1,0-1,75)	2
(>1,0)	1
<b>Subcritério Vulnerabilidade geotécnica</b>	<b>Pontuação</b>
Borda livre adotada conforme critérios ideias e altura em 80% da extensão dos diques até 3m	5
Redução da borda livre adotada e altura em 80% da extensão dos diques até 3m	3
Altura em 80% da extensão dos diques acima de 3m	1
Escala de pontuação para o critério: DANOS EVITADOS	
<b>Subcritério Danos Materiais</b>	<b>Pontuação</b>
R\$ (>550 milhões)	5
R\$ (400 - 550 milhões)	4
R\$ (250 - 400 milhões)	3
R\$ (100 - 250 milhões)	2
R\$ (<100 milhões)	1
Escala de pontuação para o critério: IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS	
<b>Subcritério Impactos no movimento de Terra</b>	<b>Pontuação</b>
(<250 m³)	5
(750 - 250 m³)	4
(1.500 - 750 m³)	3
(2.500 - 1.500 m³)	2
(>2.500 m³)	1
<b>Subcritério Impactos da solução</b>	<b>Pontuação</b>
(<7.000 edificações)	5
(7.000 - 10.000)	4
(10.000 - 13.000)	3
(13.000 - 16.000)	2
(>16.000 edificações)	1
<b>Subcritério Melhorias na infraestrutura urbana</b>	<b>Pontuação</b>
(>1,60)	5
(1,20 - 1,60)	4
(0,80 - 1,20)	3
(0,40 - 0,80)	2
(<0,40)	1
Escala de pontuação para o critério: BENEFÍCIO POLÍTICO	
<b>Subcritério Benefício Político - Municípios atendidos pela alternativa</b>	<b>Pontuação</b>
Porto Alegre e Alvorada	5
Apenas Alvorada (município mais atingido e vulnerável)	3
Apenas Porto Alegre	1



#### 4.3.4 Método de Avaliação e Comparação das Alternativas

Para a hierarquização das alternativas foi utilizado o método de agregação da soma ponderada –WAN (*do inglês Weighted Average Method*), o qual considera a relação entre pesos normalizados<sup>4</sup> e as pontuações dos critérios e subcritérios, resultando nos valores da medida de Desempenho (S) das alternativas. Cada alternativa tem, então, seu desempenho multiplicado pelos pesos normalizados. O desempenho de cada alternativa é obtido a partir da aplicação das seguintes equações:

$$W_i = \sum_{i=1}^n P_i \cdot w_i$$

$$S_j = \sum_{i=1}^m W_i \cdot R_{i,j}$$

Onde,

$n$  = número de subcritérios

$m$  = número de critérios

$P$  = Pontuação do subcritério  $i$ ;

$w$  = Ponderação do subcritério  $i$  (%);

$W$  = Pontuação do critério  $i$ ;

$R$  = Peso Relativo normalizado para o critério  $i$ .

$S$  = Pontuação da Alternativa  $j$  (Desempenho da Alternativa);

Para o ranqueamento das alternativas, uma escala de 1 à 5 é utilizada pelo método, sendo que quanto maior o valor de S, melhor a classificação da alternativa.

#### 4.3.5 Avaliação e Comparação das Alternativas

As 37 alternativas consideradas para avaliação inicial foram pontuadas de acordo com valores de referência obtidos para os subcritérios com base no estudo e na Escala de Pontuação definida, apresentada no Quadro 6, de modo a minimizar a subjetividade da análise. Deste modo, quanto maior a pontuação atribuída, melhor o desempenho da alternativa em relação ao subcritério avaliado. O modelo da Matriz utilizada para a avaliação das alternativas é apresentada no Quadro 7.

---

<sup>4</sup> Divisão de cada Peso Relativo (R) atribuído aos Critérios pela soma dos pesos R, obtendo-se um peso fracionado variando de 0 à 1,0.



Quadro 7. Exemplo de Pontuação da Matriz Utilizada para Avaliação das Alternativas.

ITEM	CRITÉRIO E SUBCRITÉRIO	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 1...	
		PONTO	(%)	PONTO	(%)	PONTO	(%)
<b>1</b>	<b>CUSTO/RISCO</b>						
1.1	Custo de Implantação (1 à 5)	1	30%	2	30%	2	30%
1.2	Risco Executivo (1 à 5) - Nº famílias realocadas	1	50%	4	50%	5	50%
1.3	Complexidade Operacional (1 à 5) - Vazão EB	1	20%	4	20%	3	20%
	<b>Subtotal</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>
						<b>3,4</b>	<b>3,7</b>
<b>2</b>	<b>PROJETO TÉCNICO</b>						
2.1	Suficiência de Dados (1 à 5)	5	40%	2	40%	2	40%
2.4	Vulnerabilidade geotécnica (1, 3 ou 5)	1	60%	1	60%	1	60%
	<b>Subtotal</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>
						<b>1,4</b>	<b>1,4</b>
<b>3</b>	<b>DANOS EVITADOS</b>						
3.1	Danos Materiais (famílias atingidas, saúde pública, vias interrompidas etc) (1 à 5)	5	100%	2	100%	2	100%
	<b>Subtotal</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>
						<b>5,0</b>	<b>2,0</b>
<b>4</b>	<b>IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS</b>						
4.1	Impactos no movimento de Terra - Volume de Aterro e Dragagem (1 à 5)	1	30%	2	30%	0,6	3
42	Impactos da solução (Nº total de residências protegidas - Nº de residências protegidas da alternativa) (1 à 5)	5	50%	2	50%	1	2
4.3	Melhorias na infraestrutura urbana (1 à 5)	5	20%	3	20%	0,6	3
	<b>Subtotal</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>
						<b>3,8</b>	<b>2,2</b>
<b>5</b>	<b>BENEFÍCIO POLÍTICO</b>						
5.1	Impactos Políticos (1, 3, ou 5)	5	100%	1	100%	1	3
	<b>Subtotal</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>		<b>100%</b>
						<b>5,0</b>	<b>3,0</b>
	<b>DESEMPENHO (S)</b>						
						<b>3,69</b>	<b>2,38</b>
<b>COLOCAÇÃO DA ALTERNATIVA</b>		<b>1</b>		<b>3</b>		<b>2</b>	



Em reunião ocorrida no dia 01/11/17 foram apresentados os resultados da valoração dos critérios e subcritérios realizada individualmente pelos decisores (conforme modelo do Quadro 7), os quais são apresentados no Quadro 8. Ressalta-se que, embora o modelo de Matriz utilizada tenha sido aprovada pelo Ministério das Cidades, tanto este quanto a Prefeitura de Porto Alegre não enviaram os resultados da valoração dos critérios.

Quadro 8. Valoração dos critérios e subcritérios realizada pelos decisores.

CRITÉRIOS	METROPLAN	STE	PREFEITURA ALVORADA	PROMOTORIA PÚBLICA	COMITÊ DO RIO GRAVATÁ
	PESO RELATIVO				
<b>CUSTO/RISCO</b>	4	2	3	2	3
<b>PROJETO TÉCNICO</b>	2	3	2	3	2
<b>DANOS EVITADOS</b>	5	4	5	4	4
<b>IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS</b>	3	5	4	5	5
<b>BENEFÍCIO POLÍTICO</b>	1	1	1	1	1
<b>Soma (igual à 15)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>SUBCRITÉRIOS</b>					
<b>CUSTO/RISCO</b>					
Custo de Implantação	10%	25%	30%	40%	33%
Risco Executivo	50%	50%	50%	40%	33%
Complexidade Operacional	40%	25%	20%	20%	33%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
<b>PROJETO TÉCNICO</b>					
Suficiência de Dados	40%	50%	50%	30%	50%
Vulnerabilidade geotécnica	60%	50%	50%	70%	50%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
<b>DANOS EVITADOS</b>					
Danos Materiais	100%	100%	100%	100%	100%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
<b>IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS</b>					
Impactos no movimento de Terra	15%	25%	5%	60%	10%
Impactos da solução	50%	45%	80%	30%	40%
Melhorias na infraestrutura urbana	35%	30%	15%	10%	50%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
<b>BENEFÍCIO POLÍTICO</b>					
Benefícios Políticos	100%	100%	100%	100%	100%
<b>Subtotal</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

No Quadro 9 constam os resultados com o ranqueamento das alternativas resultante da avaliação dos decisores.



Quadro 9. Classificação das alternativas conforme resultados da Matriz de Apoio à Decisão.

COLOCAÇÃO	METROPLAN		STE		PREFEITURA ALVORADA		PROMOTORA PÚBLICA		COMITÊ DO RIO GRAVATAÍ	
	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO
1ª	1	3,77	1	3,83	1	4,15	16	3,32	1	4,02
2ª	4	3,33	29	3,27	16	3,41	13	3,3	29	3,33
3ª	16	3,31	13	3,27	4	3,39	29	3,26	16	3,22
4ª	29	3,18	16	3,23	13	3,37	30	3,15	13	3,18
5ª	13	3,18	30	3,12	29	3,09	1	3,1	30	3,16
6ª	28	3,1	4	3,02	18	3,02	9	3,07	18	3,15
7ª	18	3,09	20	2,98	30	2,95	10	3,07	35	3,13
8ª	30	3,07	28	2,98	20	2,89	28	3,06	20	3,12
9ª	20	3,02	35	2,92	28	2,84	35	3,04	4	2,96
10ª	35	2,99	18	2,91	35	2,77	4	3,01	28	2,94
11ª	24	2,81	32	2,81	19	2,66	32	2,91	33	2,87
12ª	25	2,8	33	2,8	32	2,48	37	2,88	15	2,84
13ª	32	2,77	15	2,77	25	2,44	33	2,88	22	2,82
14ª	19	2,75	11	2,72	33	2,43	15	2,86	25	2,81
15ª	22	2,73	5	2,69	24	2,43	20	2,86	32	2,81
16ª	6	2,62	17	2,69	22	2,42	5	2,84	11	2,74
17ª	33	2,62	22	2,68	6	2,4	17	2,84	12	2,66
18ª	36	2,61	25	2,66	15	2,39	36	2,82	36	2,64
19ª	3	2,51	36	2,63	5	2,39	11	2,8	19	2,62
20ª	23	2,5	12	2,62	17	2,39	7	2,77	5	2,62
21ª	34	2,49	34	2,6	36	2,37	34	2,75	17	2,62
22ª	26	2,48	19	2,52	34	2,36	12	2,69	24	2,6
23ª	15	2,41	37	2,52	3	2,32	27	2,62	6	2,59
24ª	9	2,4	6	2,5	11	2,32	31	2,6	31	2,54



COLOCAÇÃO	METROPLAN		STE		PREFEITURA ALVORADA		PROMOTORIA PÚBLICA		COMITÊ DO RIO GRAVATAÍ	
	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO	ALTERNATIVAS	PONTUAÇÃO
25ª	10	2,4	31	2,5	23	2,25	25	2,6	3	2,49
26ª	21	2,37	3	2,45	12	2,25	22	2,6	34	2,49
27ª	12	2,32	24	2,44	26	2,2	8	2,53	37	2,47
28ª	5	2,31	27	2,41	21	2,13	6	2,51	23	2,45
29ª	17	2,31	9	2,34	31	2,13	14	2,47	27	2,42
30ª	11	2,3	10	2,34	2	2,09	3	2,45	26	2,42
31ª	2	2,29	14	2,34	9	2,02	18	2,42	21	2,32
32ª	31	2,29	26	2,32	10	2,02	26	2,38	2	2,27
33ª	7	2,2	23	2,31	14	2,02	19	2,36	14	2,27
34ª	37	2,13	21	2,27	37	1,96	21	2,31	9	2,15
35ª	27	2,11	7	2,18	7	1,95	24	2,31	10	2,15
36ª	14	2,03	2	2,14	27	1,95	23	2,2	7	2,01
37ª	8	2,01	8	1,95	8	1,68	2	1,99	8	1,81

**Legenda das Alternativas:**

<b>1 à 10</b>	Alternativas obra COMPLETA
<b>11 à 17</b>	Alternativas obra COM CC e extensão original, SEM dragagem e SEM colchão reno
<b>18 à 27</b>	Alternativas obra COM redução da CC e extensão, COM dragagem e COM colchão reno
<b>28 à 37</b>	Alternativas obra COM redução da CC e extensão, SEM dragagem e SEM colchão reno





Os resultados evidenciaram as diferenças de percepção em relação aos critérios avaliados por cada ator envolvido no processo de decisão, muito embora sejam verificadas similitudes em relação às alternativas que se afiguraram mais bem colocadas.

Em reunião ocorrida no dia 01/11/2017 na sede da Metroplan pode-se analisar e discutir estes resultados, sendo que ficou definido que deveriam ser realizadas novas simulações e modelagens hidrodinâmicas buscando-se verificar os potenciais efeitos adversos do sequenciamento das obras em relação a inundações.

#### 4.3.6 Potenciais Efeitos Adversos do Sequenciamento das obras: modelagem Hidrodinâmica

A modelagem hidrodinâmica foi realizada para o TR 200 anos, considerando-se a cheia originada pelo Rio Gravataí e sua consequência no aumento do remanso/represamento nas regiões desprotegidas pelas obras implementadas na 1ª Fase.

Os resultados serão apresentados em termos de perfis das linhas de água calculados pela modelagem hidrodinâmica no programa computacional HEC-RAS, regime não-permanente, usado nas etapas anteriores.

As alternativas simuladas foram aquelas hierarquizadas que, em geral, figuraram entre as 09 primeiras, segundo a Matriz de Apoio à Decisão. Considerando-se que esse resultado da modelagem computacional hidrológica seja um *input* importante na matriz, tratou-se, portanto, de um procedimento de retroalimentação no processo decisório de implantação das obras.

As Alternativas simuladas foram:

Alternativa 03<sup>5</sup>: Execução dos Polders 4 e 5 (completos);

Alternativa 04: Execução do Polder 3 (completo);

Alternativa 13: Execução dos Polders 3 e 6 (sem dragagem);

Alternativa 16: Execução dos Polders 3 e 4 (sem dragagem);

Alternativa 18: Execução dos Polders 2 e 3 (redução de CC e extensão e com dragagem);

Alternativa 20: Execução dos Polders 1, 3, 4 e 6 (redução de CC e extensão e com dragagem);

Alternativa 28: Execução dos Polders 1, 4, 5 e 7 (redução de CC e extensão e sem dragagem);

Alternativa 29: Execução dos Polders 2 e 3 (redução de CC e extensão e sem dragagem);

---

5 Embora esta alternativa não tenha figurado entre as primeiras, considerou-se interessante realizar a simulação hidrológica para a alternativa com o Poder 5 completo.



Alternativa 30: Execução dos Polders 1, 3, 4 e 7 (redução de CC e extensão e sem dragagem).

Os resultados indicaram uma variação não superior a 3 cm do nível de água em relação a não existência das obras de proteção, conforme apresentado no Quadro 10. A diferença encontrada está dentro do erro esperado do modelo computacional empregado, e, sua espacialização não representaria acuracidade suficiente para validar o incremento da área inundada, visto que, o modelo numérico do terreno desenvolvido neste estudo tem precisão de um metro.

Quadro 10. Resultado da implantação de diques segundo alternativas empregadas na matriz de decisão: nível de água junto a foz no rio Gravataí.

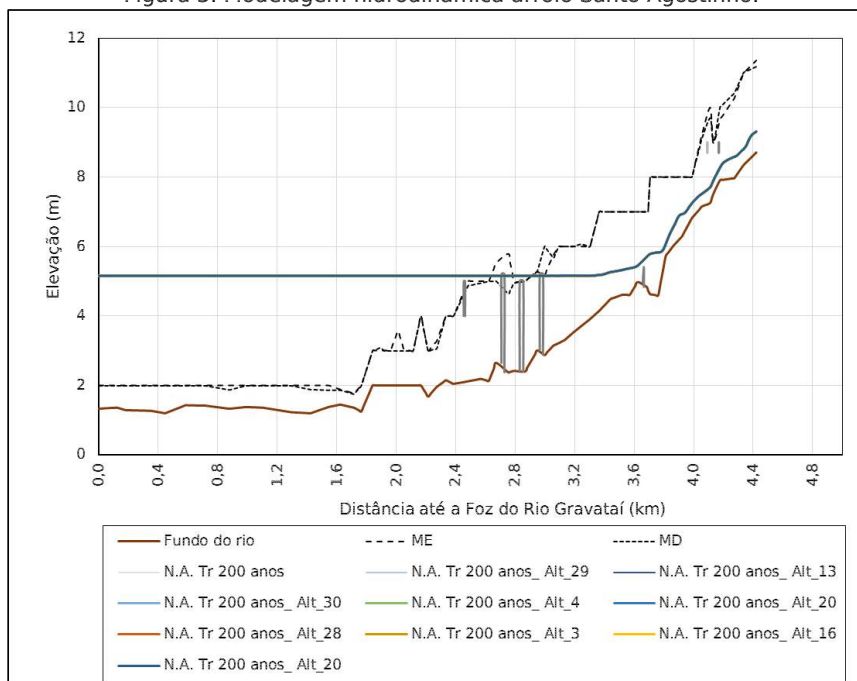
Condição Modelada	Elevação de Nível de Água junto ao Rio Gravataí (m)			
	Santo Agostinho	Feijó	São João	Águas Belas
Sem diques*	5,14	5,14	5,43	5,59
Alternativa 3	5,15	5,15	5,44	5,62
Alternativa 4	5,15	5,15	5,44	5,6
Alternativa 13	5,15	5,15	5,44	5,6
Alternativa 16	5,15	5,15	5,44	5,6
Alternativa 18	5,16	5,16	5,44	5,61
Alternativa 20	5,15	5,15	5,44	5,61
Alternativa 28	5,16	5,16	5,45	5,62
Alternativa 29	5,16	5,16	5,44	5,61
Alternativa 30	5,16	5,16	5,45	5,63

\*Essa alternativa não foi avaliada na matriz. Porém, julgou-se necessário realizar a modelagem dessa condição, pois evidencia que qualquer uma das demais alternativas avaliadas não influencia significativamente no acréscimo da lamina d'água na foz do rio Gravataí.

Entre a Figura 3 e a Figura 6 na sequencia são ilustrados os perfis para as alternativas modeladas propagadas internamente para cada arroio, sob efeito da cheia Tr 200 anos no rio Gravataí.

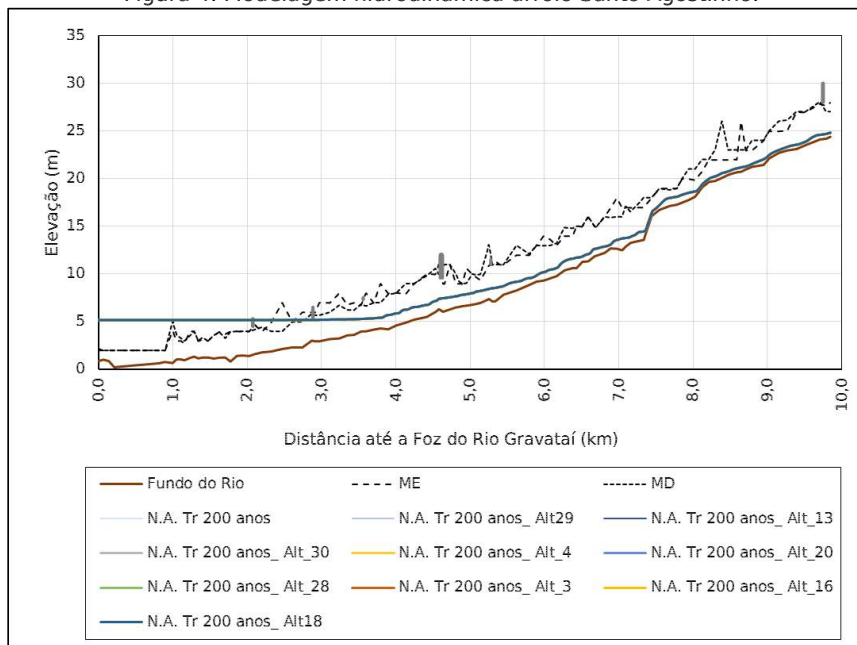


Figura 3. Modelagem hidrodinâmica arroio Santo Agostinho.



Resultado da comparação do perfil da linha de água no arroio Santo Agostinho decorrente a implantação de obras faseadas para a cheia Tr 200 anos no rio Gravataí.

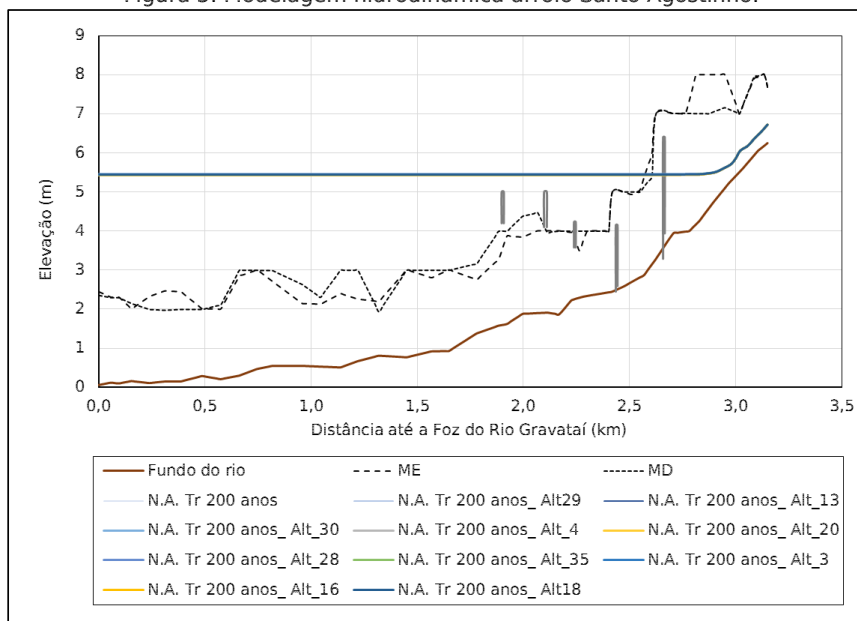
Figura 4. Modelagem hidrodinâmica arroio Santo Agostinho.



Resultado da comparação do perfil da linha de água no arroio Feijó decorrente a implantação de obras faseadas para a cheia Tr 200 anos no rio Gravataí.

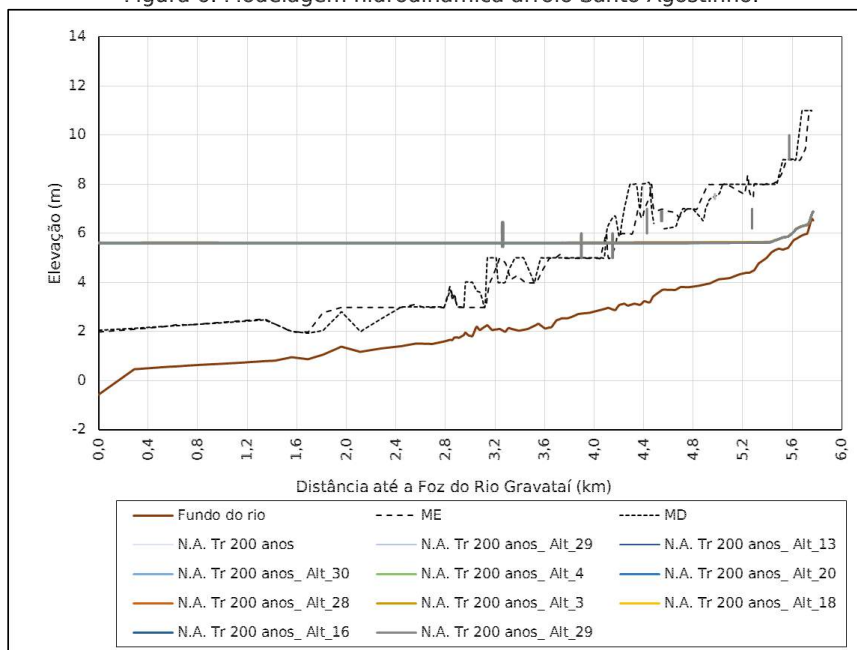


Figura 5. Modelagem hidrodinâmica arroio Santo Agostinho.



Resultado da comparação do perfil da linha de água no arroio São João decorrente a implantação de obras faseadas para a cheia Tr 200 anos no rio Gravataí.

Figura 6. Modelagem hidrodinâmica arroio Santo Agostinho.



Resultado da comparação do perfil da linha de água no arroio Águas Belas decorrente a implantação de obras faseadas para a cheia Tr 200 anos no rio Gravataí.



#### 4.3.7 Resultados

Em reunião realizada no dia 13/11/2017 com o grupo de decisores envolvidos foram apresentados os resultados das simulações hidrológicas referente a esta etapa (Ata no Anexo 1). Estes resultados indicaram que poderá ocorrer um acréscimo na lamina d'água entre 2 e 3 cm (item anterior), valores considerados inexpressivos sob o ponto de vista de incremento de manchas de inundações. Observou-se, ainda, pelas modelagens hidrodinâmicas da cheia Tr 200 anos no rio Gravataí, que o remanso dessa cheia no arroio Águas Belas não atinge a região do Polder 6. Dessa maneira, desconsiderou para implantação na 1ª Fase, todas as alternativas na qual o Polder 6 tivesse participação.

Como os resultados verificados na Matriz de Apoio à Decisão geraram resultados divergentes em alguns pontos, passou-se a uma discussão entre os membros do grupo no sentido de se obter uma decisão consensual.

Depois de um amplo debate, o grupo chegou ao seguinte sequenciamento das obras, considerado como o mais adequado e razoável:

1ª Fase: execução dos Polders 3 e 2 (Alternativa 29) – Alternativa que considera a execução parcial dos diques, com redução das cota de coroamento e extensão dos diques do Arroio Feijó; considera ainda a não execução da dragagem e proteção do canal com colchão reno.

2ª Fase: execução dos Polders 5, 4, 1 e 7 (Alternativa 28) a um custo aproximadamente igual ao da 1ª Fase – Alternativa que também considera a execução parcial dos diques, com redução das cotas de coroamento e extensão dos diques dos Arroios Santo Agostinho (Polder 1) e São João (Polder 4); não também a execução da dragagem e proteção do canal com colchão reno.

3ª Fase: execução do Polder 6 e complementações dos demais polders (extensão e alteamento de aterro, dragagem de canais, etc).

As principais razões que justificam a decisão consensual do grupo são as seguintes:

1) Considera inicialmente a execução do Polder 3 (polder que aparece entre as cinco primeiras alternativas em todas as avaliações realizadas), atendendo primeiramente o município mais atingido e vulnerável – Alvorada (aquele que, por sua reivindicação deu origem a todo o estudo), e Polder 2. Nessa alternativa priorizaria as obras nas áreas das bacias de reservação (maiores áreas nos Polders 2 e 3), visando evitar novas ocupações;

2) Ao final da implantação da 2ª Fase, já efetivamente, existiria cobertura sobre todas as áreas afetadas pelas cheias do Rio Gravataí, principalmente em relação à enchente de 2015. Esta cobertura de todas as áreas afetadas, já numa segunda etapa, é considerada como muito importante sob o ponto de vista da equidade, isto é, o atendimento de **todas** as populações afetadas;



#### 4.4 Descrição das fases de implementação da obra

Como apresentado na contextualização do volume Plano de Ação e das razões por faseamento das obras para implantação sistema de proteção contra cheias do rio Gravataí, lado Alvorada / Porto Alegre, na sequencia serão descritas as metodologias empregadas para soluções técnicas compatíveis como aceitáveis para concluir o objetivo da 1ª Fase de proteção.

#### 4.5 Elementos de escalonamento da obra

##### 4.5.1 Geotecnia

No Estudo de Concepção foram apresentadas as investigações geotécnicas realizadas na área de inserção do Projeto, bem como os estudos geotécnicos preliminares que embasaram os cotejos de alternativas para as definições dos maciços em terra e que resultaram nas concepções adotadas.

A seguir, apresenta-se uma síntese dos estudos geotécnicos e os dimensionamentos realizados para a fase de anteprojeto.

##### Caracterização Geotécnica Local

Os resultados completos e detalhados das investigações geotécnicas realizadas estão apresentados no Relatório Técnico relativo ao Levantamento Geotécnico, contemplando as sondagens e ensaios geotécnicos executados ao longo do traçado dos eixos principais.

Em síntese, as prospecções geotécnicas executadas consistiram em:

- 30 furos de sondagem a percussão (SPT) no Dique Principal;
- 4 furos de sondagem a percussão (SPT) no Dique Distrito Industrial;
- 3 SPT nas margens do Arroio Feijó;
- 2 SPT nas margens do Arroio São João;
- 3 SPT nas margens do Arroio Águas Belas;
- 6 sondagens CPTU no Dique Principal e margens dos Arroios Feijó, São João e Águas belas, no cruzamento com o Dique;
- 17 Ensaios de Dissipação nos furos CPTU, para caracterização da compressibilidade dos solos moles;
- 22 Ensaios de Palheta (Vane Test, amostra indeformada), em seis perfis de caracterização geotécnica, no Dique Principal (em seis ilhas de investigação geotécnica);
- 14 furos de sondagem a Trado, sendo 6 no Dique Principal e 8 no Dique Distrito Industrial, com coleta de amostras para ensaios de caracterização geotécnica;
- 22 conjuntos de ensaios de caracterização, com granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de liquidez e de plasticidade, umidade e densidade natural;



Além dessas investigações específicas executadas pela STE, foram também considerados resultados de estudos geotécnicos existentes nas adjacências, tais como junto à área da ETE Alvorada (CORSAN) e ao longo do traçado da rede LT 2x69 kV Ramal Alvorada 2 (fornecido pela METROPLAN).

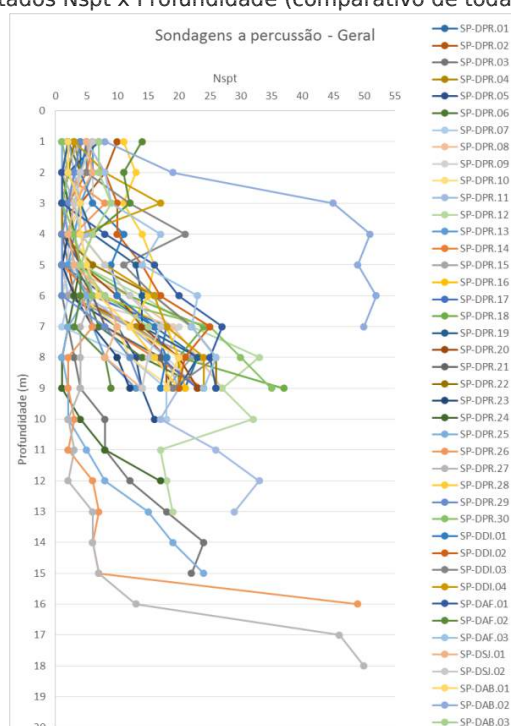
De acordo com o Estudo de Concepção, os resultados das investigações geotécnicas confirmaram as expectativas iniciais quanto à ocorrência de solos moles nas fundações, sendo que as piores condições são encontradas ao longo do Dique Principal.

Na Figura 7 apresenta-se a totalidade dos resultados das sondagens a percussão (Nspt) realizadas, onde nota-se nitidamente que a maioria dos furos mostra  $N_{spt} < 5$  até a profundidade de 6 a 7m, ou seja, ocorrência de solos moles (eventualmente orgânicos), de reduzida resistência e provável elevada compressibilidade (sujeitos à recalques por adensamento). À medida em que se afasta da zona de várzea, na direção sul, as espessuras de solos moles diminuem, sendo que nos furos mais a montante ocorrem melhores condições de fundação.

No traçado do Dique Principal, as sondagens SPT revelaram a presença de solos moles (em camada espessa, superior a 3,5m) em praticamente todos os furos de sondagem.

A caracterização geotécnica das condições do subsolo existente na área é sintetizada pelas Figuras a seguir.

Figura 7. Resultados Nspt x Profundidade (comparativo de todas as sondagens).



O Quadro 11 mostra um resumo dos ensaios de caracterização geotécnica (densidade real e plasticidade) para os solos amostrados em furos a trado ao longo do Dique Principal, bem como alguns resultados de densidade e umidade natural (camada superficial).



A Figura 8 mostra os resultados de LL (Limite de Liquidez) e LP (Limite de plasticidade) obtidos no estudo dos Diques em Alvorada, de forma comparativa com resultados de outros estudos geotécnicos de solos moles realizados na Região Metropolitana de Porto Alegre (Ceasa, Aeroporto, Tabai-Canoas). Observa-se que as amostras ensaiadas apresentam menor LL, o que sugere uma compressibilidade inferior, o que deverá ser melhor investigado na fase de projetos (através de ensaios de adensamento), pois esta propriedade é diretamente relacionada à estimativa de recalques por adensamento.

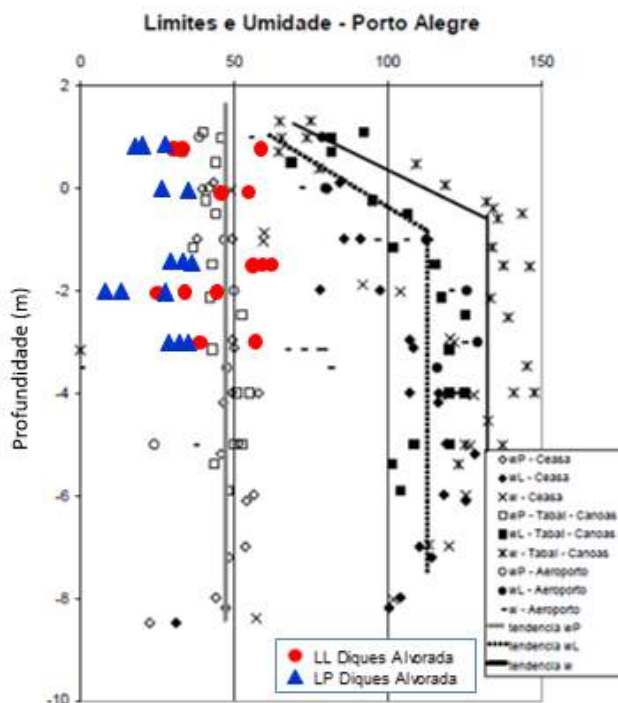
Quadro 11. Resumo de Ensaios de Caracterização e das Condições de Estado no Campo.

Local	Profundidade	G	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_D$ (kN/m <sup>3</sup> )	h campo (%)
DPR-01	0,00 - 1,00	2,539	29,10	17,40	11,70	20,12	14,65	37,40
	1,00 - 3,80	2,557	54,00	37,60	16,40			
DPR-02	0,00 - 1,00	2,543	57,70	32,20	25,50	19,11	13,79	38,60
	1,00 - 4,40	2,568	41,80	25,60	16,20			
DPR-03	0,00 - 2,15	2,516	45,30	25,00	20,30	18,77	13,28	41,40
	2,15 - 4,90	2,546	57,70	36,70	21,00			
DPR-04	0,00 - 3,00	2,544	63,90	42,30	21,60	20,87	14,74	41,60
	3,00 - 4,00	2,547	32,90	16,10	16,80			
	4,00 - 5,00	2,547	41,00	30,30	10,70			
DPR-05	0,00 - 1,10	2,622	38,10	20,90	17,20	20,89	14,54	43,70
	1,10 - 2,10	2,519	57,00	39,60	17,40			
	2,10 - 4,40	2,560	23,70	12,20	11,50			
DPR-06	0,00 - 3,30	2,533	57,30	33,60	23,70	18,94	13,82	37,00
	3,30 - 5,00	2,576	57,30	40,30	17,00			





Figura 8. Resultados de Plasticidade comparativamente à Estudos de Solos Moles na RMPA (HALLAL, 2003)<sup>6</sup>.

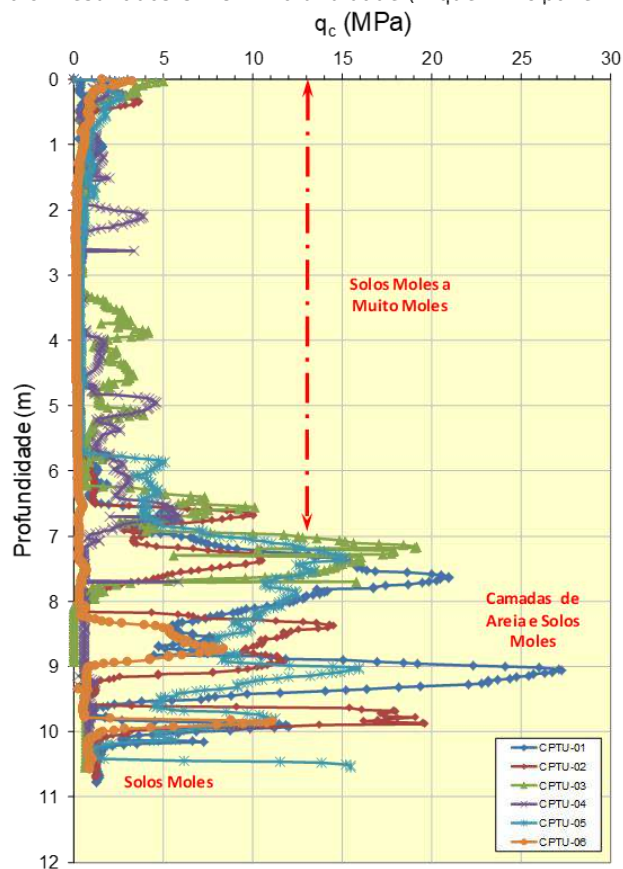


Foram executadas investigações específicas para determinação dos parâmetros de resistência e da condição de estado dos solos moles (compressibilidade), através das sondagens CPTU e Ensaio de Palheta, conforme sintetizado na Figura 9. Os resultados conjuntos das seis sondagens CPTU comprovam ocorrência de camada espessa de solos moles a muito moles ( $q_c < 1\text{MPa}$ ) com profundidades até cerca de 7,0m nos locais prospectados (Dique Principal). Foi detectada presença de camada arenosa entre 7,0m e 10,0m de profundidade em alguns furos, bem como ocorrência de camadas de solos moles subjacentes até o limite perfurado.

<sup>6</sup> HALLAL, R.R. (2003), Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul, Dissertação de Mestrado, PPGEC/EE, UFRGS.



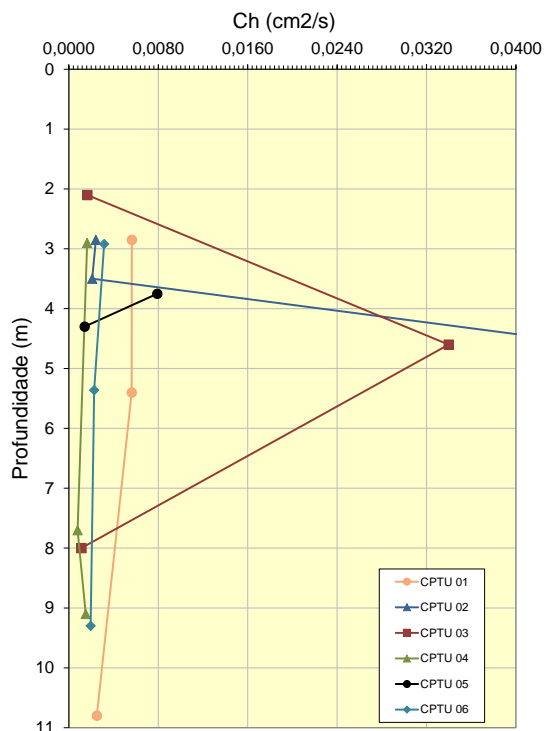
Figura 9. Resultados CPTU x Profundidade (Dique Principal e Arroios).



Ensaio de poropressão nos furos CPTU revelaram solos moles com valores mínimos de  $Ch$  da ordem de  $7,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  e valores médios de  $2,77 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  ( $8,75 \text{ m}^2/\text{ano}$ ), conforme ilustrado na Figura a seguir.



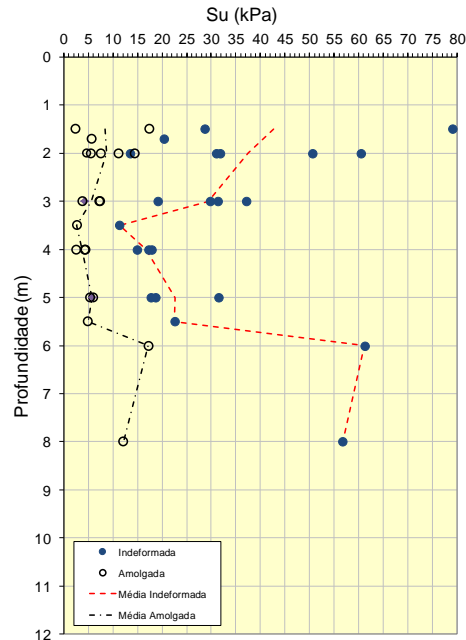
Figura 10. Resultados Ensaios Dissipação/CPTU x Profundidade (Dique Principal e Arroios).



Nos mesmos locais de execução dos CPTU foram executados Ensaios de Palheta (Vane Test), formando “ilhas de investigação geotécnica”, com o objetivo de determinação direta da Resistência Não Drenada ( $S_u$ ). O resumo dos resultados dos ensaios é mostrado na Figura 11, com comparativo da resistência da amostra indeformada e amolgada. Observa-se baixa resistência ao cisalhamento em cerca de 36% dos ensaios com solo indeformado (com  $10 < S_u < 20 \text{ kPa}$ ), sendo que a média geral de resultados foi de 31,93kPa.



Figura 11. Resultados Ensaio de Palheta (Indeformada/Amolgada) x Profundidade.



Nos perfis geológico-geotécnicos longitudinais, conforme apresentado no Relatório dos Levantamentos Geotécnicos, são apresentadas em detalhe as variações das camadas de solos (com ênfase à identificação de solos moles) ao longo dos Diques. Estes perfis forneceram os elementos necessários à definição das possíveis alternativas de concepção geotécnica para os maciços dos diques e também das margens dos arroios.

#### Premissas das Soluções Geotécnicas

Tendo em vista as finalidades dos diques e as conformações das margens dos arroios, foram estudadas várias possibilidades de concepção geotécnica e de possíveis revestimentos para estas estruturas, incorporadas às concepções adotadas.

Entre as condicionantes levadas em consideração, destacam-se:

- As características geológico-geotécnicas ao longo das fundações, em especial devido à ocorrência de camadas (rasas e espessas) de solos moles de baixa resistência e elevada compressibilidade;
- A presença de lençol freático superficial, junto ao nível do terreno e/ou existência de áreas alagadiças (lavouras de arroz, cavas remanescentes de jazidas, canais de drenagem);
- A existência de corpos de aterros (diques de terra) anteriormente executados, em segmentos parciais encontrados ao longo do traçado dos diques, cujas estruturas deverão ser alteadas até as novas cotas de coroamento previstas;
- As interfaces dos aterros dos diques com estruturas em concreto armado e/ou rígidas (Bypass, dispositivos de operação e controle de níveis, edificações,



galerias, etc.), com perspectiva de ocorrência de recalques diferenciais e/ou efeitos de tensões horizontais significativas nas fundações;

- As situações transitórias para a implantação das obras que envolvam escavações profundas em solos moles, tais como: desvios temporários de fluxos dos canais e arroios, execução de poços de drenagem e/ou estruturas especiais, remoção de estruturas eventualmente existentes, etc.;
- A alternância de áreas livres e de áreas já ocupadas pela população, ao longo do traçado previsto para as obras lineares, que implicam em soluções e/ou concepções diferenciadas visando minimizar o impacto social resultante da implantação de obras.

De todas essas, as condicionantes de natureza geotécnica e de fundação estão entre as mais relevantes, visto que deverão atender aos requisitos mínimos de estabilidade e de segurança das obras de terra, conforme exigido pela NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações.

#### Estudos Preliminares de Aterros ou Maciços de Terra

Devido às ocorrências de solos moles encontradas ao longo do traçado dos diques, em especial no Dique Principal, a utilização de maciços de terra com seção transversal trapezoidal (solução convencional de terraplenagem) mostra-se inviável na quase totalidade da extensão dos diques, visto que não há condições de estabilidade.

Na caracterização geotécnica das camadas de solos moles, tomando-se por referência os resultados dos Ensaio de Palheta (confirmados pelos ensaios CPTU), em que mais de 1/3 dos resultados evidenciaram  $10 < S_u < 20$  na camada superficial, pode-se adotar como representativo um valor de  $S_u$  entre 12 e 15 kPa. Para estas condições, a estimativa da altura crítica ( $H_c$ ) de um aterro com solo compactado (com  $\gamma_{\text{aterro}}=18\text{kN/m}^3$ ) pode ser dada pela expressão:

$$H_c(m) = \frac{5,14 \times S_u}{\gamma_{\text{aterro}}}$$

Ou seja:

$$H_c(m) = \frac{5,14 \times 12}{18} = 3,43m$$

O cálculo expedito acima corresponde a uma situação limite (crítica), para Fator de Segurança (FS) unitário. Estabelecendo-se  $FS=1,50$  (mínimo), então a máxima altura de aterro para uma estabilidade minimamente satisfatória sem que haja ruptura de fundação resulta em:

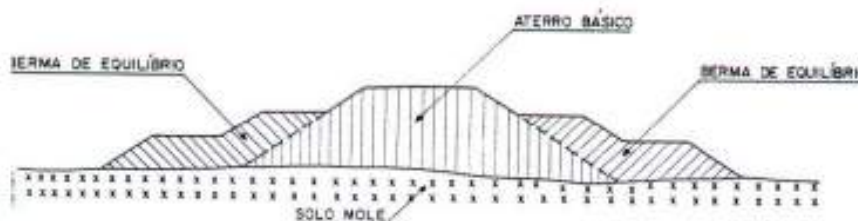
$$H_{\text{máxima}}(m) = \frac{H_c}{FS} = \frac{3,43}{1,50} = 2,28m$$

Dessa maneira, em linhas gerais, se verifica que as alturas de aterro a executar diretamente sobre as fundações existentes não poderão ser superiores a 2,28m, exceto se houver a prévia adoção de medidas preventivas de estabilização e/ou de melhoria da resistência da camada mole.



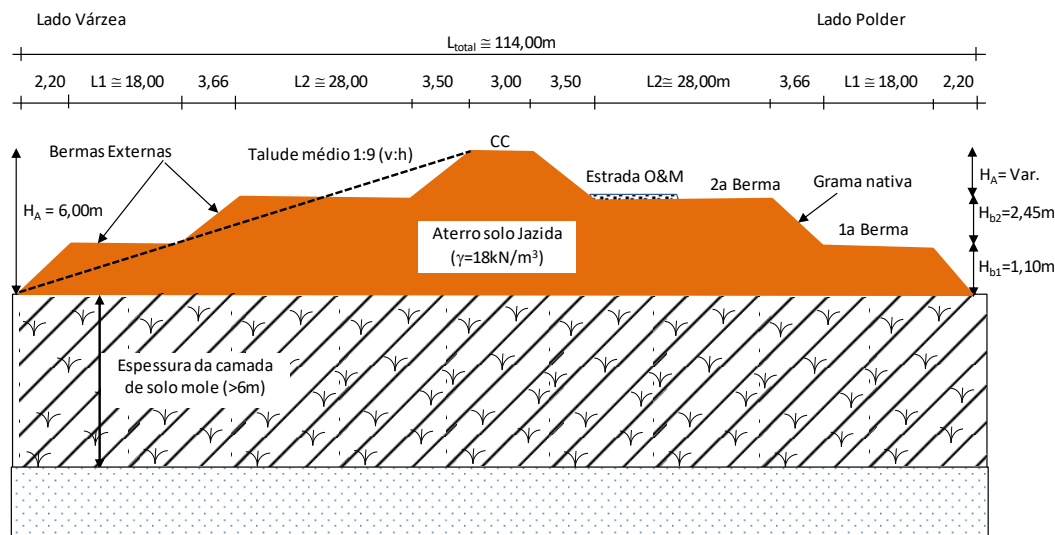
Uma alternativa de terraplenagem, que sempre se apresenta como opção inicial para aterros mais altos sobre solos moles, se refere a construção de aterros utilizando bermas de equilíbrio laterais, que auxiliam na estabilização dos momentos (contrapesos), tal como mostrado na Figura 12.

Figura 12. Bermas de Equilíbrio.



No entanto, os cálculos preliminares utilizando os ábacos de JAKOBSON (1948)<sup>7</sup> e levando em consideração uma altura de aterro dos diques da ordem de 6,0m, sobre solos moles, resultaram na necessidade de pelo menos dois níveis de bermas de equilíbrio, tal como mostrado na Figura 13. Observa-se que a largura total da base dos aterros resultaria superior a 100,00m, o que representaria uma grande movimentação de terras, de elevado custo e demanda por grandes áreas de jazidas, além do conflito com as áreas adjacentes do dique. Observa-se também que a inclinação do talude médio resultante seria da ordem de 1:9 (v:h).

Figura 13. Bermas de Equilíbrio – Dique Principal.



Outro aspecto a ressaltar, no caso de adoção de aterros com bermas laterais de equilíbrio, é que recalques por adensamento ocorrem a longo prazo, não sendo eliminados ou

<sup>7</sup> JAKOBSON, B. (1948), The Design of Embankments on Soft Clays, Géotéchnique, v.1, n.2, p.80-89.



minimizados nesta alternativa. Por estas razões, a utilização de soluções convencionais somente com bermas de equilíbrio foi inicialmente descartada.

Seções Adotadas Para Os Aterros Dos Diques

A seleção preliminar dos maciços de terra entre as alternativas possíveis levou em consideração as características geotécnicas e espessuras dos solos moles locais, além das premissas da NBR 6122 (Projeto e Execução de Fundações) e as diretrizes da norma DNER-PRO 381/98 (Projeto e Execução de Aterros sobre solos moles para obras viárias).

Para fins de definição da Classe dos Aterros foram adotadas as recomendações da DNER-PRO 381/98 que, no caso em questão, se enquadram em geral como Classe II, ou seja: “aterros que não estão próximos de estruturas sensíveis, porém são altos, definindo-se como altos os que têm alturas maiores que 3m.” Vale destacar que os aterros Classe I se referem aos aterros junto às estruturas sensíveis ou rígidas (pontes, paredes, oleodutos, etc) e os aterros Classe III são relativos aos aterros baixos, inferiores e 3m e afastados de estruturas sensíveis. Nas proximidades de Obras de Arte Especiais, obviamente, os projetos dos aterros deverão ser desenvolvidos como Classe I.

Para auxiliar na seleção dos maciços terrosos, foram consideradas as respectivas aplicabilidades tomando-se por base às recomendações da DNER-PRO 381/98 reproduzida no Quadro a seguir.

Quadro 12. Aplicabilidade das alternativas de solução em função da Classe do Aterro e do tipo de solo de fundação (DNER-PRO 381/98).

Alternativas	Classe de aterros			Tipo de solo		
	I	II	III	Silte	Argila	Turfa
Aterros leves						
Substituição total da camada mole						
Bermas de equilíbrio						
Construção por etapas						
Pré-carregamento ou sobrecarga temporária						
→ Geodrenos e sobrecarga temporária						
→ Geodrenos e sucção a vácuo						
→ Aterro estaqueado						
→ Aterro reforçado com geossintéticos						

No Quadro 12, para aterros Classe II, se verifica que as alternativas de substituição total da camada mole, bermas de equilíbrio e construção por etapas seriam recomendadas. No entanto, foram descartadas por não se enquadrarem nas condicionantes do projeto em tela, Por outro lado, se observa que a utilização de pré-carregamentos ou geodrenos com sobrecarga temporária é medida recomendada, sendo adotada como preferencial; porém, pelas pré-análises realizadas considerando a baixa resistência dos solos encontrados, é provável que seja necessário o reforço da base dos aterros com utilização de elementos geossintéticos (geogrelhas), conforme pré-dimensionamento específico apresentado em continuação.

Já para os segmentos de aterros que se estejam próximos de estruturas sensíveis, ou seja, aterros Classe I, a opção escolhida é a utilização de aterros estaqueados, podendo ainda





ser cotejada na fase de projeto a utilização de lajes ou camadas de geogrelhas na base dos aterros. No anteprojeto geotécnico, foi adotada a utilização de lajes de concreto armado sobre capitéis.

#### Estudos do Anteprojeto Inicial

No estudo do anteprojeto inicial foram consideradas pelo menos quatro situações típicas listadas a seguir:

- **Seção Tipo 01 (dique):** maciços a executar sobre aterros de diques existentes, já consolidados, mas que necessitam alargamentos para conformar às geometrias previstas em projeto (exemplo: trecho inicial do Dique Principal nas proximidades da Fiergs);
- **Seção Tipo 02 (dique):** maciços a executar em trechos de solos moles espessos (virgens), com necessidade obrigatória de aceleração de recalques e melhoria da estabilidade com o emprego de geossintéticos como reforço da base dos aterros (aterros Classe II);
- **Seção Tipo 03 (dique):** maciços a executar nas proximidades de estruturas sensíveis ou rígidas, para minimizar recalques diferenciais e/ou de interface (aterros Classe I); e
- **Seção Tipo 04 (dique):** maciços a executar em segmentos sobre fundação sem ocorrência de solos moles (exemplo: trecho final do Dique Principal, após margem direita do arroio Águas Belas).

Para os segmentos em que raramente não forem encontradas camadas de solos moles na fundação, os maciços terrosos poderão ser executados sem a necessidade de tratamento e/ou estabilização. Os desenhos de projeto apresentam os detalhes das Seções Tipo, assim como dos segmentos de validade ao longo do traçado dos diques.

O Termo de Referência previa que no estudo de concepção se deveria contemplar um cenário com possibilidade de uma via rodoviária perimetral posicionada ao longo do coroamento do Dique Principal. Tendo em vista a ocorrência de solos moles praticamente generalizada ao longo das fundações deste dique, a imposição de uma estrada no coroamento levaria a uma seção transversal de grandes dimensões, visto que a crista necessitaria uma largura não inferior a 9,00m (ideal que fosse de 12,00m, sendo 7,00m de pista simples e acostamento+folga de 2,50m). Além disto, como são aterros altos, seria necessária mureta longitudinal contínua em toda a extensão em ambos os lados, o que onera de forma significativa a implantação da via. Assim, para minimizar custos, previu-se uma largura de crista de 3,00m, sendo a estrada posicionada na berma do lado interno.

#### Estudos do Anteprojeto Revisado

Na revisão do Estudo de Concepção, considerando as diretrizes da METROPLAN para implantação do Empreendimento por etapas e a possibilidade de redução das Cotas de Coroamento inicialmente previstas para os diques, foram revistas as concepções dos maciços dos diques. Isto por que com a diminuição das Cotas de Coroamento (em geral, com redução de 1,20m em relação às cotas anteriormente definidas), resulta alturas de





maciços terrosos mais baixas, aspecto este favorável face à ocorrência de solos moles nas fundações.

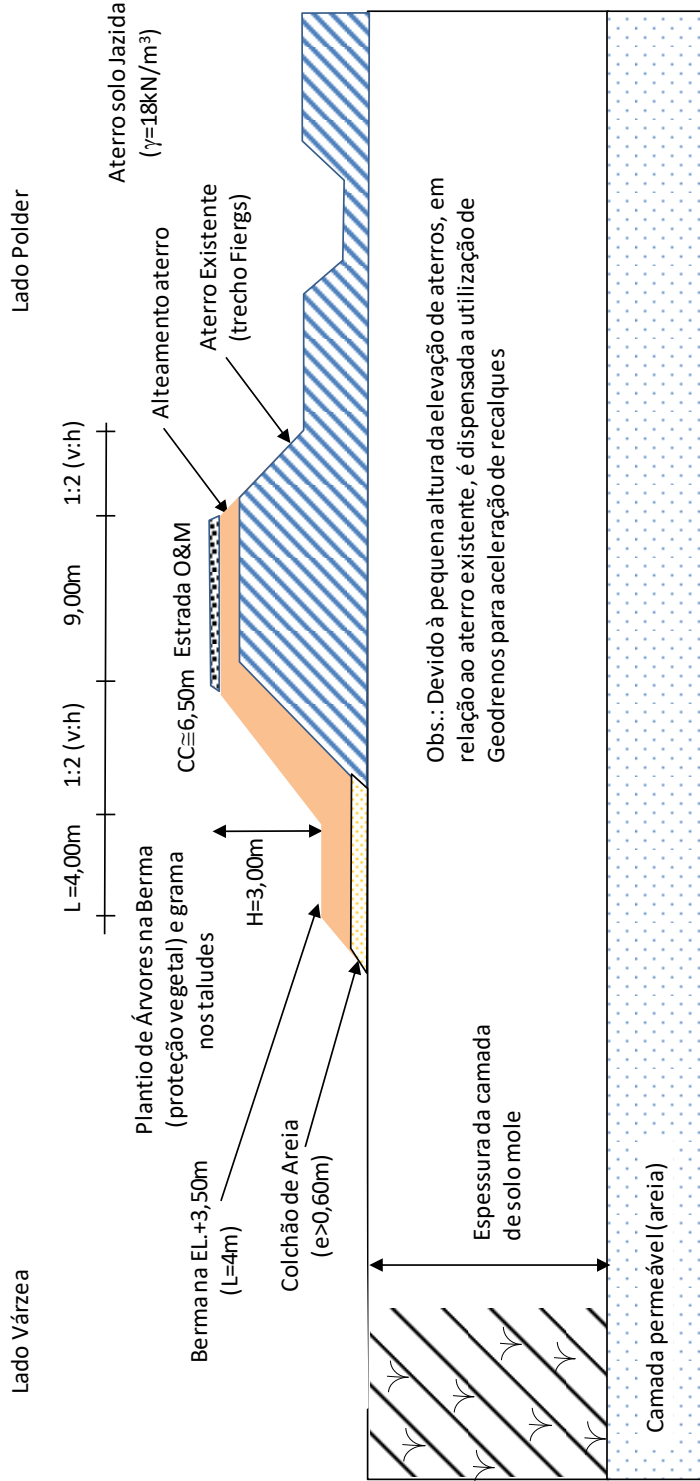
Assim sendo, conforme resultados obtidos em novas análises de estabilidade de taludes (realizadas para as mesmas condições de fundação e as novas alturas de aterros), as Figuras a seguir apresentam as Seções Tipo 01 e Tipo 2 revisadas.

Nessas seções, com o objetivo de redução de custos de implantação (muito embora se tenha um aumento de custos anuais de manutenção em decorrência de correção de eventuais processos erosivos), admite-se a possibilidade de eliminação da camada de colchão reno inicialmente prevista para a proteção do talude externo. Esta proteção, em parte, será dada pela introdução do plantio contínuo de árvores sobre a berma lateral junto ao pé do talude externo (formando uma cortina vegetal), bem como proteção vegetal obrigatória sobre toda a superfície dos taludes. Além disto, o material de constituição dos aterros compactados junto a face do talude (faixa de 3m) deverá ser obrigatoriamente constituído de solo argiloso, menos suscetível às erosões superficiais. Assim, se estima uma minimização de processos erosivos que venham a ocorrer em período de cheias e incidência de ondas sobre o talude externo.

Quanto as demais Seções Tipo previstas para o Dique Principal (especialmente a Tipo 3, com estaqueamento), estas permanecem válidas, apenas ajustando-se as condicionantes geométricas.



Figura 14. Seção Tipo 01 Revisada (Dique): Aterros com alteamento de diques ou aterros existentes, já consolidados (Fiergs).

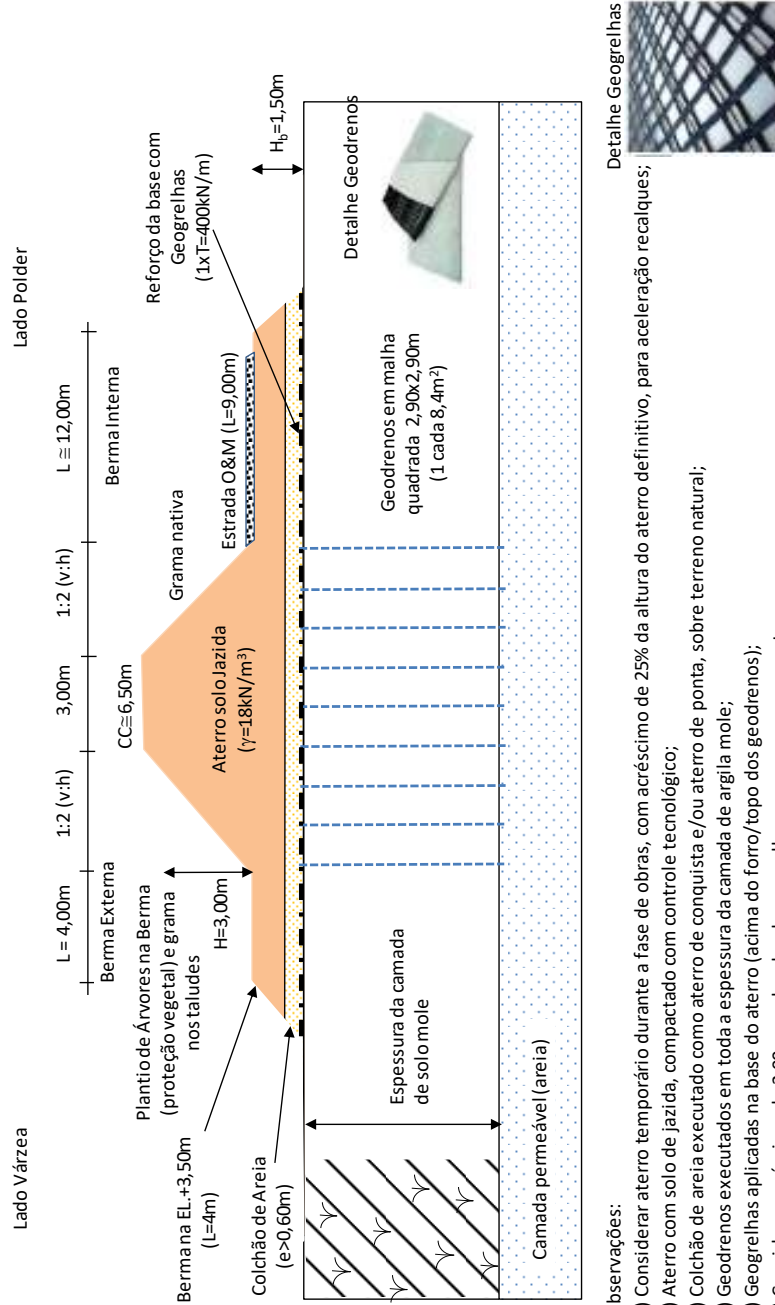


Observações:

- 1) Aterro com solo argiloso de jazida, compactado com controle tecnológico;
- 2) Colchão de areia executado como aterro de conquista e/ou aterro de ponta, sobre terreno natural;
- 3) Aterro a ser executado como alteamento do aterro existente, com alargamento da plataforma para lado da várzea;
- 4) Sobre a berma (pé do talude externo), proceder ao plantio de árvores para minimizar processos erosivos de correntes de inundações;
- 5) Os taludes dos aterros (externos e internos), com inclinação 1:2 (v:h) deverão ser protegidos com enliviamentos (grama nativa);



Figura 15. Seção Tipo 02 Revisada (Dique): Aterros com reforço da base através de geogrelhas e aceleração de recalques com geodrenos.





### Análises de Estabilidade dos Aterros dos Diques

As análises de estabilidade dos aterros dos diques foram realizadas com a utilização do Software SLOPE/W, da Geoslope, com modelagem das seções de análise em ambiente Cad for Windows, e estudo de superfície de rupturas automáticas, com identificação do menor Fator de Segurança (FS) em cada situação.

No cálculo foi simulada também a eventual ocorrência de sobrecarga atuando sobre o Dique ou sobre a Banqueta intermediária. Esta sobrecarga foi admitida com valor de 20kN/m<sup>2</sup>, correspondente a uma carga distribuída de tráfego eventual.

O software utiliza a teoria do equilíbrio limite no cálculo dos Fatores de Segurança sendo utilizado nas análises as metodologias simplificadas de Bishop, Fellenius (Ordinary) e Janbu, todas com pesquisa de superfície circular de ruptura que são consideradas mais apropriadas no caso da ocorrência de solos moles. Para a condição permanente foi considerado com satisfatória a obtenção de FS>1,50 e para a condição eventual (ou acidental) foi admitido FS>1,30.

As seções típicas foram analisadas considerando as situações mais críticas identificadas pelos estudos geotécnicos, sendo selecionadas duas seções para análise:

Seção Tipo 1 - para o Dique Principal no trecho Fiergs

Seção Tipo 2 - para o Dique Principal em trecho de várzea

### Análises do Anteprojeto Inicial

Cada seção selecionada para estudo foi modelada conforme a geometria considerada, o perfil geotécnico adotado, nível freático e os esforços atuantes (com ou sem sobrecarga). As Figuras a seguir ilustram algumas das condições do Define Program (Slope/W) utilizadas nas análises.



Figura 16. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Dados da Modelagem Geotécnica, considerando existência de camada de solo pré-adensado sob o Dique Existente.

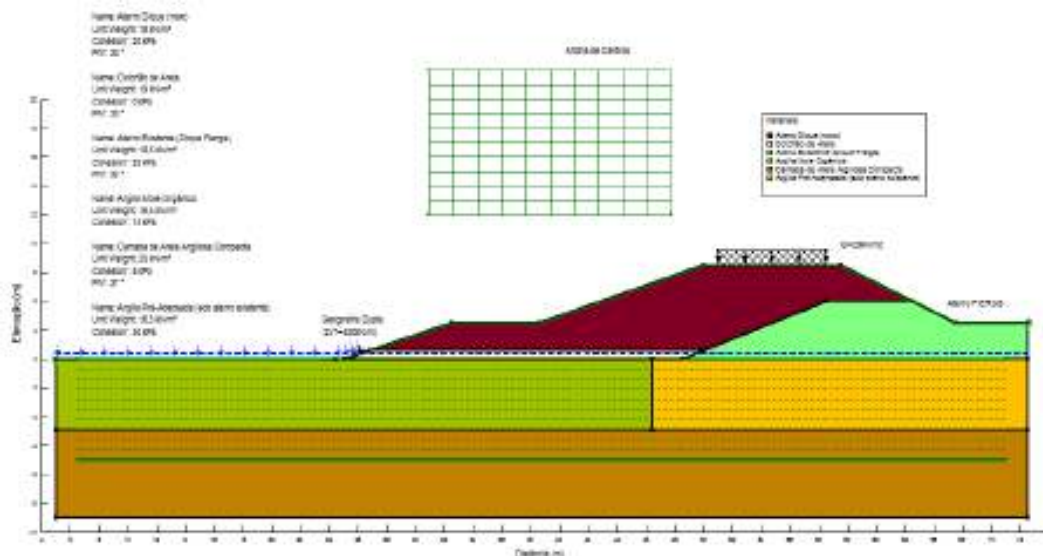
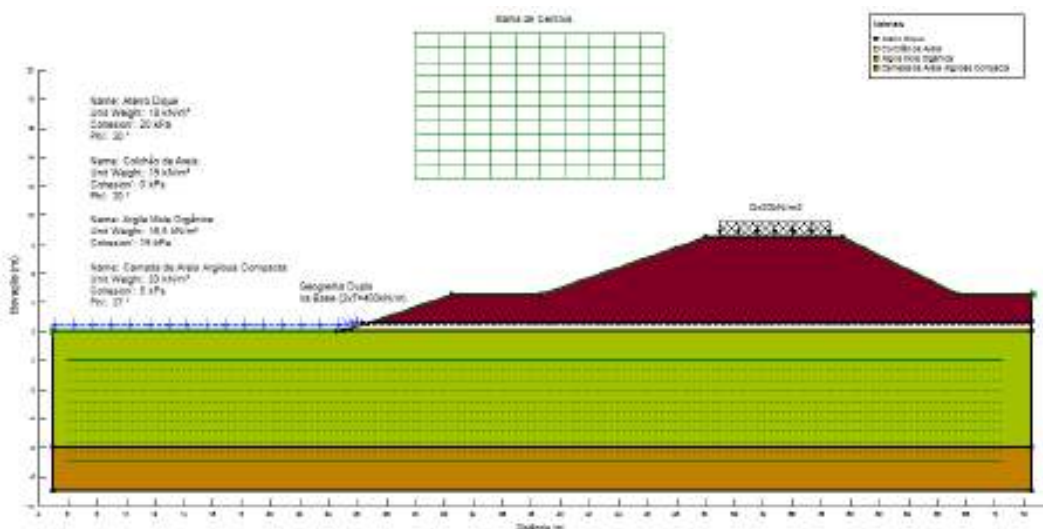


Figura 17. Seção Tipo 2 (Trecho Várzea) – Dados da Modelagem Geotécnica.



A seguir, ilustram-se resultados obtidos nas análises de estabilidade para diversas situações analisadas. Inicialmente, foram estudadas hipóteses considerando somente emprego de aterros compactados, as quais resultaram em FS não satisfatórios ( $FS < 1,30$ ). Como reforço, foram introduzidos elementos geossintéticos (geogrelhas unidimensionais) na base dos aterros, pesquisando-se também os esforços de tração requeridos à estabilização.



Figura 18. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Sem Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,444)

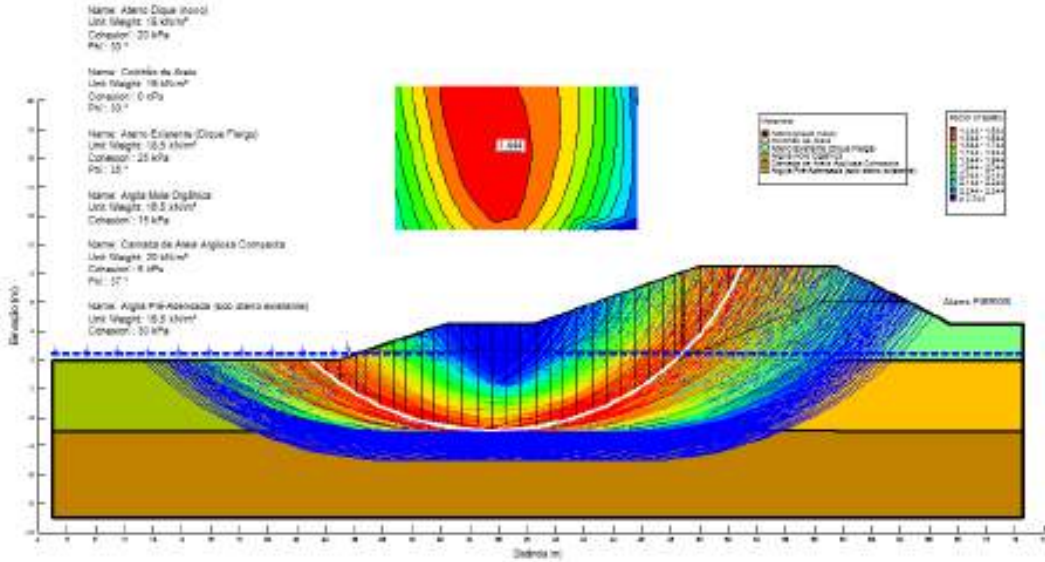


Figura 19. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Com Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,397).

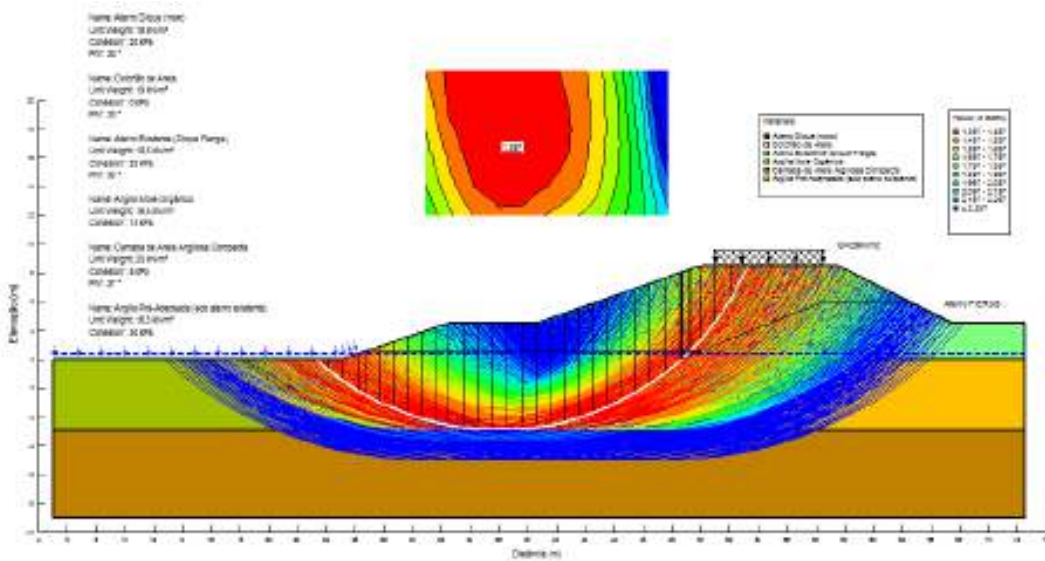




Figura 20. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço (FS=1,487).

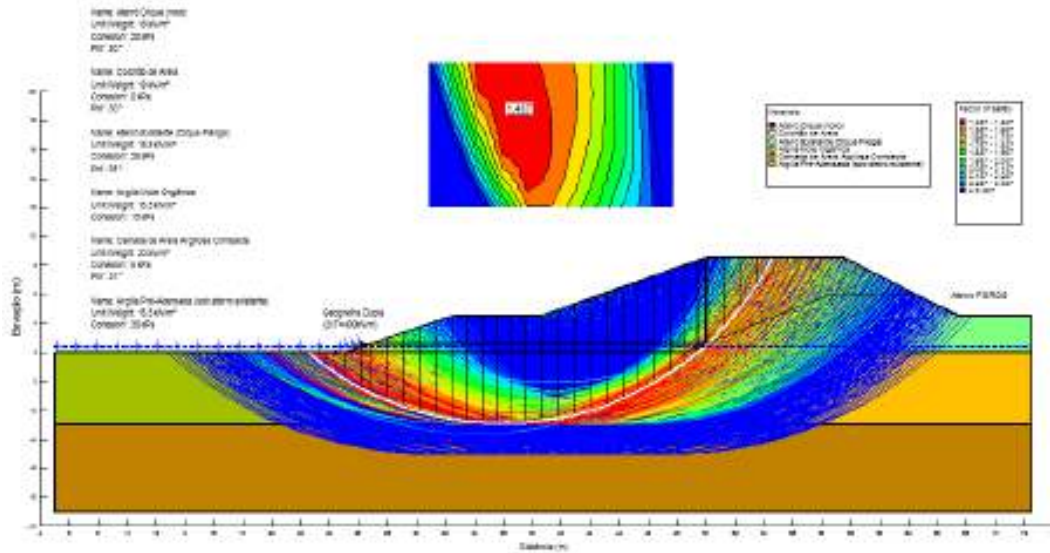


Figura 21. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço (FS=1,412).

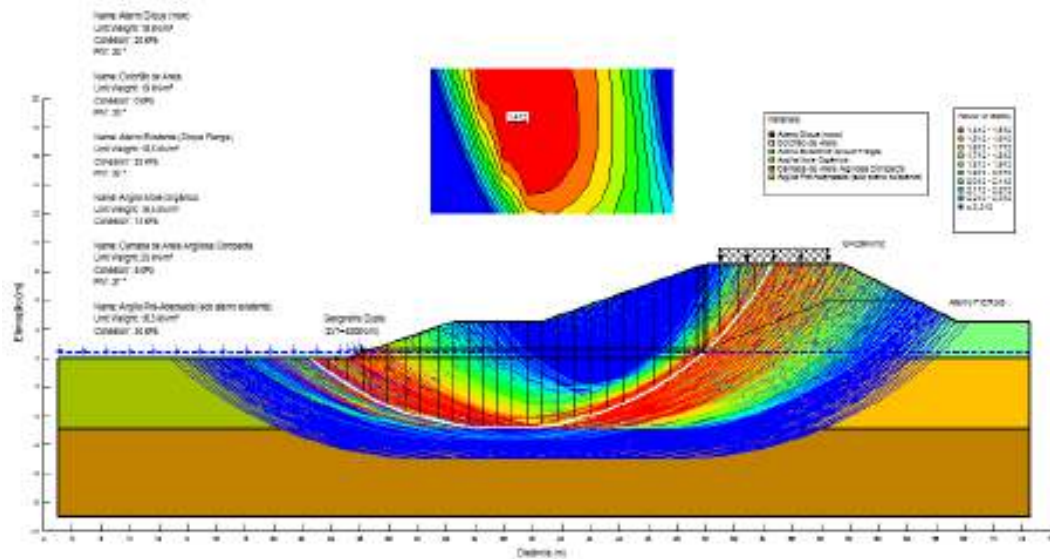




Figura 22. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,014).

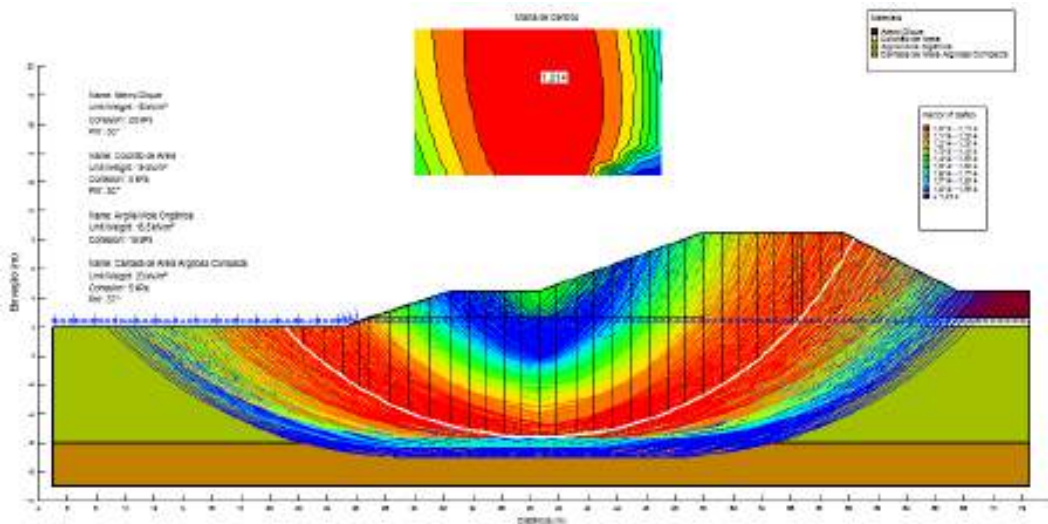


Figura 23. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço 2xT=200kN/m (FS=1,387).

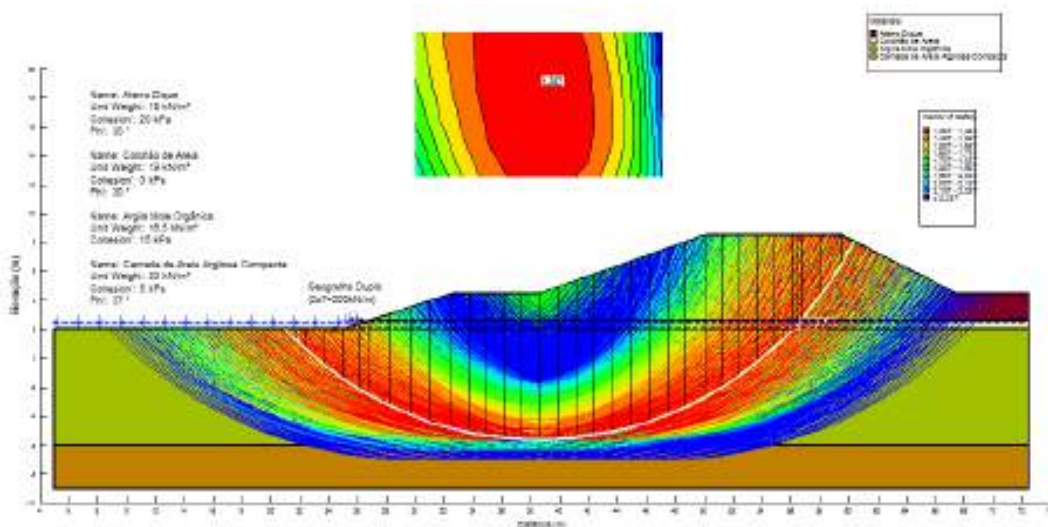






Figura 24. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço  $2xT=400kN/m$  (FS=1,748).

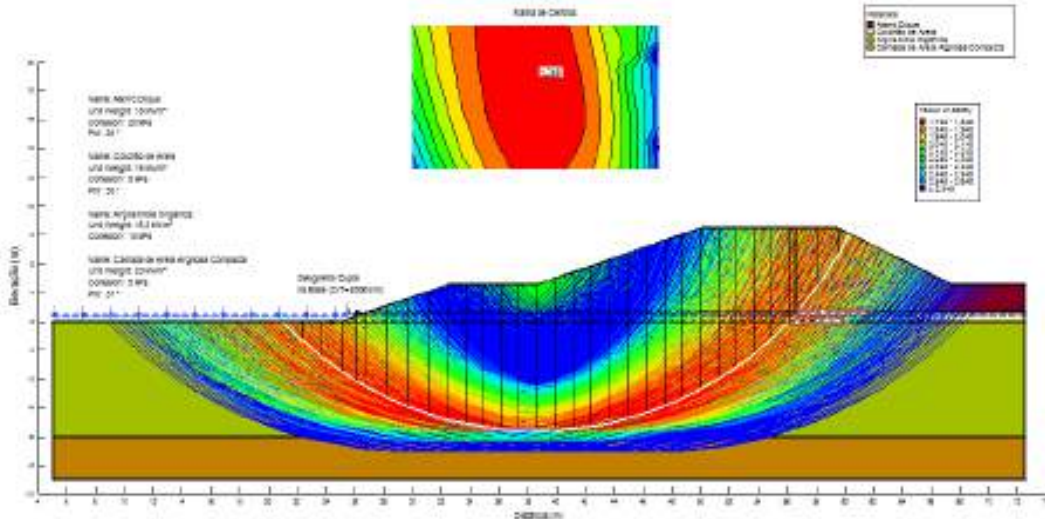
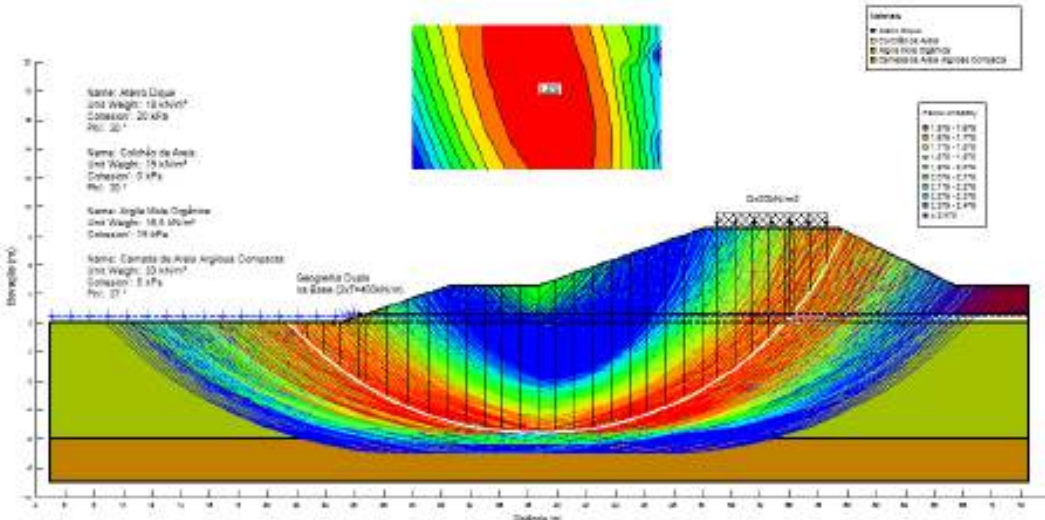


Figura 25. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço  $2xT=400kN/m$  (FS=1,575).



Análises do Anteprojeto Revisado

Da mesma forma, para cada seção selecionada para estudo (neste caso com redução da cota de coroamento), foi modelada a correspondente geometria e os esforços atuantes (com ou sem sobrecarga). As condições do perfil geotécnico adotado e o nível freático são as mesmas das hipóteses anteriores (anteprojeto inicial).

Para a Seção Tipo 1 Revisada (trecho da Fiergs), foi considerada uma pequena bermá no pé de montante, com largura de 4m, na EL.+3,50m, e taludes com inclinação 1:2 (v:h) no lado externo. Na crista, foi considerado pequeno alteamento do aterro existente, até a



CC=6,50m. Conforme mostrado adiante, nesta seção tornou-se desnecessária a introdução do reforço com geogrelhas na base do aterro (situação anterior).

Para a Seção Tipo 2 Revisada (trecho várzea), foi considerada redução da largura da crista para L=3,00m (mínima), bem como CC=6,50m (em média), sendo testadas diversas alternativas de bermas laterais e utilização ou não de reforço na base. Anteriormente foi mostrado o contorno da geometria anteriormente considerada, para fins comparativos, sendo possível visualizar as reduções significativas no corpo do maciço terroso, em função da diminuição da cota de coroamento.

As Figuras a seguir ilustram algumas das condições do Define Program (Slope/W) utilizadas nas revisões das análises. As análises de estabilidade foram realizadas pelo método de Bishop Simplificado.

Figura 26. Seção Tipo 1 Revisada (Fiergs) – Dados da Modelagem Geotécnica, considerando existência de camada de solo pré-adensado sob o Dique Existente (CC=+6,50m).

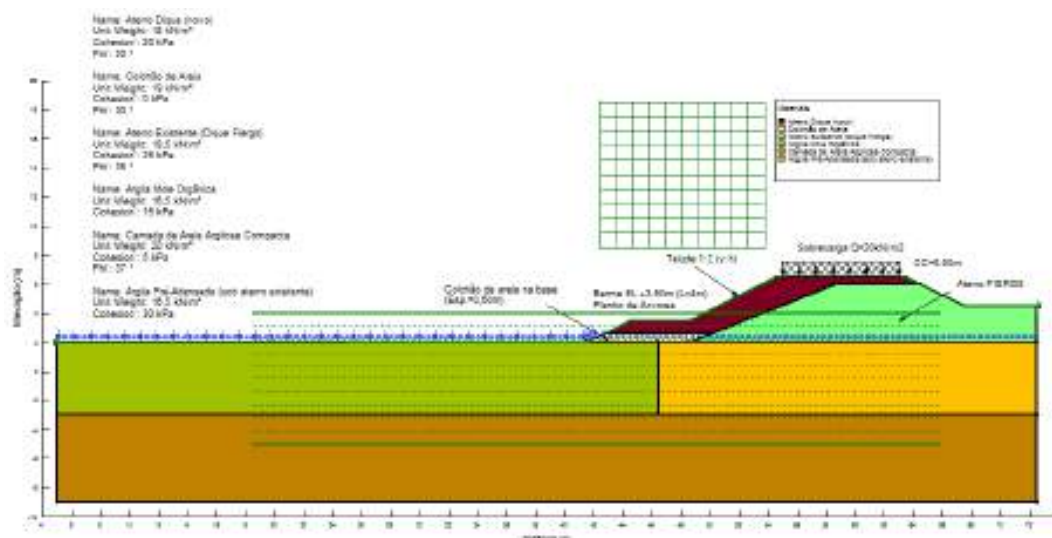
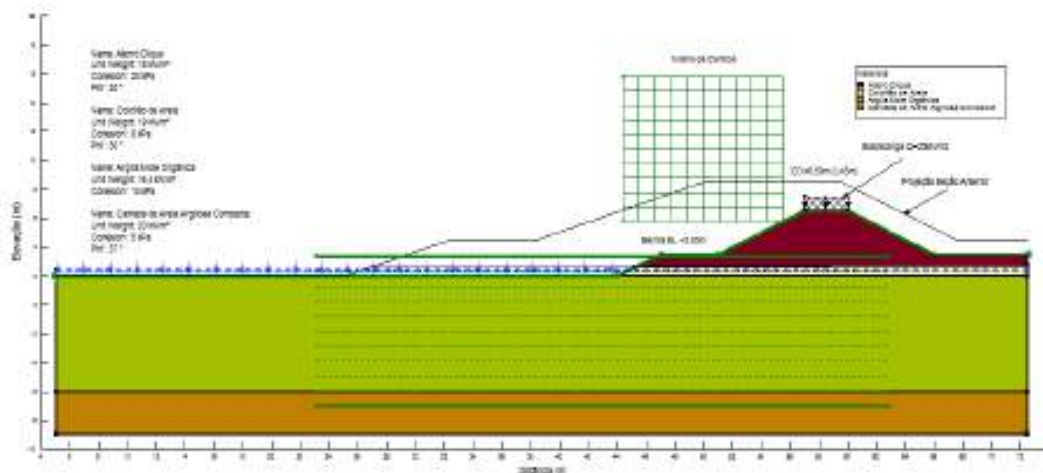




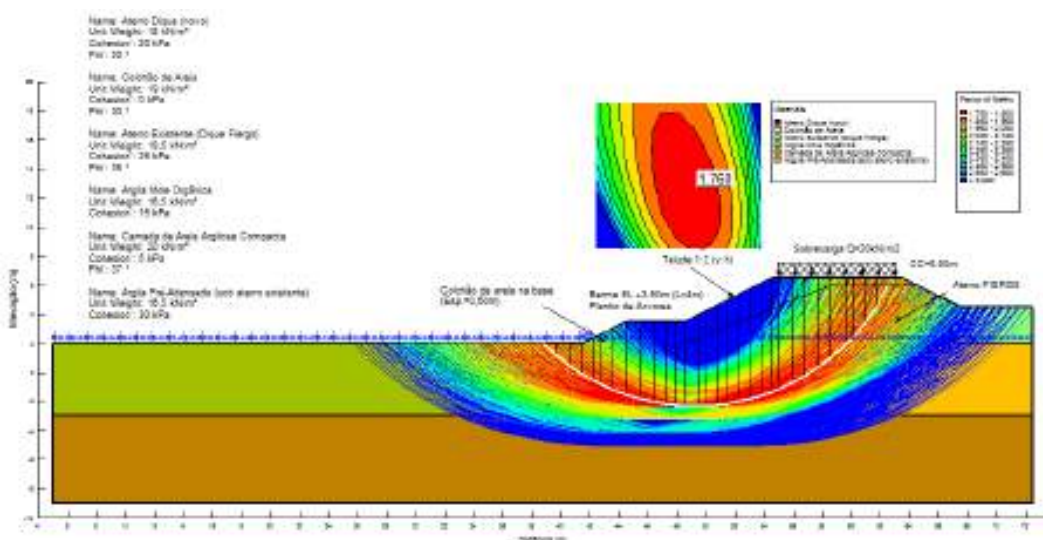
Figura 27. Seção Tipo 2 Revisada (Trecho Várzea) – Dados da Modelagem Geotécnica (CC=+6,50m).



A seguir, mostram-se os resultados obtidos nas revisões das análises de estabilidade para as situações consideradas (Seções S1 e S2 revisadas – Dique Principal). Inicialmente, foram estudadas hipóteses admitindo-se somente utilização de aterros compactados.

Para a seção S1 (Fiergs) foi possível obter  $FS=1,760$  (satisfatório) para a geometria testada, com uma pequena bermas no pé do talude externo, sendo validada a hipótese testada (Figura a seguir). Para esta geometria e condicionantes, não há necessidade da introdução de reforços com geogrelhas na base dos aterros (berma externa).

Figura 28. Seção Tipo 1 Revisada (Fiergs) – Hipótese Com Sobrecarga (FS=1,760).

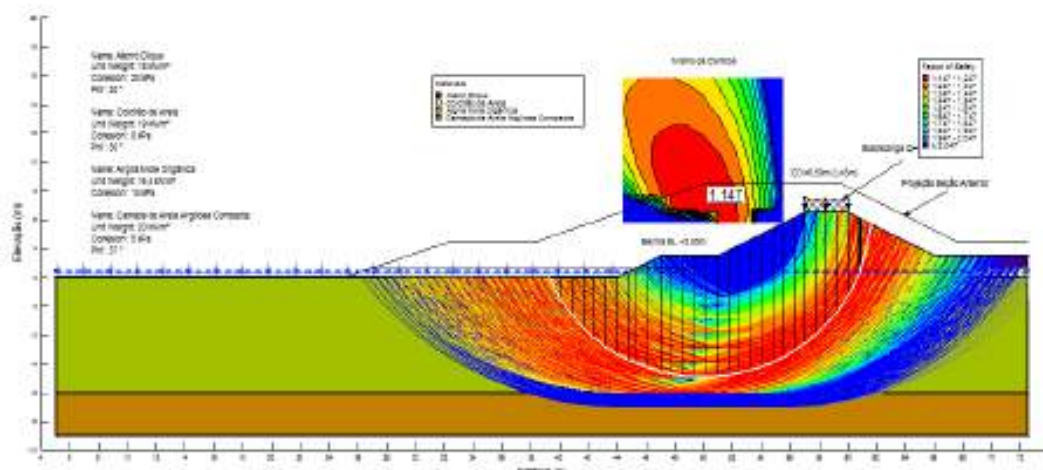


Por sua vez, para a Seção S2 (várzea), as Figuras a seguir resumem os principais resultados obtidos nas análises. Inicialmente, foram testadas hipóteses somente com utilização de pequenas bermas laterais na EL.+3,50m (com larguras variáveis). Na Figura 29 mostra-se,



como exemplo, resultado de análise para berma com  $L=4m$ , em que se obteve  $FS=1,147$  (não satisfatório).

Figura 29. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Com Berma  $L=4m$  Sem Reforço ( $FS=1,147$ ).



Como não se encontrou condições de estabilidade mínima ( $FS>1,50$ ) para aterros sem utilização de reforços (na Seção S2 – várzea), partiu-se para o estudo com utilização de geogrelhas (tal como requerido anteriormente). Após várias análises, nas Figuras a seguir são apresentados resultados encontrados nas simulações com berma de 4m no pé do talude externo e utilização de uma geogrelha de  $T=200kN/m$  (Figura 30, com  $FS=1,324$ ) ou uma geogrelha de  $T=400kN/m$  (Figura 31, com  $FS=1,494$ ).

Figura 30. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Com Berma  $L=4m$  Com Reforço  $1xT200kN/m$  ( $FS=1,324$ ).

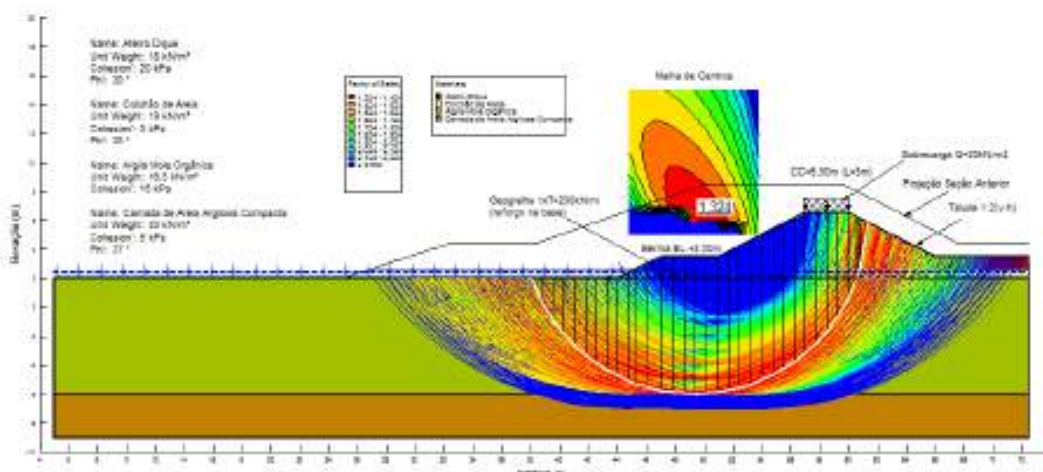
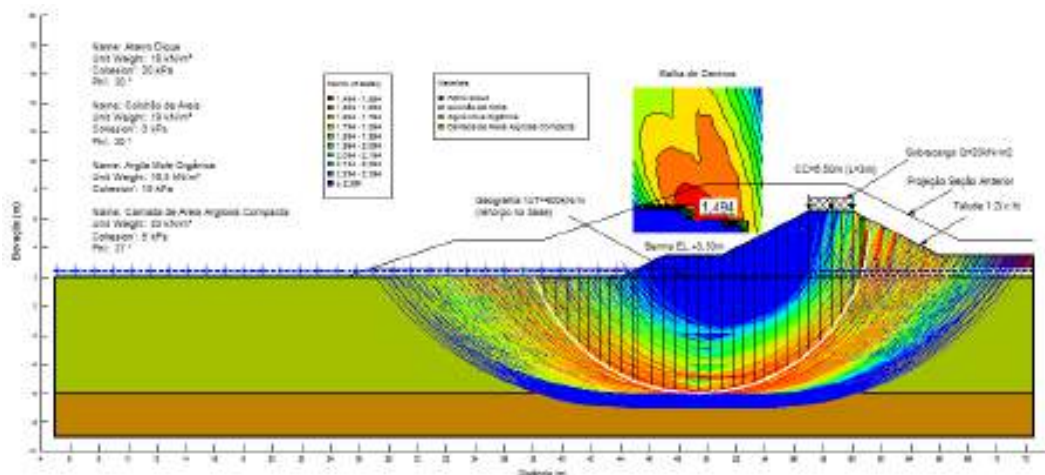




Figura 31. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Com Berma L=4m Com Reforço 1xT400kN/m (FS=1,494).



Do exposto, para a Seção S2 do Dique Principal (trecho várzea), concluiu-se pela necessidade de utilização de reforço na base dos aterros com uma geogrelha de  $T=400\text{kN/m}$  (ou geogrelha dupla de  $T=200\text{kN/m}$ ), visto que  $FS=1,494 \cong 1,50$  ( $FS_{\text{mínimo}}$ ).

#### Recalques e Medidas de Aceleração

Os recalques por adensamento da camada de solo mole subjacente aos Diques deverão ser melhor estimados a partir da execução de ensaios de adensamento específicos a serem executados na fase de projetos. A seguir, são apresentadas algumas considerações preliminares com base nos resultados obtidos pelas investigações geotécnicas realizadas.

#### Estudos do Anteprojeto Inicial

No Estudo de Concepção inicial, cálculos preliminares considerando os dados geotécnicos disponíveis apontam para recalques significativos tendo em vista que em determinados trechos serão necessários alteamento de aterros com alturas da ordem de 6m (anteprojeto inicial).

Admitindo-se a hipótese conservadora de que os solos moles estejam na condição normalmente adensada, ou seja,  $OCR=1,0$ , ou, ainda, ligeiramente pré-adensados ( $OCR<1,50$ ) como parecem ser os depósitos de solos moles da RMPA (HALLAL, 2003), tem-se que:

Hipótese:

Aterro com altura  $H_a=6,00\text{m}$  e  $\gamma_{\text{nat.aterro}}=18\text{kN/m}^3$ , resulta  $\Delta\sigma=6 \times 18=108\text{ kPa}$

Solo mole com espessura média  $H=8,00\text{m}$ ;  $\gamma_{\text{nat}}=\gamma_{\text{sat}}=15\text{kN/m}^3$ ;  $C_c/(1+e_0)=0,42$

Tensão final:  $\sigma'_{\text{vf}} = \sigma'_{\text{vo}} + \Delta\sigma = (15-10) \times 4\text{m} + 108 = 128\text{ kPa}$

Recalque:  $\rho = H \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \Delta e = 8 \times 0,42 \times \log\left(\frac{128}{20}\right) = 2,71\text{ m}$

Ou seja, para as condições simuladas ( $H_a=6\text{m}$  e  $H=8\text{m}$ ), resulta uma previsão de recalques expressiva, da ordem de 2,71m (cerca de 34% da espessura da camada mole). Mesmo que sejam adotados parâmetros mais otimistas, por certo a previsão de recalques para  $H_a=6\text{m}$



será superior a 1,00m, ocorrendo de forma diferencial (variável, em função da variação das espessuras das camadas compressíveis), o que exigirá técnicas de melhoria ou de aceleração de recalques (emprego de geodrenos).

Para os aterros Classe II, conforme a DNER-PRO 381/98, há necessidade de se prever um acréscimo de tensão vertical temporária (aterro provisório) correspondente a 25 a 30% da tensão vertical provocada pelo aterro final projetado, com a finalidade de pré-carregamento. A porcentagem de adensamento (consolidação) a ser obtida antes da remoção da sobrecarga temporária deverá atingir no mínimo 90% do adensamento total previsto em projeto, sendo o restante passível de tratamento através de pequenas manutenções corretivas de médio e longo prazo. Já para os aterros Classe I (junto às estruturas sensíveis), exige-se no mínimo uma porcentagem de adensamento de 96%.

Outro aspecto relevante deverá ser a definição do cronograma de obras, em relação ao tempo de execução dos aterros sobre solos moles, ou seja, do prazo disponível ou desejado para a dissipação das poropressões. Cálculos preliminares realizados considerando  $cv=ch/4 = 6,93 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$  (obtidos dos ensaios de dissipação/CPTU), para  $U=90\%$ , indicam que o prazo requerido para o adensamento seria superior a 75 meses (para camada de 8m de solo mole, duplamente drenada). Caso se considere camada de solo mole não duplamente drenada, o tempo de adensamento resulta superior a 300 meses. Ou seja, incompatível com os prazos usuais de execução de obras.

Assim sendo, necessária a introdução de geodrenos para aceleração de recalques, sendo que quanto menor for o prazo disponível menor será o espaçamento entre geodrenos e, conseqüentemente, maior o custo das obras. No presente estudo foi adotado um espaçamento médio entre geodrenos de um geodreno a cada  $4\text{m}^2$  (malha quadrada de  $2 \times 2\text{m}$ ), conforme pré-dimensionamento apresentado na Figura 33. Esta hipótese considera um prazo de 6 meses de aceleração, visando obter  $U=90\%$ . Isto deverá ser ajustado e reavaliado por ocasião do projeto detalhado.

A Figura 32 ilustra a configuração básica da técnica de aceleração de recalques com utilização de geodrenos inicialmente cravados em toda a espessura da camada de argila mole. A extremidade superior do geodrenos alivia as águas captadas da fundação em um colchão drenante de areia que deverá se estender por toda a largura da base dos aterros. Desta forma, sob ação da sobrecarga temporária, se antecipa o processo de adensamento dos solos (ou seja, dos recalques, sob efeito de drenagem radial), proporcionando o aumento das tensões efetivas e conseqüentemente a resistência da fundação.



Figura 32. Aceleração de recalques com geodrenos e sobrecarga temporária (DNER-PRO 381/98).

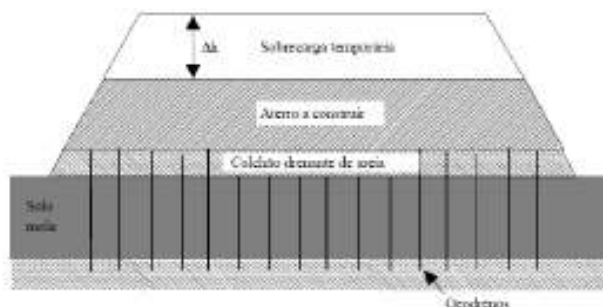


Figura 33. Pré-Dimensionamento do Espaçamento de Geodrenos.

**CÁLCULO DE DRENOS VERTICAIS**  
 Hipótese: 90% do adensamento no prazo de 6 meses Obs.: Para Ch médio (CPTU)

**1) DADOS DE ENTRADA:**

cv(m <sup>2</sup> /ano): 2,19	coeficiente de adensamento vertical
ch(m <sup>2</sup> /ano): 8,75	coeficiente de adensamento horizontal (adotado como 4 vezes maior que "cv")
t1(anos): 0,50	tempo desejado para o adensamento
Hd(m): 4,00	altura de drenagem (metade de H para dupla drenagem)
Uvr(%): 90,00	percentagem de adensamento vertical média desejada
b (mm): 100,00	largura do dreno vertical
e (mm): 6,00	espessura do dreno vertical
qw (m <sup>3</sup> /ano): 50,00	capacidade de vazão do dreno vertical
qw (m <sup>3</sup> /s): 1,59E-06	capacidade de vazão do dreno vertical (m <sup>3</sup> /s)
dw=d <sub>eq</sub> (m): 0,0675	diâmetro equivalente
da (m): 0,1012	diâmetro da zona amolgada no entorno do dreno vertical
kh (cm/s): 4,00E-07	coef. permeabilidade horizontal do solo mole
kh (m/s): 4,00E-09	coef. permeabilidade horizontal do solo mole
kv (cm/s): 1,00E-07	coef. permeabilidade vertical do solo mole
ka (cm/s): 8,00E-08	coef. permeabilidade horizontal do solo mole amolgado pelo processo construtivo (kh/5)

Cálculo de Tv	Uv (%)	Cálculo de Ur (%)	Cálculo de Tv	Cálculo de Ur(%)
0,0684	29,34	85,85%	$U_v = \left( \frac{T_v^2}{T_v^2 + 0,5} \right)^{1,75}$	$U_R = \frac{U_{VR} - U_V}{1 - U_V}$

Obs: "UV" obtido da Tabela de % Adensamento

Fórmula de MANSBO (1976) revisada por MANSUR (1982):

$$\mu \cdot D^2 = \frac{B \cdot c_v \cdot t}{2 \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - U_v} \right)}$$

Ordem:

$$\mu = \ln \left( \frac{D}{L_d} \right) + \frac{b^2}{L_d^2} \ln \left( \frac{L_d}{L_d} \right) - 0,75 + \frac{2 \cdot \mu \cdot D^2 \cdot k_v}{2 \cdot c_v} \left( 1 - \frac{2 \cdot \mu \cdot D^2}{L_d^2 \cdot \left( \frac{D}{L_d} \right)^2} \right)$$

**D (m) = Diâmetro da zona de influência do dreno vertical**

**2) CÁLCULO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE DRENOS**

D (m)	y	μ · D <sup>2</sup>	Diferença
1,00	17,901	3,646	14,254
1,90	17,901	15,486	2,414
1,95	17,901	16,411	1,489
1,96	17,901	16,600	1,301
1,97	17,901	16,789	1,111
1,98	17,901	16,980	0,921
1,99	17,901	17,172	0,729
2,00	17,901	17,365	0,536
2,03	17,901	17,951	-0,051

D<sub>sugerido</sub> (m): 2,00

**3) RESUMO DE RESULTADOS**

Malha Quadrada (L<sub>q</sub>): D (m): 2,00 Obs: A malha triangular é ligeiramente mais efetiva (L<sub>q</sub>/1,05)

Malha Triangular (L<sub>t</sub>): D (m): 1,90



Para os segmentos com necessidade de reforço da base dos aterros, foi adotada utilização de geogrelhas (unidirecional) com resistência à tração de no mínimo 400kN/m, cujo pré-dimensionamento deverá ser oportunamente verificado na fase de anteprojeto. A geogrelha de reforço inferior deverá estar posicionada, em princípio, no topo do colchão de areia, ou conforme dimensionamento específico. A ancoragem das extremidades será no próprio aterro através de envelopamento na camada compactada superior (estimou-se pelo menos 2m de ancoragem em cada borda do aterro).

A proteção das superfícies dos aterros contra as intempéries e as erosões (chuvas e ação de ondas) foi pré-concebida através dos seguintes revestimentos:

Talude de montante: proteção contínua com gabiões tipo manta (“colchão reno”), espessura não inferior a 23cm (0,23m), com manta de geotêxtil não tecido (RT 10) colocada na interface *gabiões x aterro*, com a finalidade de evitar arrancamento de finos do aterro. A camada de colchão reno será aplicada na faixa de variação das cheias cujas ondas poderiam causar erosões nos aterros. Foi pré-definida uma faixa de 4 a 6m ao longo dos taludes, para aplicação dos gabiões. Para as demais áreas do talude de montante e superfícies de bermas foi prevista colocação de grama nativa adaptada às condições locais;

Crista dos diques: com exceção de segmentos de dique que tenham previsão de estrada junto à crista (trecho Fiergs, por exemplo), a proteção da superfície poderá ser com grama nativa;

Talude de Jusante: proteção com grama nativa e/ou vegetação arbustiva sem raízes pivotantes, com espécies adaptadas ao clima regional.

Ao longo de toda a extensão dos diques será necessária a execução de uma via de acesso para serviços de manutenção e de operação do sistema (corte periódico da vegetação, acesso aos dispositivos de controle do dique, manutenção de bombas, etc.). Conforme já salientado, esta via foi prevista para estar posicionada sobre a berma de aterro compactado no lado interno do dique, exceto no trecho da Fiergs em que estará sobre a própria crista do Dique Principal. Inicialmente, o revestimento superficial desta via foi previsto com camada de saibro compactado, espessura não inferior a 20cm, sendo anualmente submetido à manutenção rotineira. Futuramente, quando houver a plena consolidação do solo de fundação, a via poderá vir a ser pavimentada.

Importante observar que deverá ser observado o desempenho dos aterros quanto a recalques e quanto à evolução do processo de adensamento durante a fase construtiva e pós-construtiva. Para tanto, diversas seções de instrumentação geotécnica deverão ser obrigatoriamente implantadas, contemplando no mínimo o monitoramento de placas de recalque, inclinômetros e piezômetros. As seções a serem instrumentadas deverão estar posicionadas em zonas mais críticas (maior espessura de solos moles) e/ou proximidades de interfaces dos aterros com estruturas sensíveis.

#### Estudos do Anteprojeto Revisado

Tendo em vista à redução na cota de coroamento dos diques, foram revistos os cálculos anteriores quanto à estimativa de recalques por adensamento, considerando os mesmos





dados geotécnicos; porém, para alteamento de aterros com alturas da ordem de 4,5 m (revisão do anteprojeto).

Assim sendo, mantendo-se a hipótese conservadora de que os solos moles estejam na condição normalmente adensada, ou seja,  $OCR=1,0$ , ou, ainda, ligeiramente pré-adensados ( $OCR<1,50$ ) como tendem a ser os depósitos de solos moles da RMPA, verifica-se que:

Hipótese (anteprojeto revisado, com  $\gamma_{nat. arg.}=\gamma_{sat. arg.}=16,5kN/m^3$ ):

Aterro com altura  $H_a=4,50m$  e  $\gamma_{aterro}= 18kN/m^3$ , resulta  $\Delta\sigma=4,5x18=81$  kPa

Solo mole com espessura média  $H=8,00m$ ;  $\gamma_{nat. arg.}=\gamma_{sat. arg.}=16,5kN/m^3$ ;  $Cc/(1+e_0)=0,42$

Tensão final:  $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = (16,5-10)x4m + 81 = 107$  kPa

Recalque:  $\rho = H \cdot \frac{Cc}{1+e_0} \cdot \Delta e = 8x0,42xlog\left(\frac{107}{26}\right) = 2,06$  m

Para camada de solo compressível com espessura média  $H=4,00m$ , que ocorre na maioria da extensão dos diques, o recalque médio estimado será cerca da metade desse valor, ou seja, da ordem de 1,0m [  $\rho = H \cdot \frac{Cc}{1+e_0} \cdot \Delta e = 4x0,42xlog\left(\frac{107}{26}\right) = 1,03$  m ]

Verifica-se para as condições extremas consideradas ( $H_a=4,5m$  e  $H=8m$ ) que se obtém uma previsão de recalques igualmente expressiva de 2,06m (cerca de 26% da espessura da camada mole). Ainda que sejam adotados parâmetros mais otimistas, a previsão de recalques para  $H_a=4,5m$  será superior a 1,00m, o que exigirá técnicas de melhoria ou de aceleração de recalques (emprego de geodrenos, tal como previsto anteriormente).

Conforme já afirmado anteriormente, para os aterros Classe II, conforme a DNER-PRO 381/98, há necessidade de se prever um acréscimo de tensão vertical temporária (aterro provisório) correspondente a 25 a 30% da tensão vertical provocada pelo aterro final projetado, com a finalidade de pré-carregamento. A porcentagem de adensamento a ser obtida antes da remoção da sobrecarga temporária deverá atingir 90% do adensamento total previsto em projeto.

Como já foi demonstrado (estudos do anteprojeto inicial), os recalques por adensamento levarão alguns anos para serem processados, sendo necessária a colocação de geodrenos para aceleração de recalques. Na presente revisão, foi estimado um espaçamento médio de um geodreno a cada 8,4m<sup>2</sup> (malha quadrada de 2,90x2,90m), conforme pré-dimensionamento apresentado. Esta hipótese considera um prazo de 12 meses de aceleração (maior que os 6 meses, assumido anteriormente, minimizando o investimento inicial), de forma a se obter  $U=90\%$ . Isto poderá ser reavaliado quando da elaboração do projeto detalhado.

Conforme mostrado anteriormente é ilustrado o arranjo básico da técnica de aceleração de recalques com utilização de geodrenos a serem cravados em toda a espessura da camada de argila mole. O topo dos geodrenos alivia as águas captadas da fundação em um colchão drenante de areia que deverá se estender por toda a largura da base dos aterros (mesma concepção anterior). Sob ação da sobrecarga temporária, ocorre o processo de adensamento dos solos (isto é, dos recalques, sob efeito de drenagem radial), resultando em aumento das tensões efetivas e da resistência do solo de fundação.



Figura 34. Pré-Dimensionamento do Espaçamento de Geodrenos (t=12 meses, U=90%).

**PLANILHA DE CÁLCULO DE DRENOS VERTICAIS**

Hipótese: 90% do adensamento no prazo de 12 meses Obs.: Para Ch médio (CPTU)

**1) DADOS DE ENTRADA:**

cv(m²/ano):	2,19	coeficiente de adensamento vertical
ch(m²/ano):	8,75	coeficiente de adensamento horizontal (adotado como 4 vezes maior que "cv")
t1(anos):	1,00	tempo desejado para o adensamento
Hd(m):	4,00	altura de drenagem (metade de H para dupla drenagem)
Uvr(%):	90,00	percentagem de adensamento vertical média desejada
b (mm):	100,00	largura do dreno vertical
e (mm):	6,00	espessura do dreno vertical
qw (m³/ano):	50,00	capacidade de vazão do dreno vertical
qw (m³/s):	1,59E-06	capacidade de vazão do dreno vertical (m³/s)
dw=deq(m):	0,0675	diâmetro equivalente
da (m):	0,1012	diâmetro da zona amolgada no entorno do dreno vertical
kh (cm/s):	4,00E-07	coef. permeabilidade horizontal do solo mole
kh (m/s):	4,00E-09	coef. permeabilidade horizontal do solo mole
kv (cm/s):	1,00E-07	coef. permeabilidade vertical do solo mole
ka (cm/s):	8,00E-08	coef. permeabilidade horizontal do solo mole amolgado pelo processo construtivo (kh/5)

Cálculo de Tv	Uv (%)	Cálculo de Ur (%)
0,1367	41,47	82,92%

Obs: "Uv" obtido da Tabela de % Adensamento

$$U_v = \left( \frac{T_v^2}{T_v^2 + 0,5} \right)^{1,07}$$

$$U_R = \frac{U_{VR} - U_V}{1 - U_V}$$

**Fórmula de HANSBO (1976) revisada por HANSHAN (1980):**

$$\mu \cdot D^2 = \frac{R \cdot C_v \cdot t}{\ln \left( \frac{1}{1 - U_v} \right)}$$

Onde:

$$\mu = \ln \left( \frac{D}{L_q} \right) + \frac{k_v}{k_h} \ln \left( \frac{D}{L_q} \right) - 0,75 + \frac{2 \cdot k_v \cdot H}{2 \cdot q_w} \left[ 1 - \frac{U_v - 1}{U_v} \cdot \left( \frac{D}{L_q} \right)^2 \right]$$

**D (m) = Diâmetro da zona de influência do dreno vertical**

**2) CÁLCULO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE DRENOS**

D (m)	y	μ · D <sup>2</sup>	Diferença
1,00	39,616	3,646	35,969
2,00	39,616	17,365	22,251
2,60	39,616	31,123	8,492
2,70	39,616	33,839	5,777
2,80	39,616	36,677	2,938
2,85	39,616	38,143	1,473
2,88	39,616	39,037	0,579
2,89	39,616	39,337	0,278
2,90	39,616	39,639	-0,024

D<sub>sugerido</sub> (m): 2,90

**3) RESUMO DE RESULTADOS**

Malha Quadrada (L<sub>q</sub>): D (m): 2,90 Obs: A malha triangular é ligeiramente mais efetiva (Lq/1,05)

Malha Triangular (L<sub>t</sub>): D (m): 2,76

Salienta-se que deverá ser observado o desempenho dos aterros quanto a recalques e quanto à evolução do processo de adensamento durante a fase construtiva e pós-construtiva. Para tanto, diversas seções de instrumentação geotécnica deverão ser obrigatoriamente implantadas, contemplando no mínimo o monitoramento de placas de recalque, inclinômetros e piezômetros. As seções a serem instrumentadas deverão estar posicionadas em zonas mais críticas (maior espessura de solos moles) e/ou proximidades de interfaces dos aterros com estruturas sensíveis.

Seções Adotadas para a Estabilização das Margens

Conforme demonstrado no Estudo de Concepção, as avaliações hidráulicas e de simulação de cheias apontam para a necessidade de retificações das calhas dos arroios existentes.



Estas retificações implicam em alargamentos e aprofundamento das seções transversais atualmente existentes nos cursos d'água, o que significa dizer intervenções nas margens e fundo, muitas delas com impacto em populações ribeirinhas que atualmente vivem em áreas de risco.

Para assegurar uma estabilidade mínima das margens e fundo dos arroios retificados, bem como minimizar a necessidade de remoções de famílias, foram cogitadas diversas alternativas de escavação, revestimentos e de estabilização das margens dos arroios. A existência de solos argilosos moles na fundação é um fator condicionante na escolha destas alternativas.

Entre as diversas alternativas de revestimento (e estabilização) das margens dos arroios a serem retificados, foram aventadas as seguintes:

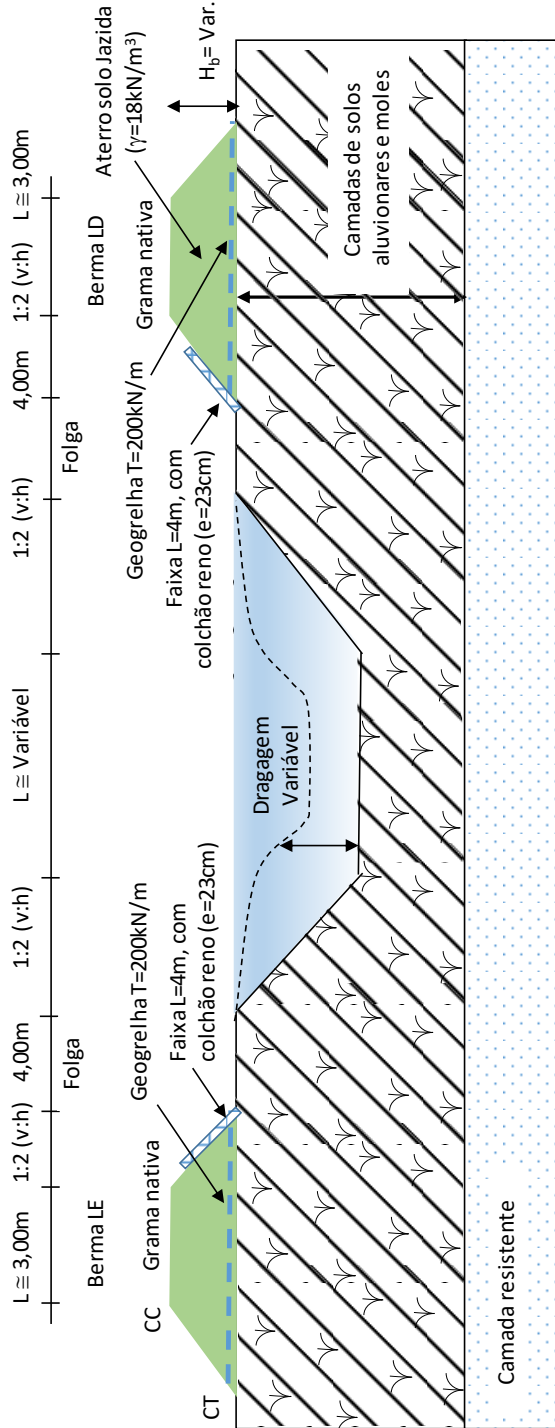
- i. Gabiões tipo colchão reno e manta geotêxtil, para proteção contra erosões, aplicados diretamente sobre taludes escavados em solo e/ou terraplenos compactados. Nesta concepção, o lançamento dos gabiões pode ser efetuado inclusive em condições submersas, ou seja, em presença d'água, o que minimiza a necessidade de construção de ensecadeiras e esgotamento d'água em cavas. Os painéis de gabiões podem ser montados em terra, sendo içados e posicionados sobre os taludes submersos com auxílio de guindastes. Trechos acima do nível d'água podem ser executados convencionalmente, ou seja, manualmente;
- ii. Geocélulas preenchidas com concreto ou RCD (Resíduos da Construção e Demolições) ou solo+vegetação, utilizadas para proteção contra erosão. As geocélulas são elementos geossintéticos (PEAD) com uma configuração tridimensional na forma de colmeia, que são dispostos sobre o talude escavado e preenchidos com material diverso conforme as velocidades de fluxo (concreto simples, RCD ou vegetação). Sob a camada, eventualmente, assim como na alternativa de gabiões tipo colchão, pode ser necessária aplicação de manta geotêxtil. A execução desta concepção requer o prévio ensecamento da área a revestir, para possibilitar a construção a seco e posterior inundação;
- iii. Cortina de estacas prancha metálicas, com perfis justapostos cravados verticalmente no solo, sendo uma excelente alternativa para trechos com restrição de espaço ou junto à interface com estruturas sensíveis. Os esforços transversais e de momentos fletores são absorvidos pelo comprimento de ficha e/ou ancoragens na parte superior da estrutura. Os perfis usuais são em aço ou em PRFV (Plástico Reforçado com Fibra de Vidro), quando em ambientes mais agressivos. A desvantagem desta alternativa recai sobre o elevado custo de implantação;
- iv. Cortina de parede diafragma, que consiste na execução de um muro vertical em concreto armado constituído de painéis justapostos aptos a receber empuxos e carregamentos horizontais, similar à cortina de estacas prancha. É uma solução de custo elevado, porém bastante atraente para situações de seções de canal estreitas e/ou junto às estruturas sensíveis;
- v. Muros em concreto pré-moldado apoiado em estacas, a executar na calha menor dos arroios e diques de terra (aterro compactado) sobre as margens, para contenção dos picos das cheias. Esta concepção requer o uso de ensecadeiras e/ou desvios do fluxo d'água dos arroios;

#### Concepção Inicial das Seções

No estudo de concepção inicial, considerando o atendimento às questões técnicas e os menores custos de execução, foram adotadas as seções tipo de revestimento e de estabilização apresentadas nas Figuras a seguir (Figura 34 a Figura 37).



Figura 35. Seção Tipo 01 (Arroios): Segmentos em zona rural ou sem edificações nas margens.

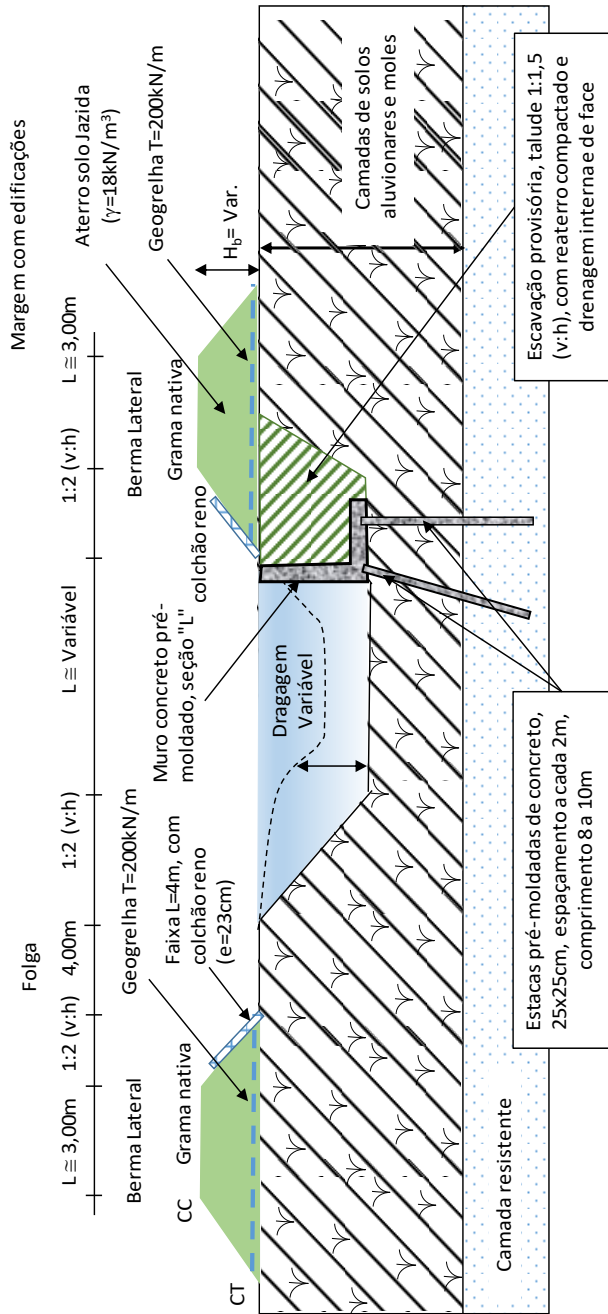


Observações:

- 1) Aterro das bermas executado com solo compactado (jazida), com reforço da base através de Geogrelha  $T=200\text{kN/m}$  (uni direcional);
- 2) A aplicação da geogrelha deverá ser executada sobre fundação regularizada com solo arenoso com finos, espessura  $\geq 0,30\text{cm}$ ;
- 3) Deverá ser assegurada uma folga mínima de 4,00m entre o pé da bermas e a crista da escavação da margem interna do arroio;
- 4) Aterros das bermas sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva;
- 5) Revestimento do talude de montante com colchão reno (gabiões) e manta geotêxtil não tecido RT10;
- 6) Estrada de O&M acompanha o lado interno das bermas;



Figura 36. Seção Tipo 02 (Arroios): Segmentos com edificações/ocupações numa só margem.

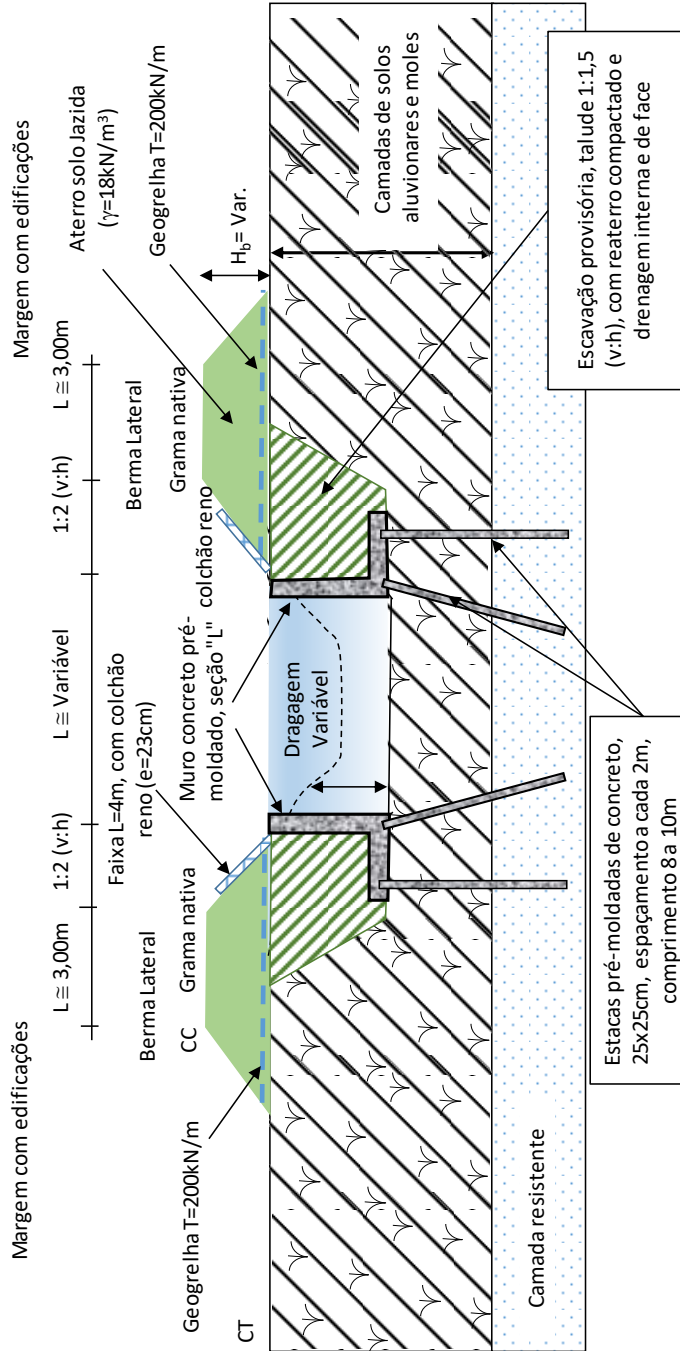


Observações:

- 1) Aterro das bermas executado com solo compactado (jazida), com reforço da base através de Geogrelha T=200kN/m (unidirecional);
- 2) A aplicação da geogrelha deverá ser executada sobre fundação regularizada com solo arenoso com finos, espessura  $\geq 0,30\text{cm}$ ;
- 3) Deverá ser assegurada uma folga mínima de 4,00m entre o pé da bermas e a crista da escavação da margem interna do arroio;
- 4) Aterros das bermas sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva;
- 5) Revestimento do talude de montante com colchão reno (gabioes) e manta geotêxtil não tecido RT10;
- 6) Muro de concreto armado pré-moldado, H=3,0m, fck=25MPa, parede espessura 20cm e sapata espessura 40cm, assente sobre 8cm concreto magro;
- 7) Reaterro atrás do muro com solo compactado e sistema de drenagem interna, com deságue na face do muro;
- 8) Estrada de O&M acompanha o lado interno das bermas;



Figura 37. Seção Tipo 03 (Arroios): Segmentos com edificações/ocupações em ambas as margens.



Observações:

- 1) Aterro das bermas executado com solo compactado (jazida), com reforço da base através de Geogrelha T=200kN/m (unidirecional);
- 2) A aplicação da geogrelha deverá ser executada sobre fundação regularizada com solo arenoso com finos, espessura  $\geq 0,30\text{cm}$ ;
- 3) Aterros das bermas sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva;
- 4) Revestimento do talude de montante com colchão reno (gabiões) e manta geotêxtil não tecido RT10;
- 5) Muro de concreto armado pré-moldado, H=3,0m, fck=25MPa, parede espessura 20cm e sapata espessura 40cm, assente sobre 8cm concreto magro;
- 6) Reaterro atrás do muro com solo compactado e sistema de drenagem interna, com deságue na face do muro;
- 7) Estrada de O&M acompanha o lado interno das bermas;



Algumas particularidades da execução dessas concepções são descritas a seguir.

Trechos em “zona rural” ou sem a presença de edificações nas margens (populações ribeirinhas): escavações dos taludes e fundo mediante operações de dragagens, com utilização de escavadeiras hidráulicas e/ou guindastes de lança, conforme a natureza dos solos locais. Em princípio, como ocorrem solos argilosos, não se previu a necessidade de revestimentos nos taludes submersos a serem escavados, o que deverá ser confirmado na fase de anteprojetos. Caso necessário, poderá ser adotado revestimento com gabiões tipo colchão reno. Na parte superior, execução de dique de terra, com aterro compactado e reforço da base com emprego de geogrelhas;

Trechos com presença de ocupações e/ou populações ribeirinhas em uma só margem: nestas situações, para minimizar os custos de implantação, as intervenções de estabilização com muros verticais poderão ser executadas somente na margem ocupada, sendo a margem oposta conformada apenas com operações de terraplenagem. A execução dos muros foi pré-concebida com peças pré-moldadas de concreto armado, em formato de “L”, altura mínima de 3,0m, apoiadas sobre paliteiro longitudinal de estacas pré-moldadas de concreto (verticais e inclinadas). Na parte superior, execução de aterro compactado configurando diques para confinamento das cheias excepcionais. Na base dos diques foi especificada utilização de geogrelha unidirecional, para reforço e minimização dos recalques diferenciais;

Trechos com ambas as margens ocupadas: utilização de muros de concreto pré-moldado sobre estacas, na calha menor dos arroios, e dique de terra na parte superior (mesma solução acima).

A proteção dos maciços de terra (diques) contra erosões, no talude de montante, foi considerada com emprego de gabiões tipo colchão (espessura 23cm) e manta geotêxtil. A crista (com largura mínima de 3,00m) e talude de jusante (lado polder) foi admitida com proteção apenas com grama nativa. Paralelamente, no lado interno dos diques laterais, foi considerada execução de uma estrada de operação e manutenção, revestida com 20cm de saibro compactado (revestimento primário), devendo estar posicionada em aterro em relação ao terreno natural para evitar alagamentos.

#### Concepção Revisada das Seções dos Arroios

Com o avanço dos estudos, considerando a possibilidade de otimização e implantação por etapas das obras, foram revistas algumas das concepções anteriores das seções geotécnicas previstas para os diques em cada Arroio, conforme apresentado a seguir.

##### *Diques no Arroio Santo Agostinho*

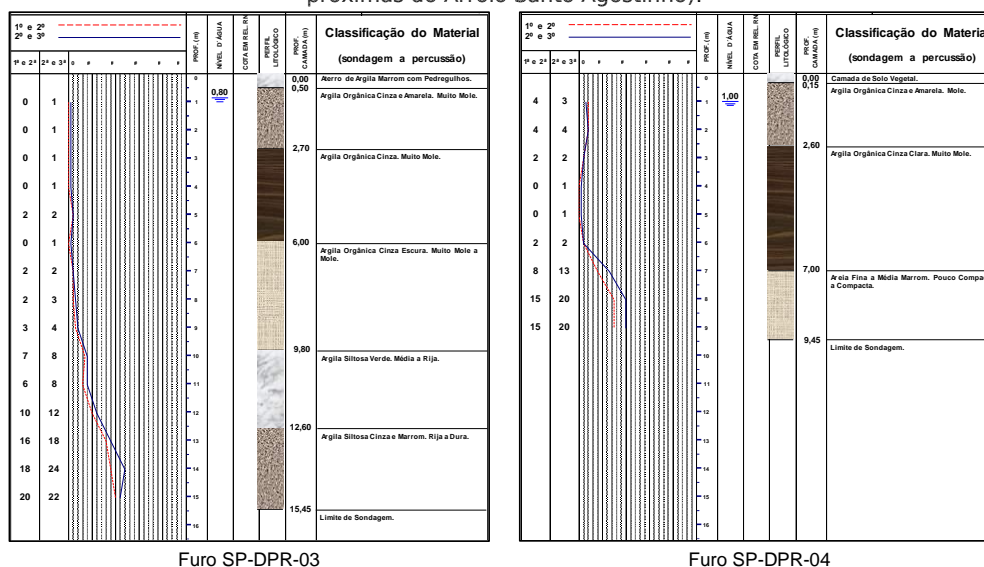
No trecho à montante do Dique Principal, especialmente nos primeiros 700m (estaca 0+060 a 0+700), ocorrem situações particulares do perfil geotécnico nas margens do Arroio Santo Agostinho:

- a) Na margem direita (lado esquerdo do traçado), em terreno virgem, existem solos moles espessos cujo perfil pode ser inferido a partir das sondagens SP-DPR-03 e SP-DPR-04 (Figura 38), que são as sondagens mais próximas disponíveis. O terreno natural nesta margem está em cota baixa, oscilando entre EL.+2,00m e EL.+3,00m até aproximadamente à estaca 0+700. Observa-se a presença de camadas de solos



muito moles espessas (argilas orgânicas), cuja espessura pode variar entre 6 e 9m, ou seja, solos compressíveis e de muito baixa resistência. Supõe-se que esta espessura diminua à medida que o estaqueamento avança (para o interior do polder), sendo mínima ou pouco espessa (menor que 4m) a partir do cruzamento com a Av. Bernardino S. Amorim (por volta da Est. 1+100).

Figura 38. Resultados Furos SP-DPR-03 e SP-DPR-04 (sondagens Dique Principal mais próximas do Arroio Santo Agostinho).



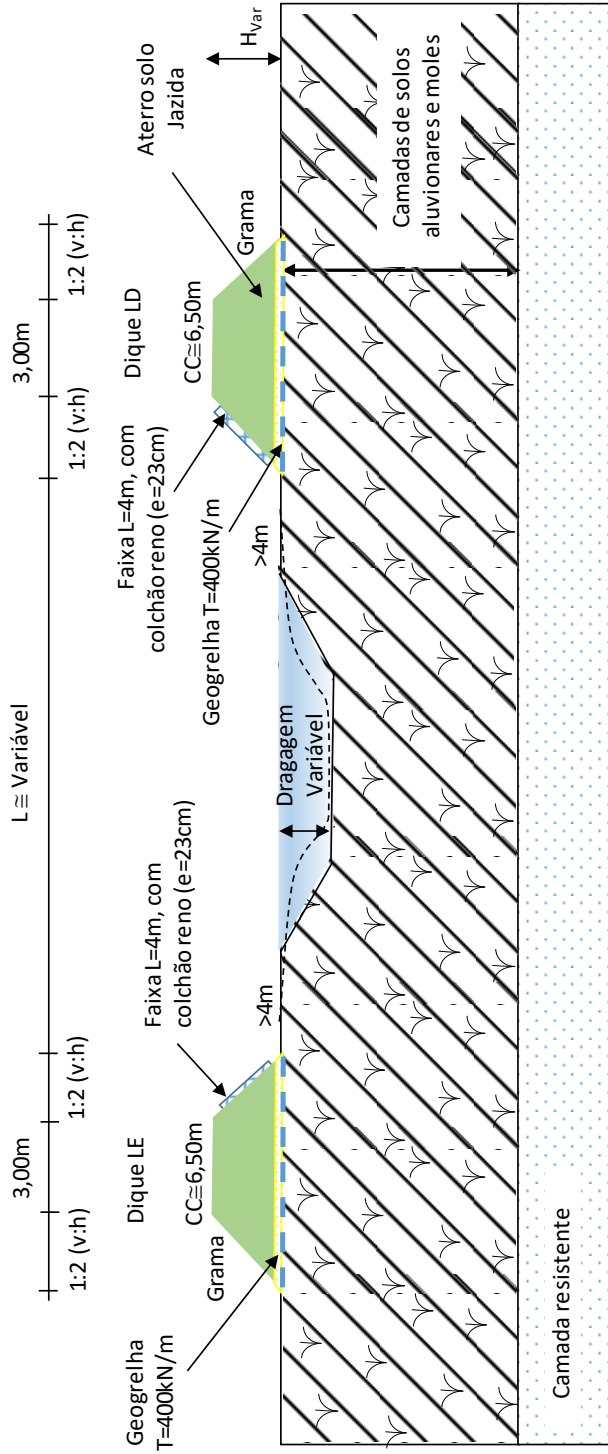
b) Na margem esquerda do arroio (lado direito do traçado), no mesmo segmento, existe um aterro/dique anteriormente construído (talvez resultante de operações de dragagem/limpeza do curso d'água), estando o terreno em cota mais elevada, entre a EL.+4,00 e EL.+5,00m. Mesmo que ainda existam solos moles na fundação original, o fato de já ter sido executado um aterro anterior ao longo da margem é provável que tenha ocorrido um acréscimo das tensões efetivas do solo mole, ou seja, atualmente o solo mole nesta margem deverá apresentar resistência superior à da margem direita, numa mesma seção transversal. Isto determina condições provavelmente mais favoráveis para a execução do novo dique nesta margem.

Assim sendo, tendo em vista que a cota de coroamento dos diques neste Arroio, prevista neste segmento, é no entorno da EL.+6,50m, isto é, com execução de aterros com alturas até 4,50m sobre o terreno existente (margem direita), resultou uma proposição de Seção Tipo como uma seção adaptada da Seção Tipo 1, agora denominada Seção Tipo 4 (Arroio Santo Agostinho – Est. 0 a 0+700), conforme indicado na Figura 39 a seguir. O reforço na base do aterro deverá ser com geogrelhas de resistência a tração não inferior a 400kN/m (ou dupla geogrelha de 200kN/m) e colchão drenante de areia.





Figura 39. Seção Tipo 04 Arroio Santo Agostinho (Est. 0 a 0+700), com Reforço T=400kN/m.



Observações:

- 1) Aterro executado com solo compactado (jazida), com reforço da base através de Geogrelha T=400kN/m (unidirecional);
- 2) A aplicação da geogrelha deverá ser executada sobre fundação regularizada com solo arenoso drenante, espessura  $\geq 0,50\text{m}$ . Eventuais bolsões de lixo, material tecnogênico ou solo instável depositado por dragagens anteriores deverão ser removidos pela operação de regularização;
- 3) Deverá ser assegurada uma folga mínima de 4,00m entre o pé do dique e a crista da escavação da margem interna do arroio;
- 4) Aterros dos diques são sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva. No trecho inicial (est. 0 a 0+700m) recomenda-se a execução de geodrenos e aceleração de recalques para minimizar recalques por adensamento posteriores;
- 5) Revestimento do talude externo do dique deverá ser executado com colchão reno (gabiões) e manta geotêxtil não tecido RT10;
- 6) Estrada de O&M acompanha o lado interno dos diques;

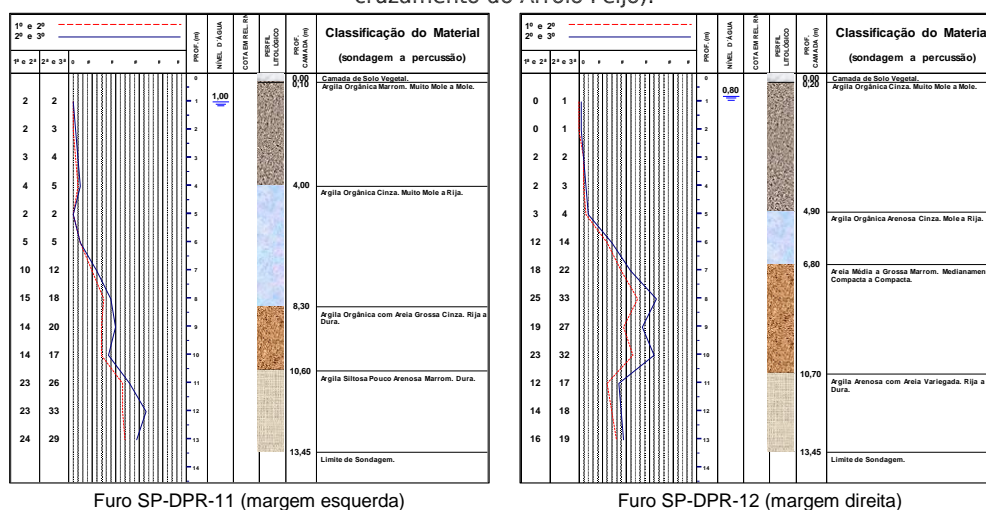


Para os demais segmentos do Arroio Santo Agostinho, permanecem válidas as mesmas considerações anteriores dos diques (seções tipo), embora tenha havido pequena adequação na cota de coroamento dos diques, sem reflexo significativo nas análises geotécnicas.

**Arroio Feijó**

No cruzamento do Arroio Feijó com o Dique Principal as condições de fundação estão representadas pelos furos SP-DPR-11 (margem esquerda) e SP-DPR-12 (margem direita), cujos perfis estão reproduzidos na Figura 40. Observa-se a existência de camadas superficiais de argilas moles orgânicas compressíveis e baixa resistência, com espessuras variáveis entre 5 e 7m.

Figura 40. Resultados Furos SP-DPR-11 e SP-DPR-12 (sondagens Dique Principal no cruzamento do Arroio Feijó).

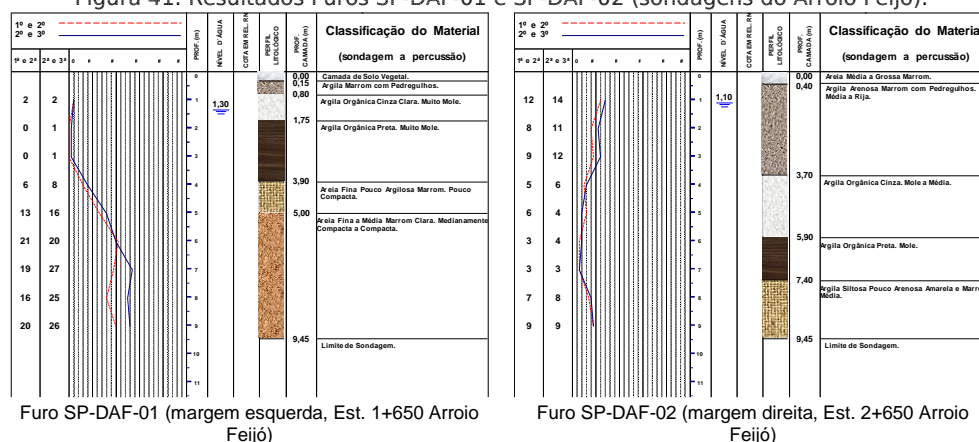


A sondagem SP-DAF-01 (margem esquerda do Arroio Feijó), distante cerca de 650m à montante do Dique Principal e a sondagem SP-DAF-02 (também na margem esquerda do Arroio Feijó), localizada cerca de 1.650m à montante do Dique Principal, mostram continuidade da camada de argila mole com características orgânicas, conforme evidenciado na Figura 41. No entanto, o perfil SP-DAF-01 apresenta uma menor espessura da camada mole (cerca de 4m), enquanto o furo SP-DAF-02 revela que aterros já foram executados no local, estando a camada argilosa mole confinada entre 3 e 6m de profundidade, apresentando-se ligeiramente mais resistente.





Figura 41. Resultados Furos SP-DAF-01 e SP-DAF-02 (sondagens do Arroio Feijó).



Foram revistas as seções geotécnicas tipo anteriormente propostas para os Diques do Arroio Feijó, considerando a cota de coroamento no entorno da EL.+6,50m no segmento onde ocorrem solos moles mais espessos (inclusive com análises de estabilidade complementares), concluindo-se pela necessidade de manutenção das proposições iniciais. Ou seja, há necessidade de reforço da base dos aterros, com a colocação de geogrelhas unidirecionais com resistência a tração não inferior a 200kN/m.

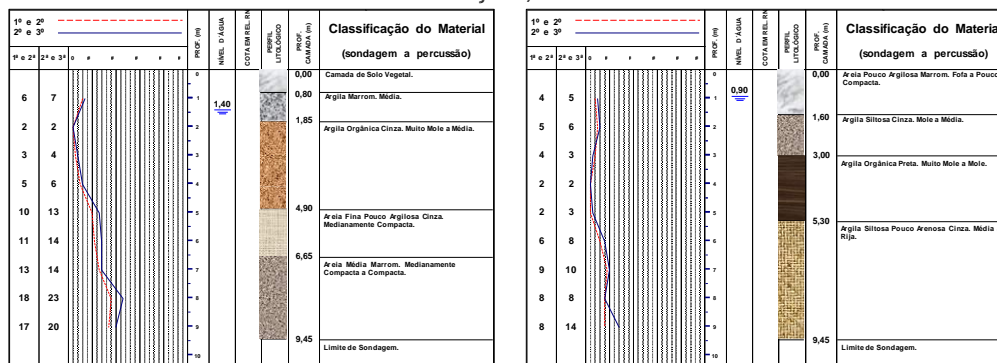
*Arroio São João*

Aproximadamente entre as estacas 0+420 e 0+980 do eixo de projeto da retificação do Arroio São João, tem-se trecho coincidente com a variante do Dique Principal (que envolve a ETE Alvorada). Neste segmento, no lado esquerdo se prevê aterro para o Dique e no lado direito uma seção de dragagem do Arroio São João. O terreno natural está numa cota baixa e virgem, oscilando no entorno da EL.+2,0m ao longo deste segmento.

Considerando a cota de coroamento prevista (+6,50m) e as condições de fundação ilustradas pelos furos SP-DPR-19 e SP-DSJ-01 (Figura a seguir) se verifica ocorrência de solos moles de baixa resistência (camadas de argila orgânica), com espessuras variáveis entre 4 e 6m. No entanto, sondagens existentes na área da ETE Alvorada (próxima do local), mostram que nesta área podem ocorrer bolsões e lentes de argilas moles com espessuras de até 10m. Por esta razão, as análises foram realizadas considerando-se um perfil de solo mole com espessuras médias de 8 m.



Figura 42. Resultados Furos SP-DPR-19 e SP-DSJ-01 (sondagens do Dique Principal e Arroio São João).



Furo SP-DPR-19 (margem esquerda, Arroio São João)

Furo SP-DSJ-01 (margem esquerda, Arroio São João)

Para estas condições de fundação e alturas de aterro compactado da ordem de 4,50m, não foi possível viabilizar a estabilidade do maciço terroso sem emprego de pequenas bermas laterais, com largura de 3,00m, bem como obrigatório reforço da base dos aterros com utilização de geogrelhas duplas com T=400kN/m, conforme ilustrado na (Seção Tipo 05, com bermas e geogrelhas).

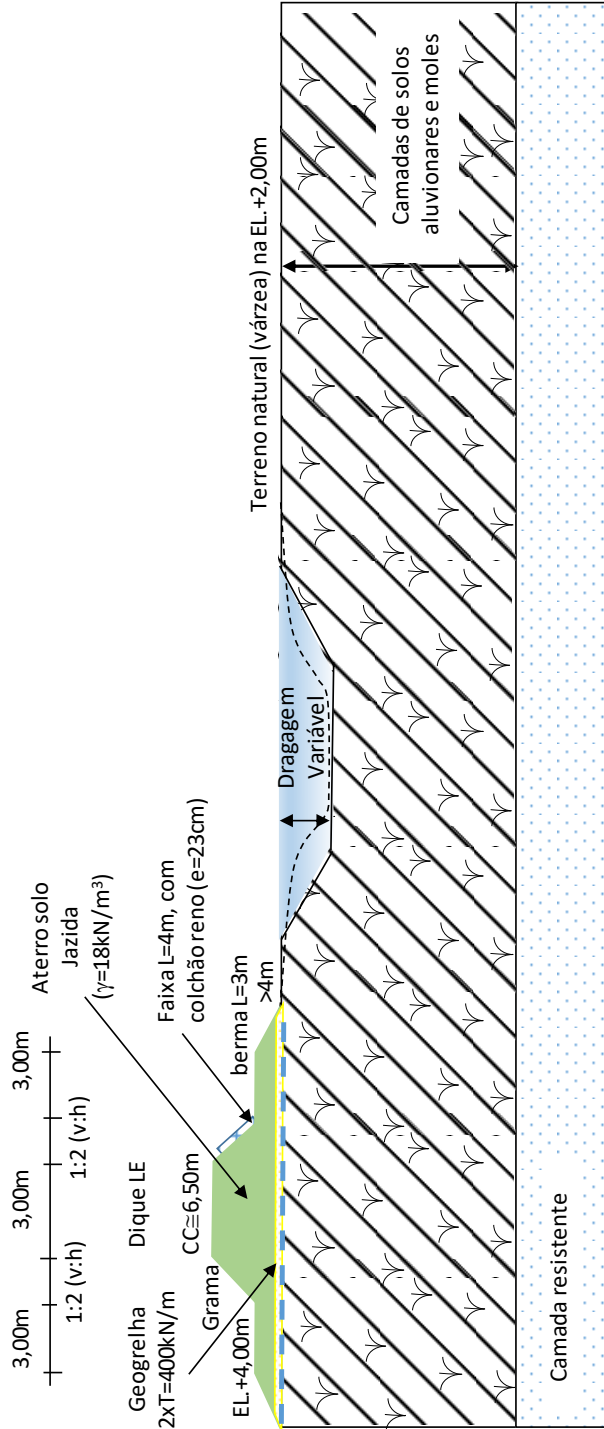
No entanto, no segmento existe limitação de espaço, na faixa de passagem entre o limite da ETE Alvorada (existente) e a margem do Arroio São João (existente). Ou seja, para implantação da seção tipo proposta com bermas laterais de equilíbrio (uma vez mantida a impossibilidade de avanço físico para o lado da ETE) seria necessária a retificação do traçado do Arroio São João, deslocando o eixo lateralmente cerca de 15 a 20m, na direção da várzea. Como esta operação implicaria também em aterros submersos (com material granular) sobre o leito existente do Arroio (sobre solos moles), optou-se pela utilização de Seção Tipo com aterro estaqueado (utilizada no Dique Principal), conforme mostrado na Figura - Seção Tipo 05, com aterro estaqueado.

Após a estaca 1+000 e prolongando-se até por volta da estaca 1+720, a concepção geométrica previu a construção de bermas laterais com pelo menos 6,00m de largura. O terreno natural situa-se no entorno da EL.+3,00m. A revisão das análises de estabilidade de taludes dos aterros neste segmento, resultou na concepção apresentada na Figura 45 (Seção Tipo 06) a seguir (sem necessidade de reforço com geogrelhas, em função da berma prevista). Estas bermas laterais também poderão servir como estradas de O&M.

Para os demais segmentos dos diques do Arroio São João permanecem válidas as indicações de seções tipo anteriormente definidas.



Figura 43. Seção Tipo 05 Arroio São João (Est. 0+420 a 0+980), com necessidade de bermas laterais (estudada).

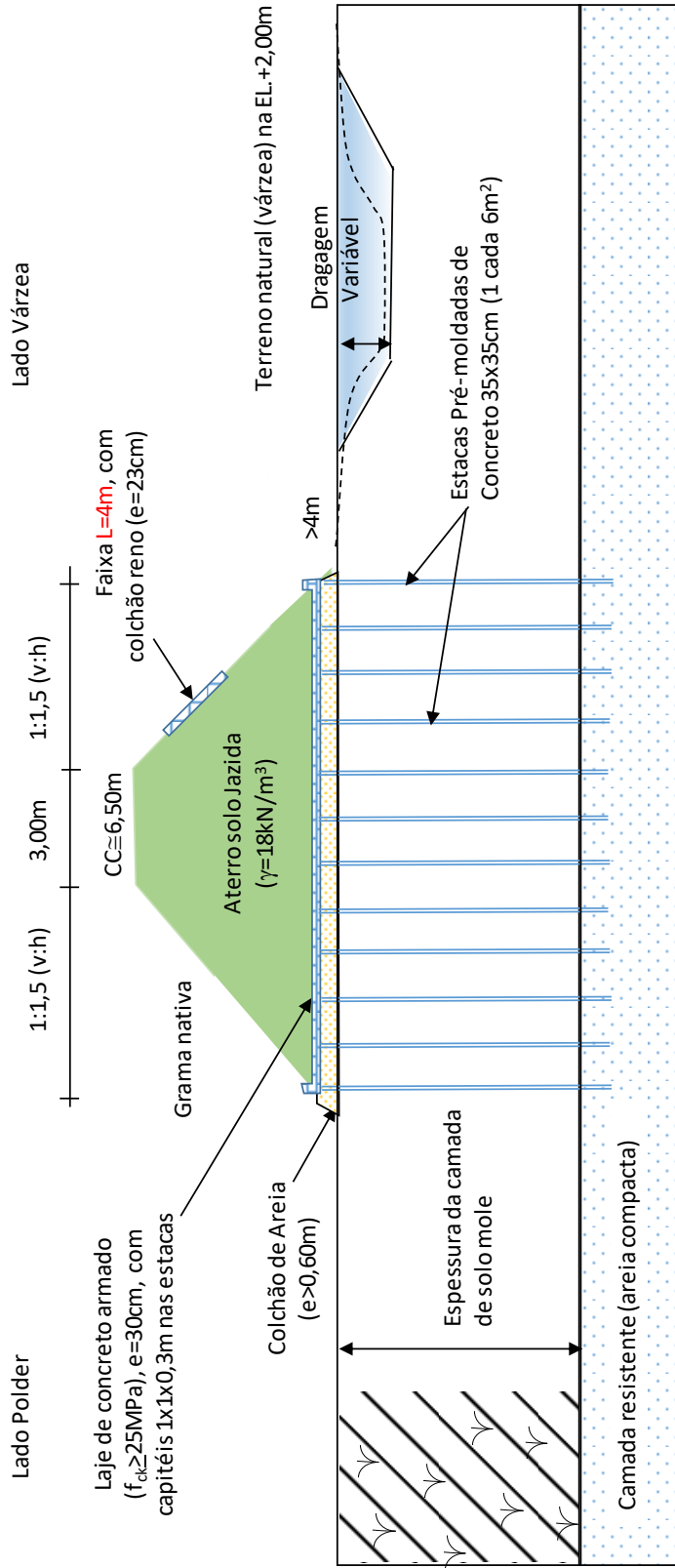


**Observações:**

- 1) Aterro das bermas executado com solo compactado (jazida), com reforço da base através de Geogrelha 2xT=400kN/m (unidirecional);
- 2) A aplicação da geogrelha deverá ser executada sobre fundação regularizada com solo arenoso. A base dos aterros deverá ter um colchão de areia/camada granular, espessura 0,80m, para inserção das geogrelhas;
- 3) Deverá ser assegurada uma folga mínima de 4,00m entre o pé da bermas e a crista da escavação da margem do arroio;
- 4) Aterros das bermas são sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva. Recomenda-se a execução de geodrenos e aceleração de recalques para minimizar recalques por adensamento posteriores;
- 5) Revestimento do talude externo do dique deverá ser executado com colchão Reno (gabiões) e manta geotêxtil não tecido RT10;



Figura 44. Seção Tipo 05 Arroio São João (Est. 0+420 a 0+980), com utilização de Aterro Estaqueado (Adotada).

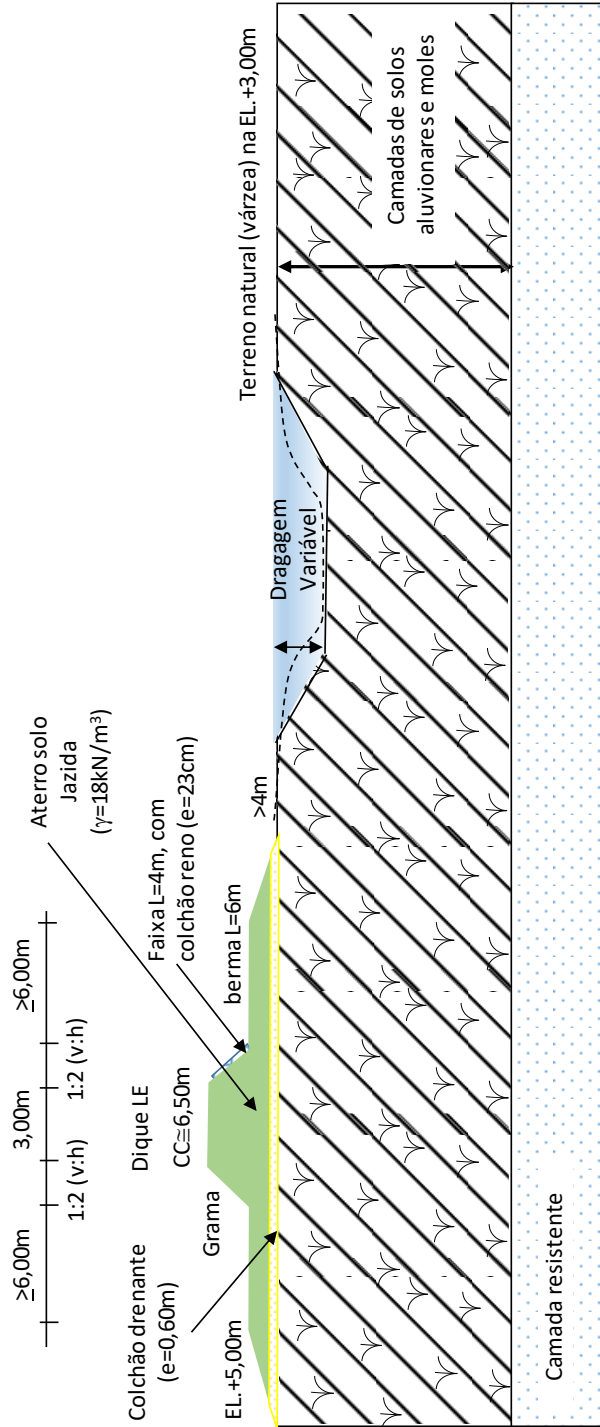


Observações:

- 1) Aterro com solo de jazida, compactado com controle tecnológico;
- 2) Colchão de areia executado como aterro de conquista e/ou aterro de ponta, sobre terreno natural;
- 3) Estacas pré-moldadas de concreto penetrando pelo menos 2,0m em camada resistente;
- 4) Laje de concreto armado executada sobre colchão de areia e/ou camada de regularização, com capitéis nas estacas;
- 5) Alternativa possui possibilidade de substituição da laje de concreto por dupla camada de geogrelhas e camada granular (travamento);



Figura 45. Seção Tipo 06 Arroio São João (Est. 1+000 a 1+720).



**Observações:**

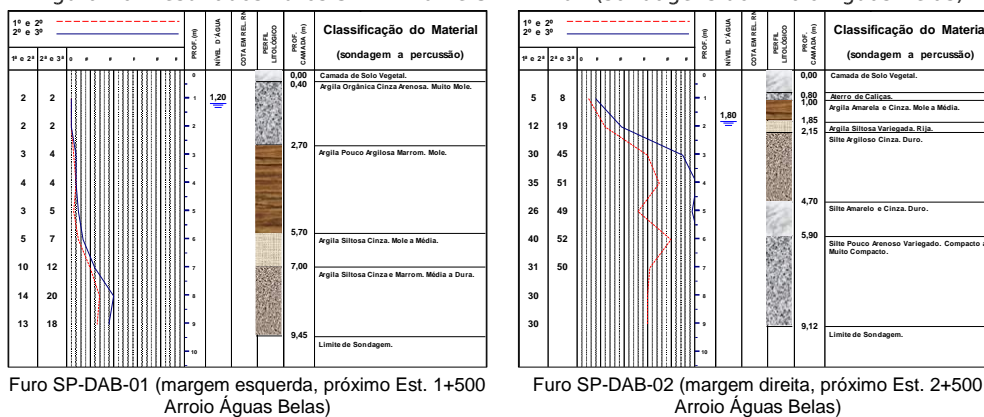
- 1) Aterro das bermas executado com solo compactado (jazida);
- 2) A base dos aterros deverá estar sobre fundação regularizada com solo arenoso e colchão de areia/camada granular, espessura 0,60m;
- 3) Deverá ser assegurada uma folga mínima de 4,00m entre o pé da berma e a crista da escavação da margem do arroio;
- 4) Aterros das bermas são sujeitos à recalques por adensamento, que deverão ser corrigidos anualmente por manutenção corretiva. Recomenda-se a execução de geodrenos e aceleração de recalques para minimizar recalques por adensamento posteriores;
- 5) Revestimento do talude externo do dique deverá ser executado com colchão areia (gabiões) e manta geotêxtil não tecido RT10;



Arroio Águas Belas

A Figura 46 mostra os resultados dos furos SP-DAB-01 e SP-DAB-02. Se observa que camadas de solos moles só aparecem no furo SP-DAB-01, mais próximo da várzea.

Figura 46. Resultados Furos SP-DAB-01 e SP-DAB-02 (sondagens do Arroio Águas Belas).



Foram revisadas as seções tipo anteriormente concebidas para os Diques do Arroio Águas Belas, considerando a Cota de Coroamento na EL. +6,50m no segmento onde ocorrem solos moles mais espessos, concluindo-se pela necessidade de manutenção das proposições iniciais. Isto é, há necessidade de reforço da base dos aterros, com a colocação de geogrelhas unidirecionais com resistência a tração não inferior a 200kN/m, nos segmentos indicados em projeto.

Análises de Estabilidade das Margens dos Arroios

As análises de estabilidade foram realizadas inicialmente para as condições estabelecidas no Estudo de Concepção original, levando em consideração as alturas máximas de aterros dos diques internos. Posteriormente, com a redução das cotas de coroamento, foram revistas todas as análises, conforme apresentado a seguir.

Análises do Anteprojeto Inicial

Foram realizadas análises de estabilidade de taludes para as margens dos arroios tomando-se como uma seção representativa a Seção Tipo 01 (Arroios).

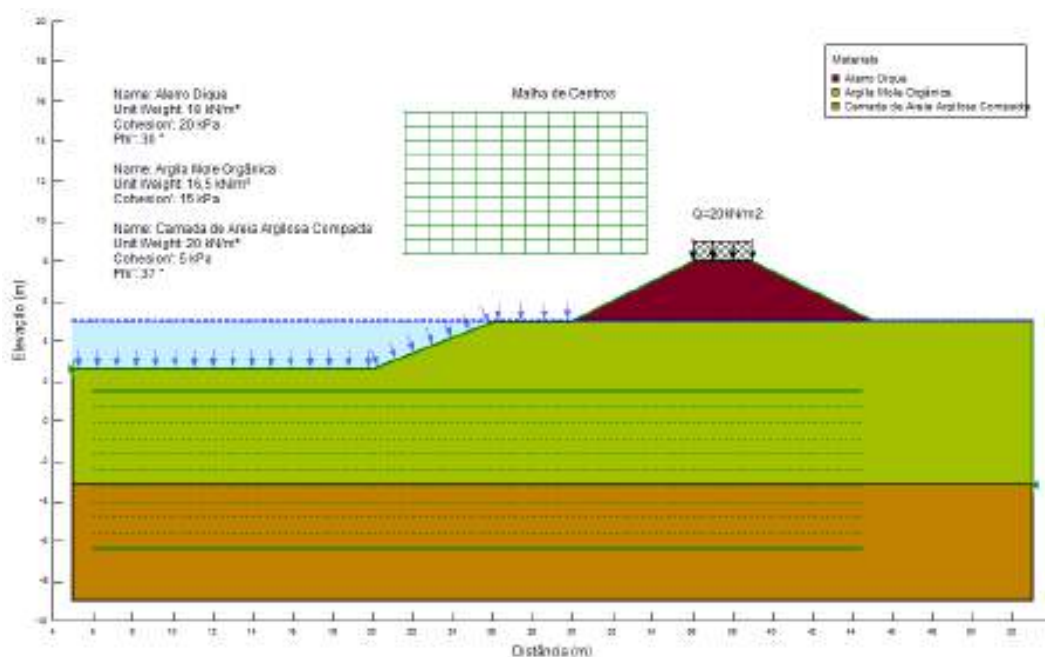
Para tanto, foi empregado o Software Slope/W, tendo como modelagem inicial a Figura 47.







Figura 47. Seção Tipo 01 (Arroios) – Dados da Modelagem Geotécnica.



Os resultados das análises de estabilidade, após várias simulações realizadas, estão sintetizados nas Figuras a seguir (Figura 48 a Figura 51). Inicialmente, foram simuladas análises sem sobrecarga e sem reforço na base do dique (obteve-se  $FS=1,426$ ). Ao se introduzir a sobrecarga na crista ( $Q=20kN/m^2$ ), o  $FS$  se reduziu para  $FS=1,238$  (não satisfatório), sendo necessária então a colocação de reforço na base dos maciços de terra (geogrelhas), resultando na introdução de geogrelha unidirecional com resistência a tração não inferior a  $200kN/m$ . As seções com previsão de canalização e contenção lateral através de paredes em concreto e estaqueamentos deverão ser estudadas e detalhadas na fase de projeto executivo.



Figura 48. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Sem Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,426).

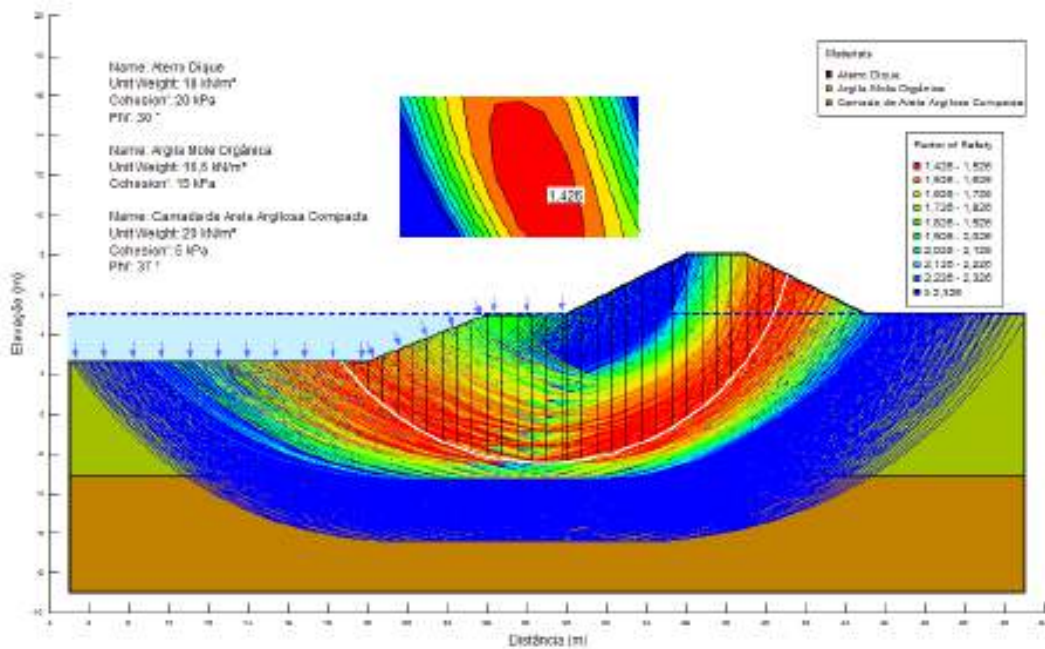


Figura 49. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Com Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,238).

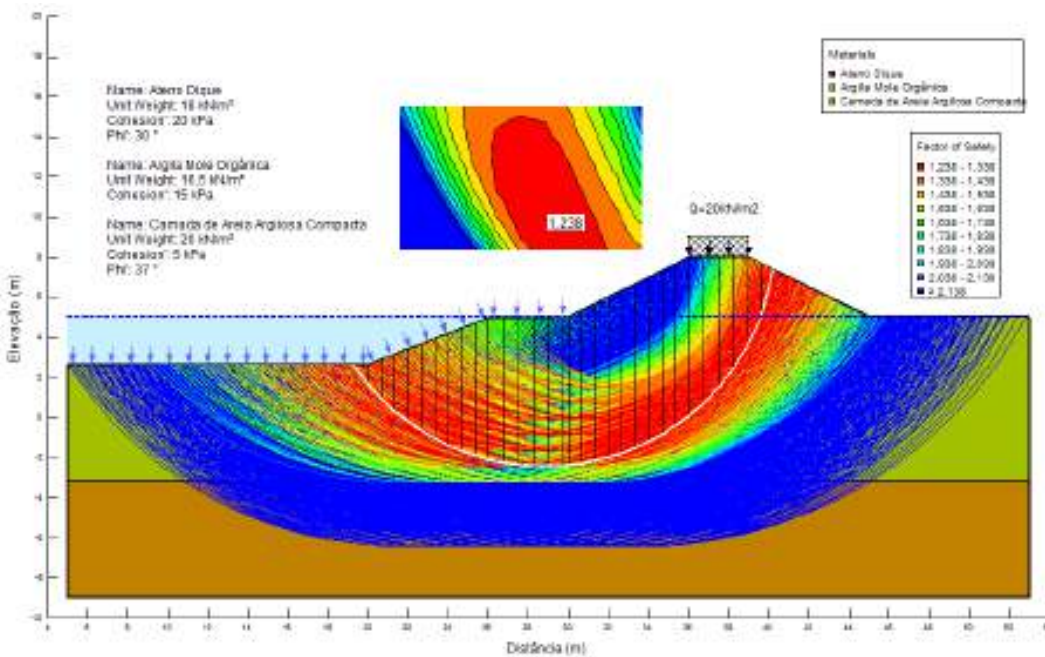




Figura 50. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço T=200kN/m (FS=1,538).

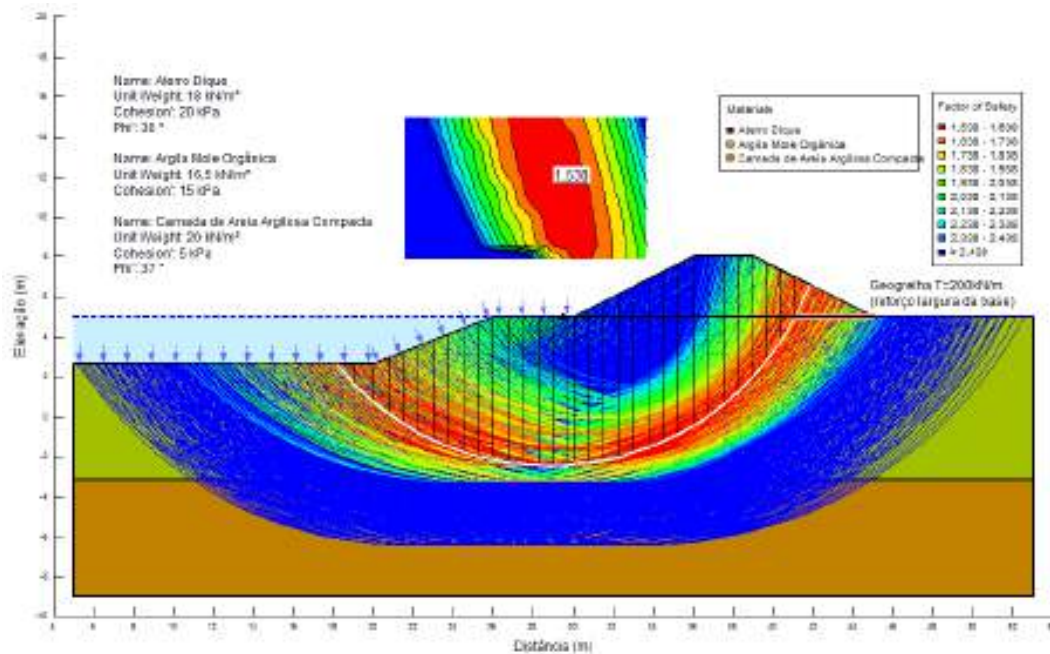
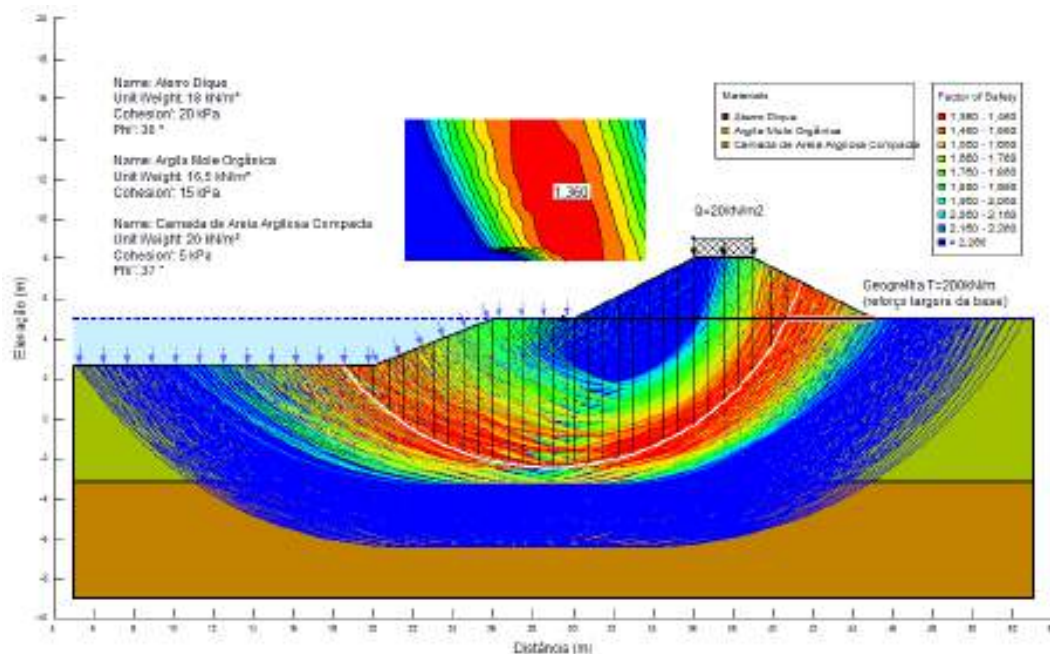


Figura 51. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço T=200kN/m (FS=1,360).



Nesse caso, considerou-se que a hipótese de sobrecarga na crista do aterro será muito eventual, visto que o tráfego de veículos se dará pelo lado interno da estrutura. Assim, foram considerados satisfatórios os resultados mostrados na Figura 51, ou seja, FS=1,538.



Análises do Anteprojeto Revisado

A seguir, apresentam-se os resultados das análises de estabilidade realizadas considerando as modificações dos diques internos (anteprojeto revisado). Os estudos são apresentados em separado, para cada Arroio analisado.

*Diques Arroio Santo Agostinho*

Para o trecho inicial do dique à montante do Dique Principal (estaca 0 a 0+700, aproximadamente), foram simuladas alternativas de concepção para o maciço dos diques, com altura de 4,50m, conforme análises a seguir. Na Figura 52 apresenta-se resultado de análise com aterro convencional, obtendo-se  $FS=0,980$  (não satisfatório). Nas Figura 52 a Figura 55 mostra-se alguns dos resultados com alternativas de reforço da base dos aterros, com introdução de geogrelhas. Foi considerado satisfatório  $FS=1,498$  encontrado para alternativa de aterro com reforço de geogrelha de  $T=400kN/m$ , visto que a incidência da sobrecarga será eventual (não permanente).

Figura 52. Seção Tipo 04 (Arroio Santo Agostinho), Estaca 0 a 0+700 – Hipótese Aterro Convencional ( $FS=0,980$ ).

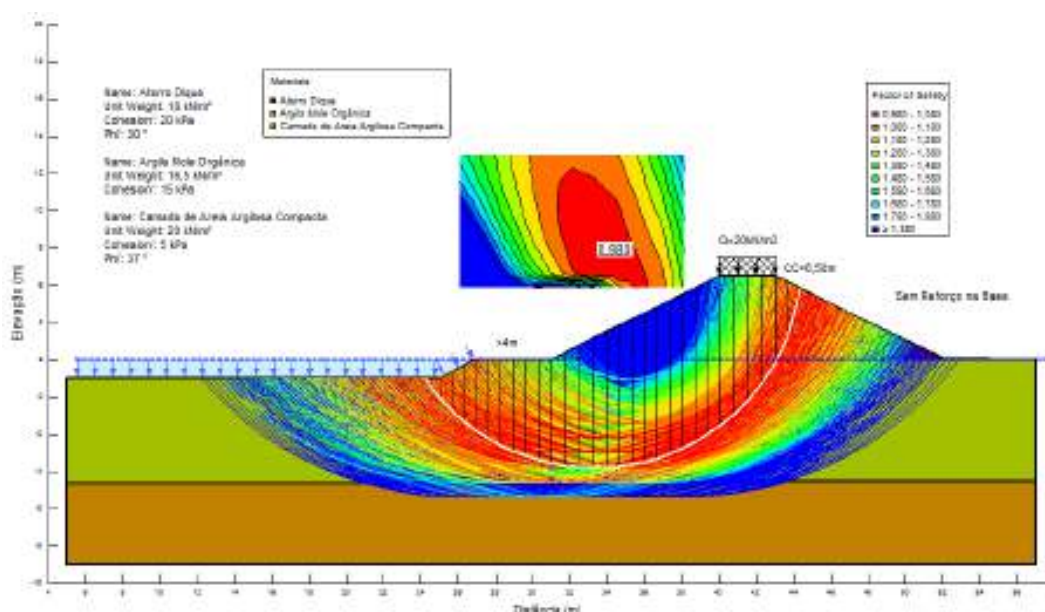




Figura 53. Seção Tipo 04 (Arroio Santo Agostinho), Estaca 0 a 0+700 – Hipótese Aterro Convencional Com Reforço na Base – Geogrelha T=200kN/m (FS=1,235).

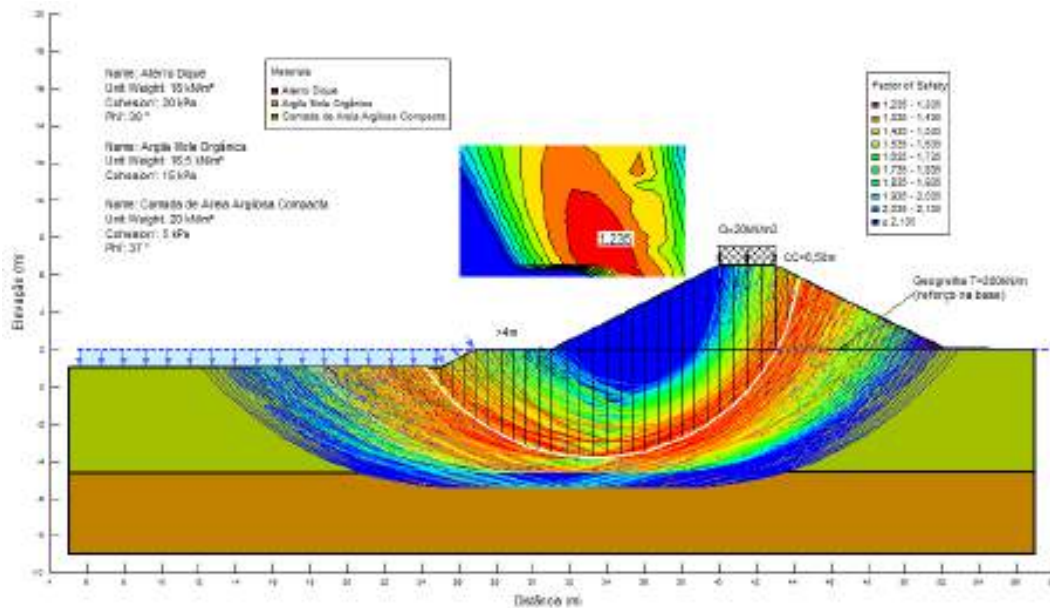


Figura 54. Seção Tipo 04 (Arroio Santo Agostinho), Estaca 0 a 0+700 – Hipótese Aterro Convencional Com Reforço na Base – Geogrelha T=400kN/m (FS=1,350).

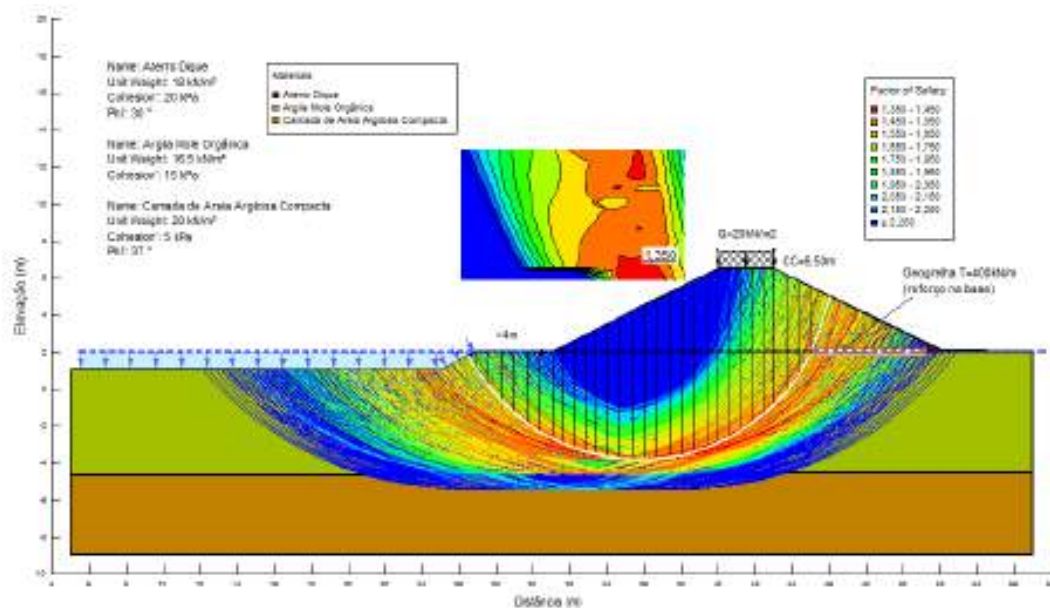
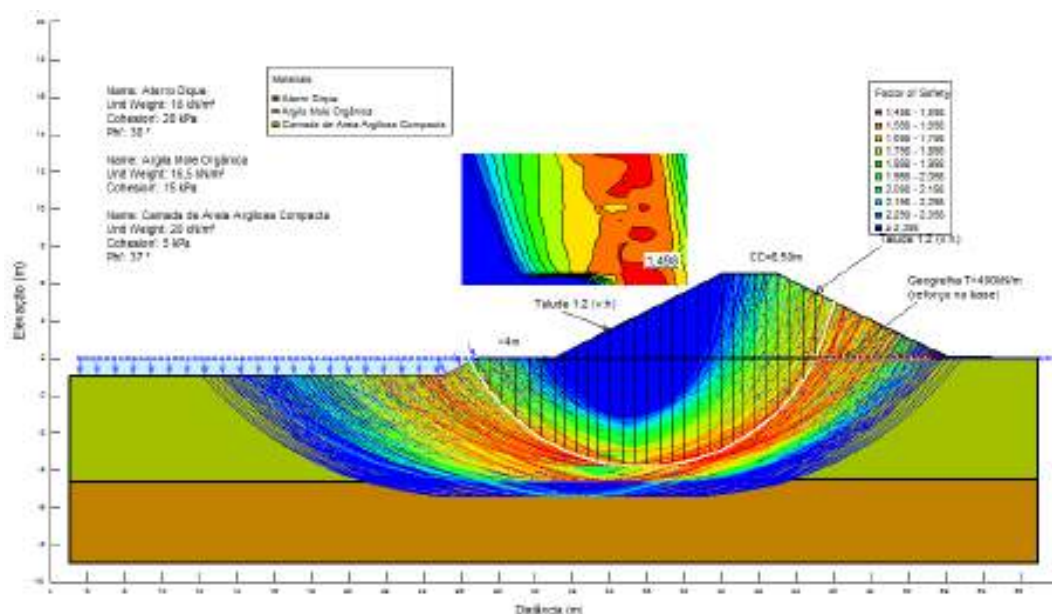




Figura 55. Seção Tipo 04 (Arroio Santo Agostinho), Estaca 0 a 0+700 – Hipótese Aterro Convencional, Sem Sobrecarga, Com Reforço na Base – Geogrelha T=400kN/m (FS=1,498).



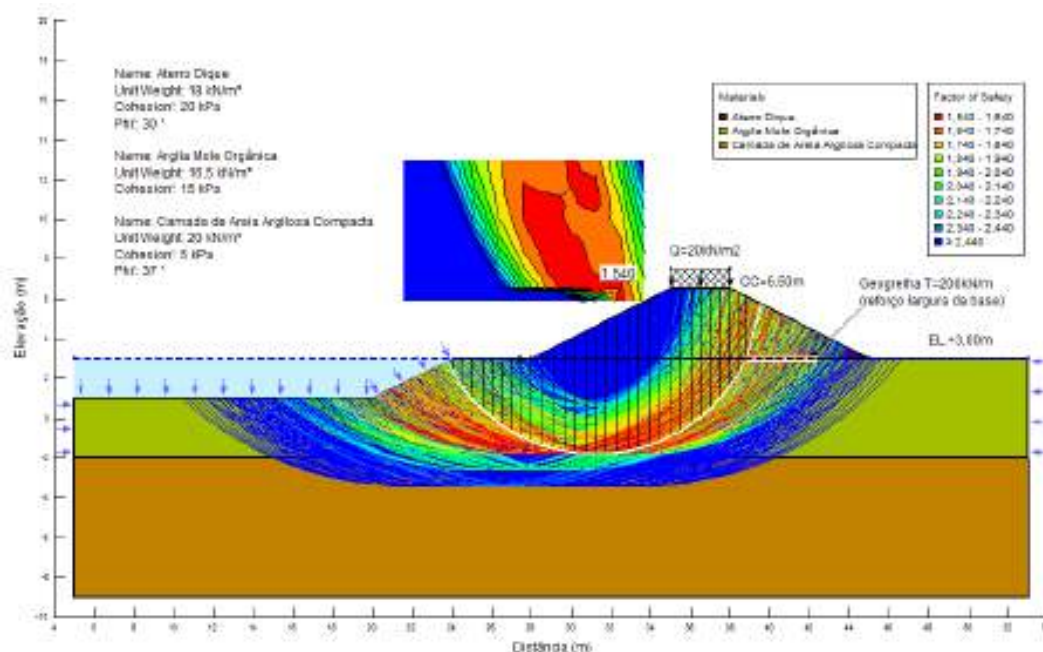
Para os demais trechos do Arroio Santo Agostinho permanecem válidas as análises anteriores.

#### Diques Arroio Feijó

Para os diques no Arroio Feijó, permanecem válidas as análises de estabilidade anteriores. Na Figura 56 mostra-se resultado ilustrativo de seção geotécnica analisada nas imediações da Estaca 1+650, considerando-se sobrecarga de 20kN/m<sup>2</sup>. Para atender os requisitos de estabilidade é necessária a introdução de reforço da base com geogrelhas (T=200kN/m), obtendo-se FS=1,540.



Figura 56. Seção Tipo 01 (Arroio Feijó), Hipótese Aterro Convencional Com Reforço na Base – Geogrelha T=200kN/m (FS=1,540).



*Diques Arroio São João*

A seguir, são apresentados os resultados das novas análises realizadas para os segmentos localizados entre as seguintes estacas: 0+420 a 0+980 (trecho coincidente com o Dique Principal) e 1+000 a 1+720.

*Análises do Segmento 0+420 a 0+980*

Figura 57. Seção Tipo 05 (Arroio São João), Hipótese Aterro Convencional Com Sobrecarga (FS=0,868).

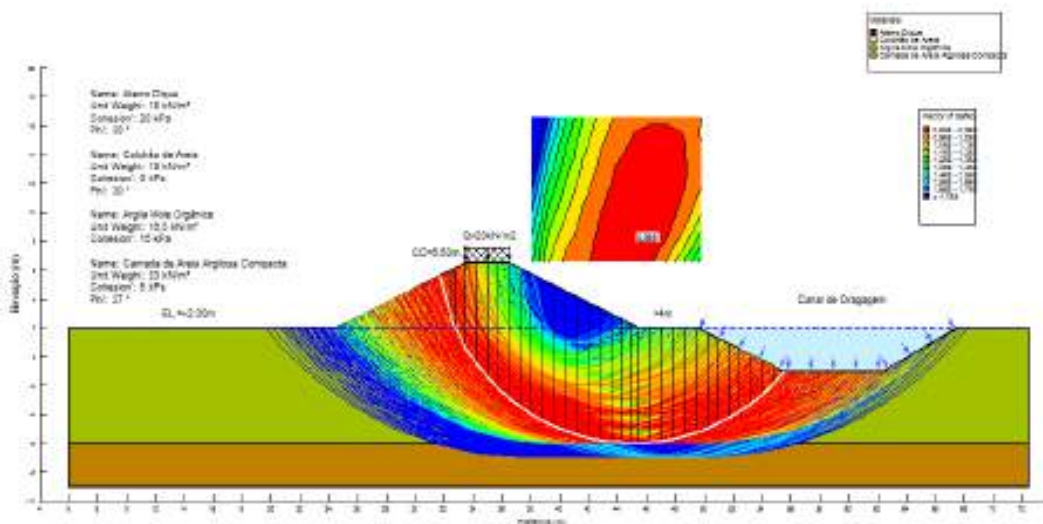




Figura 58. Seção Tipo 05 (Arroio São João), Hipótese Aterro Convencional Com Reforço na Base – Geotelha T=200kN/m (FS=1,063).

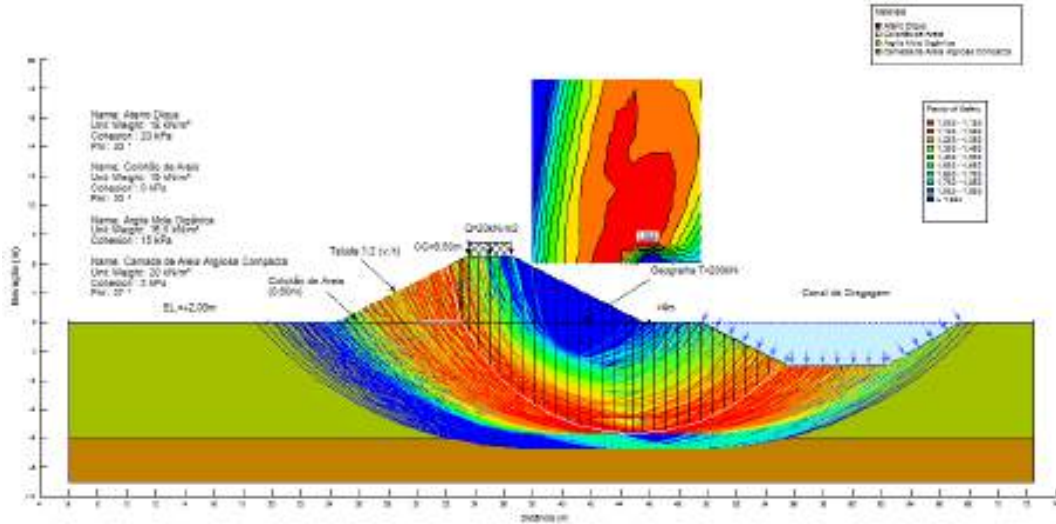


Figura 59. Seção Tipo 05 (Arroio São João), Hipótese Aterro Convencional Com Reforço na Base – Geotelha T=200kN/m (FS=1,136).

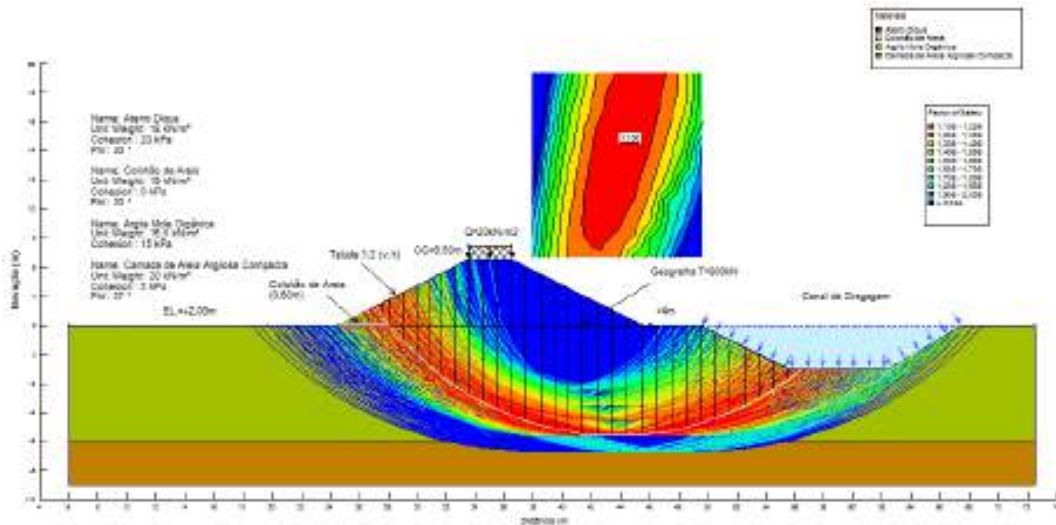






Figura 60. Seção Tipo 05 (Arroio São João), Hipótese Aterro Com Berma de 4m Sem Reforço na Base (FS=0,921).

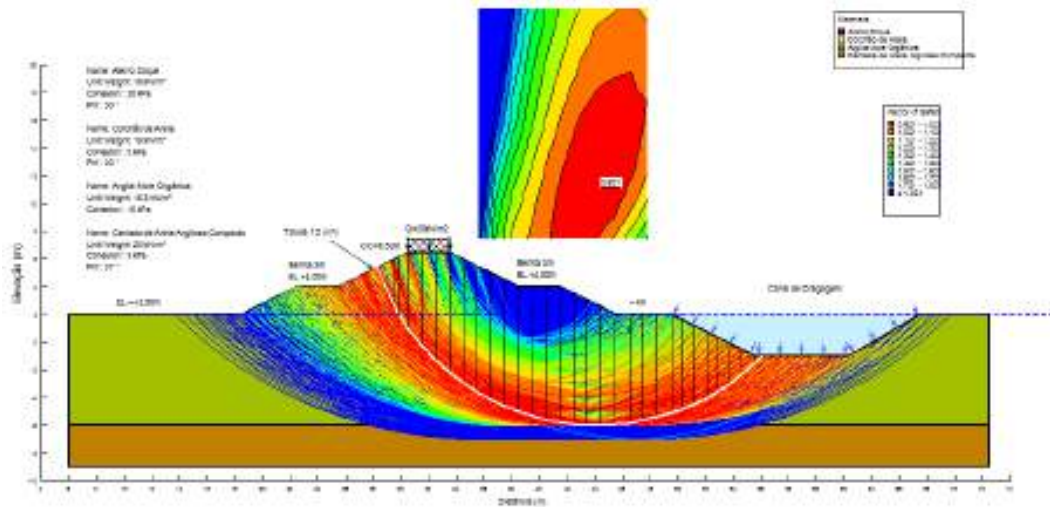
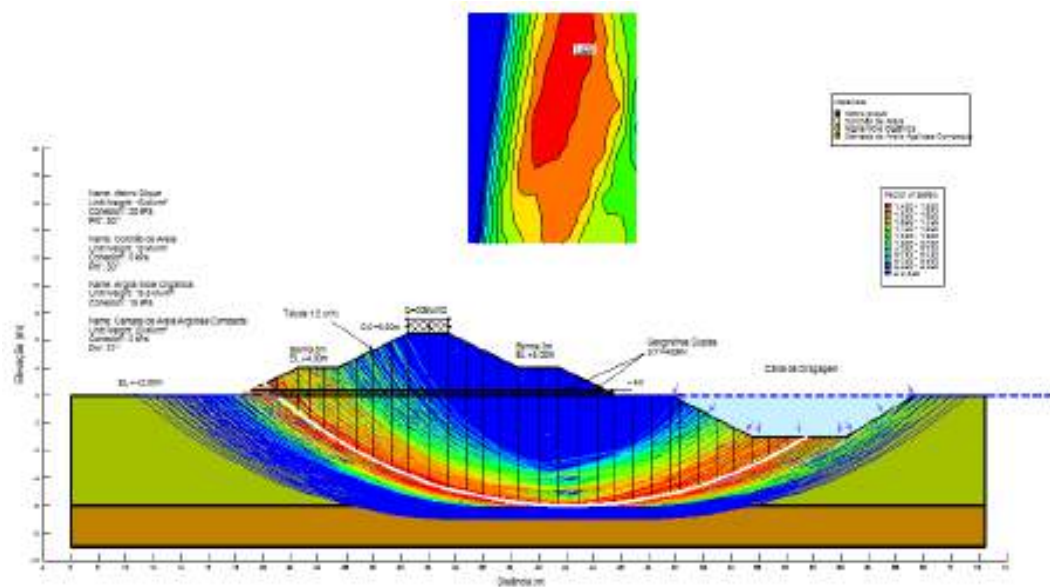


Figura 61. Seção Tipo 05 (Arroio São João), Hipótese Aterro Com Berma de 4m Com Reforço na Base, Geogrelhas 2xT=400kN (FS=1,420).





**Análises do Segmento 1+000 a 1+720**

Figura 62. Seção Tipo 06 (Arroio São João), Hipótese Aterro Com Berma de 6m Sem Reforço na Base (FS=1,462).

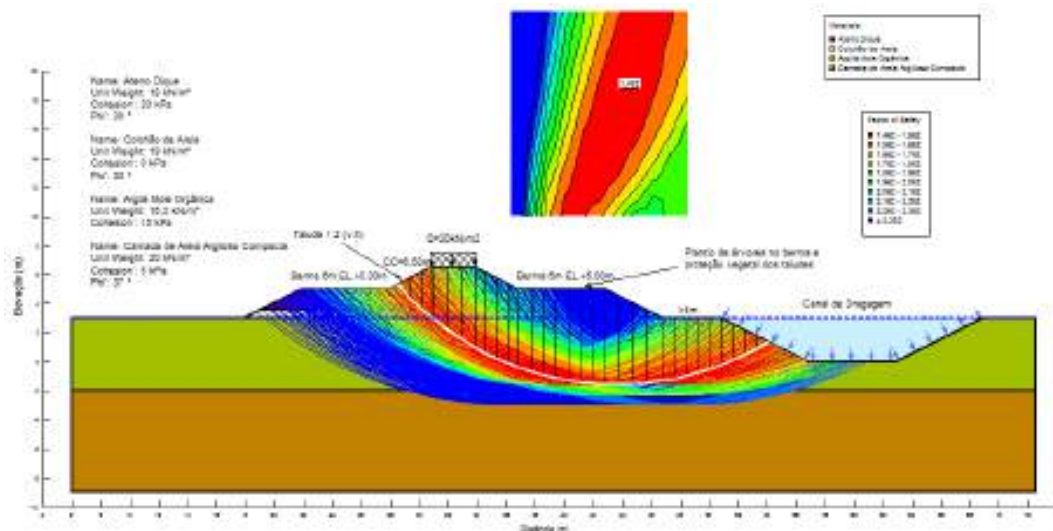
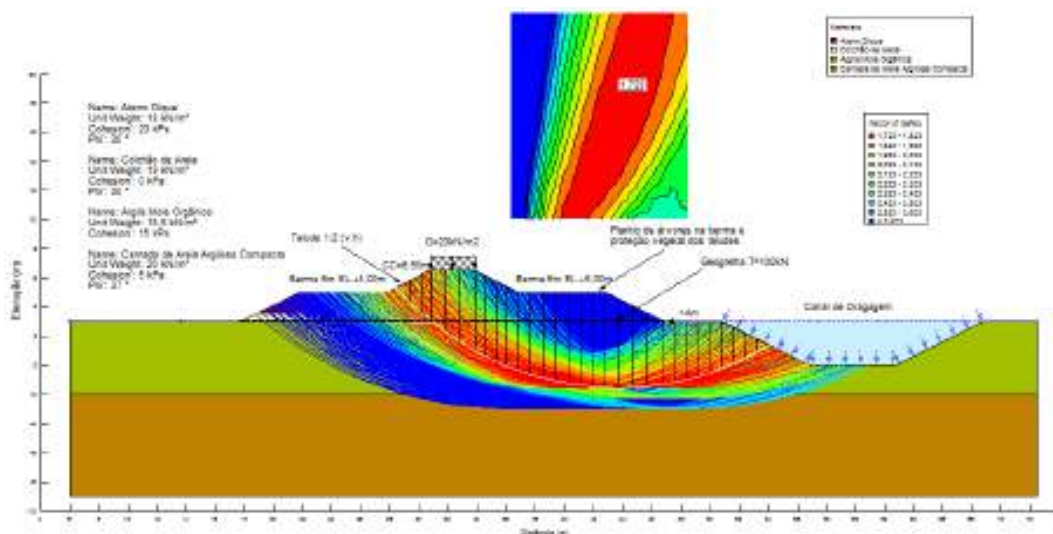


Figura 63. Seção Tipo 06 (Arroio São João), Hipótese Aterro Com Berma de 6m Com Reforço na Base, Geogrelhas T=100kN (FS=1,723).



Para as Seções analisadas acima (segmento estacas 1+000 ao 1+720), considerando a implantação por etapas, optou-se pela adoção de aterros com bermas laterais sem utilização de geogrelhas.



#### 4.5.2 Simulação e Modelagem Hidráulico/Hidrológica

As simulações e modelagens hidrodinâmicas realizadas para delineamento do Plano de Ação foram apresentadas no item 4.3.6. Elas representam os riscos assumidos para o faseamento das obras. Do ponto de vista hidrológico, pode-se destacar:

- As obras da 1ª Fase irão proteger integralmente a população atingida pelas as cheias do rio Gravataí;
- As cheias oriundas dos arroios afluentes do rio Gravataí terão cobertura na fase complementar de construção dos diques e obras associadas (2ª Fase), tais como: casa de bombas e infraestrutura local;
- A criação dos polders em suas diferentes fases preverão obras escalonadas. Inicialmente, as casas de bombas serão dimensionadas para cheias atuais da ordem de Tr 10 anos. Com a finalização das obras, as casas de bombas atingirão seu potencial e horizonte de projeto (Tr 25 anos) para ocupação do uso e cobertura do solo em 2045.

#### 4.5.3 Casas de Bombas e Reservatórios de Detenção de cheias internas Associados

Como discorrido no item anterior, as casas de bombas serão implementadas seguindo um cronograma de evolução do uso e ocupação do solo. As estruturas físicas preverão a ampliação em etapas construtivas de investimentos de recursos financeiros, considerando na 1ª Fase, a atual ocupação e cheias com tempo de recorrência da ordem de 10 anos, conforme Quadro 13.

Com o objetivo de prevenção contra ocupação irregular de áreas previstas para os reservatórios de detenção de cheias internas e amortecimentos dessas cheias para drenagem pluvial interna dos polders criados, foram mantidos alguns reservatórios chaves na implementação das obras de 1ª Fase, os quais estão apresentados no Quadro 13. Suas características originais de dimensionamento foram mantidas inalteradas.

Quadro 13. Casas de bombas previstas na 1ª Fase de implantação dentro das alternativas empregadas na matriz de decisão e reservatórios de detenção associados.

Estações de Bombeamento	Bacia Hidrográfica	Nome do Reservatório	Vazão (m³/s) de bombeamento	Área do Reservatório (ha)	Prof. do reservatório (m)	Vol. do reservatório (m³)
EBFJ02	Feijó	SJ-01	3,5	31,0	1,0	310,0
EBFJ03	Feijó	AF-07	3,0	5,0	1,5	75,0
EBFJ04	Feijó	AF-08	3,5	9,0	1,5	135,0
EBFJ05	Feijó	AF-09j	2,0	10,0	1,0	100,0
EBFJ06	Feijó	-	5			
<b>Total Geral</b>	<b>Feijó</b>		<b>12</b>	<b>57</b>		<b>690</b>
EBSA01	Santo Agostinho	AF-09 m	3	15	1	150
EBSA02	Santo Agostinho	-	2	-	-	-
<b>Total</b>	<b>Santo Agostinho</b>		<b>5</b>			
EBSJ01	São João	SJ-01	2,5	22,0	1,0	220,0



Estações de Bombeamento	Bacia Hidrográfica	Nome do Reservatório	Vazão (m³/s) de bombeamento	Área do Reservatório (ha)	Prof. do reservatório (m)	Vol. do reservatório (m³)
EBSJ02	São João	-	1,5	-	-	-
EBSJ03	São João	-	2,5	-	-	-
EBSJ04	São João	-	6,0	-	-	-
<b>Total</b>	<b>São João</b>		<b>12,5</b>			
EBAB02	Águas Belas	-	3,5	-	-	-
EBAB03	Águas Belas	-	6,5	-	-	-
EBAB04	Águas Belas	-	8,0	-	-	-
EBAB05	Águas Belas	-	2,5	-	-	-
EBAB06	Águas Belas	-	5,5	-	-	-
EBAB07	Águas Belas	AB-07	3,0	6,0	2,0	120,0
<b>Total</b>	<b>Águas Belas</b>		<b>29</b>			

Nas 2ª e 3ª Fases de implantação das obras de proteção contra cheias, as casas de bombas deverão receber os investimentos necessários para atingir a proteção dimensionada no Estudo de Concepção.

#### 4.5.4 Dragagem

As dragagens previstas dos arroios internos nos trechos onde não serão implementadas obras de contenção de margens dos arroios foram consideradas em algumas alternativas, listadas na Matriz de Apoio à Decisão, como obras de 2ª Fase e/ou 3ª Fase complementar a 1ª fase. Elas são indispensáveis para a proteção hidrológica de final do plano de proteção contra as cheias internas.

#### 4.5.5 Revestimentos de taludes/proteção

Igualmente aos demais itens previstos nas obras projetadas no Estudo de Concepção, alguns revestimentos/proteção de taludes foram retardados para serem implantados na 3ª Fase das obras. Existe, naturalmente, um risco associado a essa medida no aumento das operações de manutenção dos taludes dos diques, contudo, facilmente absorvido pelos custos de operação e manutenção do sistema projetado.

Os revestimentos dos taludes dos canais internos dos arroios não foram removidos como dos diques internos e principal junto ao rio Gravataí, mantendo a segurança necessária a integridade das obras.

#### 4.5.6 Borda livre

Com o intuito de minimizar os custos iniciais de implantação das obras de proteção contra cheias do rio Gravataí, a borda livre associada ao somatório dos efeitos da cheias, ventos e movimentação da massa líquida sobre os taludes dos diques foi diminuída na 1ª Fase para o valor mínimo de 1 metro. Dessa maneira, as cotas de coroamento dos diques principais e internos ficaram estabelecidos nos valores descritos no Quadro 14.



Na 3ª Fase de implantação das obras, os valores originalmente encontrados no Estudo de Concepção deverão ser atingidos.

Quadro 14. Cota de Coroamento (CC) dos Diques internos adotados para 1ª Fase de obras.

Diques Internos	Cota de Coroamento do Dique
Foz do Feijó	EL. 6,2 m
1,8 km da Foz do Feijó	EL. 6,2 m
2,5 km da Foz do Feijó	EL. 7,8 m
2,7 km da Foz do Feijó	EL. 8,1 m
2,9 km da Foz do Feijó	EL. 8,5 m
3,0 km da Foz do Feijó	EL. 8,6 m
Foz do Santo Agostinho	EL. 6,2 m
1,5 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 7,5 m
2,3 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 7,8 m
2,5 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 8,0 m (nível do terreno)*
Foz do São João	EL. 6,5 m
2,8 km da Foz do São João	EL. 8,0 m
2,9 km da Foz do São João	EL. 8,5 m
3,0 km da Foz do São João	EL. 8,7 m
3,1 km da Foz do São João até o terreno natural	EL. 9,0 m
Foz do Águas Belas	EL. 6,7 m
3,5 km da Foz do Águas Belas	EL. 8,5 m
3,7 km da Foz do Águas Belas	EL. 9,0 m
4,0 km da Foz do Águas Belas	EL. 9,8 m
4,1 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,1 m
4,2 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,2 m
4,4 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,8 m
4,5 km da Foz do Águas Belas até a Av. Presidente Getúlio Vargas	EL. 11,0 m (nível do terreno)*

\* altura do dique é nula, isto é, a CC coincide com elevação do terreno natural. Fim do dique.

#### 4.6 Detalhamento das Atividades Necessárias para Implantação da Solução de Projeto

O Plano de Ação detalha as atividades necessárias para implementação das medidas previstas neste estudo ao longo do tempo, conforme descrito nos itens a seguir.

##### 4.6.1 Datas de licitação e contratação das obras

O processo licitatório para execução da 1ª Fase da obra terá seu início após a finalização dos Estudos Ambientais e dos Projetos de Engenharia (Projeto Básico e Projeto Executivo).

##### 4.6.2 Detalhamento dos projetos de engenharia e planos socioambientais

Com base no RDC, em acordo com a modalidade de Contratação Integrada, prevista na Lei Federal nº. 12.462, de 04 de agosto de 2011, a contratação do detalhamento do Projeto Básico e Projeto Executivo das obras deverá conferir maior liberdade no planejamento e execução das obras, com a adoção métodos construtivos mais eficientes, tomando-se como



base/referência o anteprojeto de engenharia e estudos ambientais no estudo de concepção do sistema de proteção contra cheias do rio Gravataí.

#### 4.6.2.1 Projeto Básico

A partir da solução consolidada advinda do Estudo de Concepção, efetuadas as devidas correções julgadas necessárias e aprovadas pela Fiscalização, serão realizados os trabalhos para o detalhamento do Projeto Básico, contemplando o Art. 9º da Lei Federal no.12.462/11.

##### a) Levantamentos de Campo e Estudos Complementares

Caso se constate a necessidade da realização de levantamentos de campo e estudos complementares, estes deverão ser realizados conforme descrito a seguir.

##### Levantamento planialtimétrico semi-cadastral

Caso necessário, será realizada a complementação do levantamento ao longo do traçado previsto dos diques, na extensão prevista, em uma faixa de 40 metros de largura (20 m para cada lado do eixo esperado). A planialtimetria deverá atender a uma escala horizontal de 1:1000, com equidistância entre curvas de nível de 0,5 m em áreas planas urbanas e 1,0 metro em áreas rurais ou de topografia ondulada. Este levantamento deverá representar habitações, cercas, postes, vias, emissários de esgoto e pluviais e quaisquer outros elementos de infraestrutura urbana ou pontos notáveis no terreno.

##### Complementação do Cadastro da rede de drenagem das sub-bacias

Se for necessário, será realizada a complementação do cadastro da macrodrenagem das sub-bacias contribuintes do rio Gravataí em Alvorada abrangendo as redes com seção igual ou superior a 0,8 m de diâmetro. Deverão ser cadastrados todos os trechos que forem interceptados pelo traçado dos diques, independentemente de diâmetro. Este cadastro deve envolver a medida da cota de fundo da seção, greide da via, dimensões dos dispositivos e condições de manutenção estrutural e de limpeza. Os cadastros e nivelamentos deverão ser georreferenciados ao mesmo sistema de referência da base cartográfica. Deverá ser indicado em planta o traçado da rede existente e a bitola quando houver transição e no início e final de cada tramo.

##### Levantamento topobatimétrico

Caso necessário, deverá ser realizado levantamento de seções topobatimétricas transversais em todos os cursos de água naturais e canais no território na área do projeto, incluindo os cursos de águas nas divisas políticas entre município. As seções complementares terão espaçamento médio de 50 metros, com largura estimada também em 50 metros.

Se o projeto requerer, deverá ser realizado levantamento de seções topobatimétricas transversais no rio Gravataí, no trecho adjacente a área de estudo. As seções deverão ser entregues consolidadas com o levantamento aerofotogramétrico, desenhadas com largura estimada em 2.500 metros (2,5 km). As seções deverão ser estendidas até as margens do rio, permitindo a concordância com a planialtimetria.



Tanto para as seções topobatimétricas transversais em cursos de água naturais, canais e no rio Gravataí deverá ser realizado o cadastro de todas as obstruções ao fluxo, como pontes, barreiras, etc. Devem ser representadas mudanças bruscas em declividade e também estreitamento de seções.

#### Complementação do Levantamento Geotécnico

Os levantamentos devem permitir conhecer a natureza do solo, posicionamento das diversas camadas, parâmetros físicos e mecânicos e nível do lençol freático. Para obter esses dados, caso haja necessidade, devem ser realizadas sondagens, ensaios in-situ, retirada de amostras e ensaios de laboratório. Para a determinação de parâmetros em laboratório devem ser retiradas amostras representativas, as quais podem ser indeformadas ou não dependendo do tipo de ensaios a que se destinam. Os locais das amostras devem ser correlacionados com as sondagens executadas, devendo as amostras serem identificadas e localizadas em plantas e em profundidade.

As investigações geotécnicas estão previstas para a faixa de implantação do dique (contemplada no levantamento planialtimétrico).

Também devem ser realizados levantamentos em jazidas e bota-fora. Deverão ser identificadas e caracterizadas as jazidas e áreas de bota-fora próximas a área de projeto para a estimativa de custos na implantação do dique e obras complementares.

A planta com os polígonos das jazidas na região do empreendimento deverá ser elaborada sobre a base de dados, trazendo informações como a localização da obra e acessos viários. Os memoriais deverão descrever os materiais disponíveis nas jazidas, as informações sobre a empresa que explora a jazida, bem como a cotação de valores unitários dos materiais necessários para a obra do dique. Convém ressaltar que as jazidas de materiais minerais a serem utilizados nas obras, tanto as comerciais quanto as exclusivas, deverão estar devidamente licenciadas.

#### Complementação dos Estudos hidrológicos

Serão complementados os estudos hidrológicos, caso necessário, considerando que são distintos para o rio Gravataí e para as bacias urbanas e deverão fornecer todos os elementos necessários para as atividades de simulação hidráulica.

Para a bacia do rio Gravataí, o estudo hidrológico deverá ser baseado em dados de vazão e níveis obtidos nas estações fluviométricas da bacia. As estatísticas de eventos extremos deverão ser regionalizadas para a seção de interesse (início do trecho de simulação hidráulica) nos tempos de retorno de projeto do dique. Caso os dados fluviométricos sejam julgados insuficientes deverão ser realizados estudos de chuva e cálculo de vazões com base em modelos chuva-vazão.

Para as sub-bacias urbanas, deverão ser realizados estudos de chuvas intensas para realização de simulação tipo chuva-vazão. Os parâmetros de escoamento superficial deverão ser validados com base na comparação dos valores de vazão calculados com dados existentes na bacia ou em bacias vizinhas. Para o dimensionamento de estruturas de armazenamento deverão ser calculados hidrogramas de projeto.



Nos estudos hidrológicos deverá ser definido o horizonte para o dimensionamento dos projetos bem como a definição dos coeficientes que representam a impermeabilização do solo nos cenários atuais e futuros. Tais cenários devem considerar a estimativa do crescimento do uso e ocupação do solo na bacia.

O rio Gravataí deverá ser simulado com modelo hidrodinâmico no trecho de interesse. Os níveis d'água calculados deverão ser validados com base em medições de nível existentes em posto fluviométrico. Deverão ser considerados os efeitos de remanso do delta do Jacuí como condição de contorno de jusante.

Os sistemas de macro e microdrenagem nas bacias urbanas deverão ser simulados através de programas computacionais com capacidade de representação hidrodinâmica do fluxo d'água. O modelo hidráulico será definido em reunião conjunta entre a Contratada e a Fiscalização.

Com base na topografia e no resultado das simulações hidráulicas, deverão ser consolidados os mapas de áreas inundáveis para o cenário atual sobre a cartografia, contemplando toda a área de estudo. Os mapas devem trazer a informação de nível d'água nas bordas da área inundada em cada seção transversal simulada.

Os mapas de áreas inundáveis devem conter, além das manchas de inundação para diferentes tempos de retorno (sugere-se 2, 10, 25, 50 e 100 anos), informações temáticas que expressem o risco em cada área, cruzando informações de velocidade e lâmina d'água nas áreas inundáveis com a situação de ocupação urbana e infraestrutura pública.

#### Complementação dos Estudos hidrológicos

Serão complementados os estudos hidrológicos, caso necessário, considerando que são distintos para o rio Gravataí e para as bacias urbanas e deverão fornecer todos os elementos necessários para as atividades de simulação hidráulica.

Para a bacia do rio Gravataí, o estudo hidrológico deverá ser baseado em dados de vazão e níveis obtidos nas estações fluviométricas da bacia. As estatísticas de eventos extremos deverão ser regionalizadas para a seção de interesse (início do trecho de simulação hidráulica) nos tempos de retorno de projeto do dique. Caso os dados fluviométricos sejam julgados insuficientes deverão ser realizados estudos de chuva e cálculo de vazões com base em modelos chuva-vazão.

Para as sub-bacias urbanas, deverão ser realizados estudos de chuvas intensas para realização de simulação tipo chuva-vazão. Os parâmetros de escoamento superficial deverão ser validados com base na comparação dos valores de vazão calculados com dados existentes na bacia ou em bacias vizinhas. Para o dimensionamento de estruturas de armazenamento deverão ser calculados hidrogramas de projeto.

Nos estudos hidrológicos deverá ser definido o horizonte para o dimensionamento dos projetos bem como a definição dos coeficientes que representam a impermeabilização do solo nos cenários atuais e futuros. Tais cenários devem considerar a estimativa do crescimento do uso e ocupação do solo na bacia.





O rio Gravataí deverá ser simulado com modelo hidrodinâmico no trecho de interesse. Os níveis d'água calculados deverão ser validados com base em medições de nível existentes em posto fluviométrico. Deverão ser considerados os efeitos de remanso do Delta do Jacuí como condição de contorno de jusante.

Os sistemas de macro e microdrenagem nas bacias urbanas deverão ser simulados através de programas computacionais com capacidade de representação hidrodinâmica do fluxo d'água. O modelo hidráulico será definido em reunião conjunta entre a Contratada e a Fiscalização.

Com base na topografia e no resultado das simulações hidráulicas, deverão ser consolidados os mapas de áreas inundáveis para o cenário atual sobre a cartografia, contemplando toda a área de estudo. Os mapas devem trazer a informação de nível d'água nas bordas da área inundada em cada seção transversal simulada.

Os mapas de áreas inundáveis devem conter, além das manchas de inundação para diferentes tempos de retorno (sugere-se 2, 10, 25, 50 e 100 anos), informações temáticas que expressem o risco em cada área, cruzando informações de velocidade e lâmina d'água nas áreas inundáveis com a situação de ocupação urbana e infraestrutura pública.

#### b) Detalhamento do Projeto Básico

Os componentes de projeto deverão compor um cenário com um conjunto de medidas, em parte estruturais, com projetos de obras de amortecimento cheias, diques, controle de erosão, estabilização de margens, reassentamento, dentre outros, e em parte não-estruturais, com soluções de zoneamento, sistema de alerta/plano de contingência, proposição de regulações, entre outros.

Todas as medidas devem ser levantadas e caracterizadas em nível de projeto básico, que permita a caracterização das principais estruturas e o orçamento individualizado de serviço para o cenário de intervenção definido.

#### a) Projeto do Sistema de Diques

O projeto do sistema de diques compreenderá os seguintes itens:

- Justificativa técnica e econômica para escolha do RDC CI, de acordo com o artigo 9º da Lei Federal 12.462/2011.
- Definição do traçado dos diques e extensão, seleção e justificativa. O escopo inclui qualquer intervenção que venha a ser necessária no sistema existente de proteção de Porto Alegre devido a implantação do projeto em Alvorada;
- Estudo hidrológico para definição das cotas de coroamento do dique de proteção e condicionantes erosivos e de leito que permita dar sustentabilidade de longo prazo ao dique;
- Estudos hidráulico e geotécnico para dimensionamento do dique e suas características físicas e composição em função do material existente e das



condições de escoamento e proteção devido ao escoamento, inclusive quanto aos impactos sobre a margem direita do rio Gravataí e a montante da área de projeto e sua mitigação, caso ocorram;

- Projetos geométrico, de terraplenagem e de proteção de taludes dos diques, projetados, bem como possíveis alterações em cota de coroamento e extensão dos diques existentes que irão compor o mesmo sistema de proteção do dique projetado;
- Projetos arquitetônicos, geométricos, hidromecânicos, elétrico, de terraplenagem e revestimento, de drenagem, entre outros, de todas as estruturas complementares aos diques, como extravasores, emissários, comportas, casas de bomba, poços de sucção, bacias de amortecimento, canais, galerias, extensão e/ou elevação da crista de diques e bermas existentes, via de serviço, etc.

#### b) Projeto de Obras Complementares

O projeto de obras complementares compreenderá:

- Projeto de readequação do sistema viário afetado pelo dique: contempla urbanístico, geometria, terraplenagem, estabilidade de taludes, drenagem, pavimentação e demais itens que permitam a caracterização das proposições em nível de anteprojeto do sistema viário (inclusive ponte, pontilhões e passarelas) afetado pelo sistema de diques e estruturas complementares;
- Projeto da readequação da drenagem das sub-bacias contribuintes junto ao dique: trata do redirecionamento das redes de drenagens interceptadas pelo traçado do dique, armazenamento de volumes (retenção e/ou detenção) nas sub-bacias contribuintes e condução até o sistema de bombeamento;
- Projeto de qualquer outra obra que se faça necessária para a viabilização da construção e bom funcionamento do sistema de proteção de cheias fluviais.

Os projetos que compõem as obras complementares previstas deverão possuir detalhamento técnico e orçamentação suficiente para atender à compreensão das soluções de projeto e permitir o planejamento das obras, bem como a programação detalhada das intervenções, conforme o especificado pela Lei Federal 12.462, de 04 de agosto de 2011 e atualizações e normas afins. Devem conter:

- Plantas dos Projetos Básicos de engenharia;
- Memorial descritivo;
- Memória de Cálculo;
- Especificações Técnicas;



- Quantitativos e Orçamentos.

Os orçamentos deverão tomar como base valores praticados pelo mercado, no histórico recente de valores pagos pela administração pública em serviços e obras similares ou na avaliação no custo global da obra, aferida mediante orçamento sintético ou metodologia expedita ou paramétrica. Devem ser utilizados como base referencial os preços da Tabela de Preços SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil, nos termos da Lei de Diretrizes Orçamentárias (LDO) vigente e a tabela SICRO/DNIT, no que couber. Deverá também constar o valor relativo a cada evento ou meta do empreendimento, discriminando sua participação em termos percentuais.

Deverá ser apresentada a programação prevista para as atividades de O&M, inclusive detalhamento dos custos.

#### 4.6.2.2 Projeto Executivo

A partir do detalhamento do Projeto Executivo dos componentes do empreendimento em função do cronograma de intervenções, serão executadas as obras de implantação do Sistema de Diques de Proteção e Obras Complementares.

As obras atenderão rigorosamente as soluções técnicas definidas e aprovadas no Projeto, especialmente especificações técnicas de materiais e detalhes construtivos.

As obras contemplarão:

- Dragagem;
- Transporte Material Dragagem para Bota-fora;
- Aterro compactado na pista com solo importado;
- Enleivamento;
- Lastro de Areia Média;
- Base de brita graduada, inclusive Compactação;
- Transporte Material Jazida – Areia, Brita Graduada e Pedra de Mão;
- Lastro de Concreto Magro  $f_{ck} = 15\text{Mpa}$ ;
- Concreto Estrutural  $f_{ck} = 25\text{Mpa}$ ;
- Formas Planas;
- Armadura CA 50;
- Execução de estaca pré-moldada de concreto 35cm x 35cm;
- Geogrelhas;
- Execução de geodrenos em malha quadrada;
- Colchão Reno  $e = 23\text{cm}$ ;



- Bombeamento para construção;
- Pontes - Dique Principal;
- Pontes – Arroios;
- Rede Interceptora de Drenagem Pluvial Ø 1m;
- Rede Interceptora de Esgotamento Sanitário Ø 1m;
- Casa de Bombas - Drenagem Pluvial;
- Casa de Bombas - Esgoto Sanitário;
- Comportas;
- Reservatórios - Dragagem off line.

Na identificação de obras e serviços complementares, aqui não especificados, deverão ser projetados a nível executivo. Soluções alternativas elaboradas no Estudo de Concepção e Projeto Básico deverão seguir detalhamento, igualmente, executivos.

#### 4.6.2.3 Planos Socioambientais

No Diagnóstico socioambiental do estudo de concepção (Produto nº 7), foi realizado um levantamento cadastral das famílias que habitam a área de abrangência do projeto, correspondendo às edificações existentes na área de estudo partindo da premissa de que o conhecimento da realidade social, cultural e econômica da população é fundamental para as intervenções do poder público.

Conforme os indicativos do contratante, a equipe técnica social elaborou um Projeto de Trabalho Social (PTS), no qual é proposto um Plano de Desapropriação do Trabalho Socioambiental a ser realizado nessas comunidades.

As ações que integram este PTS devem permitir a sustentabilidade socioeconômica e ambiental, o desenvolvimento social e incluir a participação comunitária durante o processo de desapropriação das 1.074 famílias identificadas no estudo, as quais serão impactadas com as obras dos diques no município de Alvorada/RS. Além disso, as atividades deverão proporcionar o entendimento dos moradores sobre o deslocamento involuntário, garantindo a melhoria da qualidade de vida de todos envolvidos e a segurança desta população que vive em áreas de risco.

#### Objetivo

O objetivo do PTS visa desenvolver a melhoria das condições de vida da população, a partir das diretrizes da Portaria nº 21, que são divididas em quatros eixos:

- Mobilização, organização e fortalecimento social – prevendo os processos de informação, mobilização, organização e capacitação da população beneficiária visando promover à autonomia e o protagonismo social, bem como o fortalecimento, a



constituição e a formalização de novas representações e novos canais de participação e controle social;

- Acompanhamento e gestão social da intervenção – visando promover a gestão das ações sociais necessárias para a identificação, encaminhamento e solução de problemas construtivos ou de manutenção referentes ao empreendimento, em articulação com a executora da obra física, os entes públicos e as concessionárias de acordo com as respectivas competências;
- Educação ambiental e patrimonial – visando promover mudanças de atitude em relação ao meio ambiente, ao patrimônio e à vida saudável, fortalecendo a percepção crítica da população sobre os aspectos que influenciam a qualidade de vida, além de refletir sobre os fatores sociais, políticos, culturais e econômicos que determinam sua realidade, tornando possível alcançar a sustentabilidade ambiental e social da intervenção;
- Desenvolvimento Socioeconômico – objetivando a articulação de políticas públicas, o apoio e a implementação de iniciativas de geração de trabalho e renda, visando à inclusão produtiva, econômica e social, de forma a promover o incremento da renda familiar e a melhoria da qualidade de vida da população, fomentando condições para um processo de desenvolvimento Socioterritorial de médio e longo prazo.

#### Ações de Execução

Considerando os conteúdos supracitados, seguem as estratégias de execução que foram definidas, levando-se em conta os resultados obtidos no Diagnóstico Socioterritorial para todas as comunidades beneficiadas, ou seja, as famílias cadastradas do Arroio Águas Belas (415), Arroio Feijó (243) e Arroio São João (416).

Para melhor organização comunitária, esta etapa será dividida em três fases, que poderão ser realizadas simultaneamente e em conjunto com as famílias de cada arroio. Mas, separadamente, de acordo com o andamento das obras. Citam-se:

- Fase de Pré-Remoção
  - Reunião Comunitária
  - Atualização cadastral
  - Congelamento das localidades
  - Estudos e avaliações individuais de cada benfeitoria
  - Visitas Domiciliares
  - Atendimento móvel
  - Atendimento social
  - Reunião Técnica
  - Oficinas de Educação Ambiental
  - Parcerias nos Equipamentos Sociais
- Fase de Remoção
  - Reuniões Comunitárias



- Visitas Domiciliares
  - Visitas Técnicas às novas moradias
  - Atendimento móvel
  - Atendimento social
  - Reunião da CAO
  - Distribuição de material
  - Reunião Técnica
  - Oficinas de Educação Ambiental
- Fase Pós-Remoção
    - Reunião Comunitária
    - Visitas Domiciliares
    - Atendimento social
    - Reunião Técnica
    - Oficinas de Geração de Renda
    - Finalização da CAO
    - Estratégias de Monitoramento das famílias
    - Estratégias de Monitoramento das áreas afetadas

#### Recomendações

De acordo com a Portaria nº 21, indica-se que:

- O prazo de desenvolvimento das etapas descritas deverá ser no máximo de 18 (dezoito) meses, sendo: 03 (três) meses na fase pré-remoção, 12 (doze) na fase de remoção e 03 (três) meses na fase pós-remoção;
- Em caso da escolha da modalidade da Compra Assistida, o titular pode escolher o local da nova moradia de acordo com o preço estipulado no acordo;
- Na modalidade Reassentamento, as habitações deverão ser próximas às moradias antigas, garantindo assim os laços de trabalho, estudo, lazer e compadrio;
- O coordenador da equipe socioambiental, que será Responsável Técnico na execução do PTS, deverá ser de nível superior e com experiência profissional em ações socioeducativas em intervenções de habitação junto à população de baixa renda;

Os demais membros da equipe socioambiental deverão ter experiência em processo de realocação involuntária e em intervenções comunitárias e pelo menos um profissional da Assistência Social.

Ressalta-se que o detalhamento de cada fase do PTS está descrito no item 5 do **Diagnóstico Socioambiental – Produto nº 7** do estudo de concepção.



#### 4.6.3 Sequenciamento de obras

O Estudo de Concepção foi realizado visando servir como base para a contratação do serviço de RDC no qual estarão incluídos os projetos de engenharia. As fases foram definidas a partir da Matriz de Apoio à Decisão e em função do orçamento para início das obras, previsto no valor de R\$ 223 milhões.

Convém ressaltar que, como a modalidade de contratação é RDC, o empreiteiro poderá reavaliar a estratégia de execução. Todavia, sugere-se como diretrizes gerais em cada faseamento das obras, mais a frente abordada:

1. Iniciar a execução da obra pelo isolamento e construção dos diques principais, visto que sua alocação está prevista em áreas com indenizações e que necessitam de poucas desapropriações;
2. Enquanto se executa o dique principal, desenvolve-se o processo de reassentando das famílias situadas nas áreas dos diques internos ao longo dos Arroios Feijó, São João e Santo Agostinho, conforme Plano de Desapropriação, Indenização e Reassentamento, que deverá constar no Plano Básico Ambiental (PBA) do empreendimento;
3. Nos diques internos, a(s) frente(s) de obra devera(ão) avançar de jusante para montante, de modo a limpar as áreas das famílias reassentadas e possibilitar a construção dos canteiros de obras para ocupar essas áreas.

O sequenciamento geral das obras a serem realizadas por fases é apresentado a seguir.



- a) 1ª Fase: execução dos Polders 3 e 2 (Alternativa 29) – Alternativa que considera a execução parcial dos diques, com redução das cota de coroamento e extensão dos diques do Arroio Feijó; considera ainda a não execução da dragagem e proteção do canal com colchão reno, conforme Figura 64.

Figura 64. Sistema de proteção previsto para a 1ª Fase.

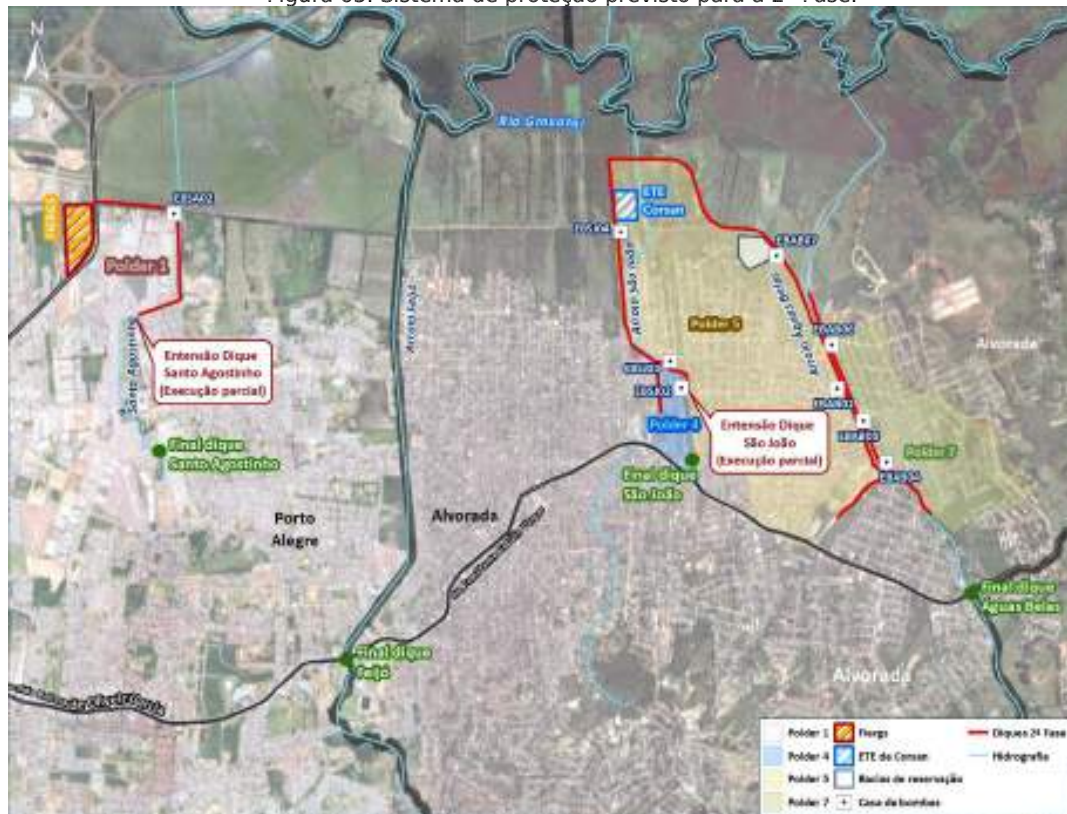






b) 2ª Fase: execução dos Polders 5, 4, 1 e 7 (Alternativa 28) a um custo aproximadamente igual ao da 1ª Etapa – Alternativa que também considera a execução parcial dos diques, com redução das cotas de coroamento e extensão dos diques dos Arroios Santo Agostinho (Polder 1) e São João (Polder 4); também não considera a execução da dragagem e proteção do canal com colchão reno. A Figura 65 apresenta a composição executiva prevista para a 2ª Fase.

Figura 65. Sistema de proteção previsto para a 2ª Fase.





- c) 3ª Fase: execução do Polder 6 e complementações dos demais polders (extensão e alteamento de aterro, dragagem de canais, etc), conforme representado na Figura 66.

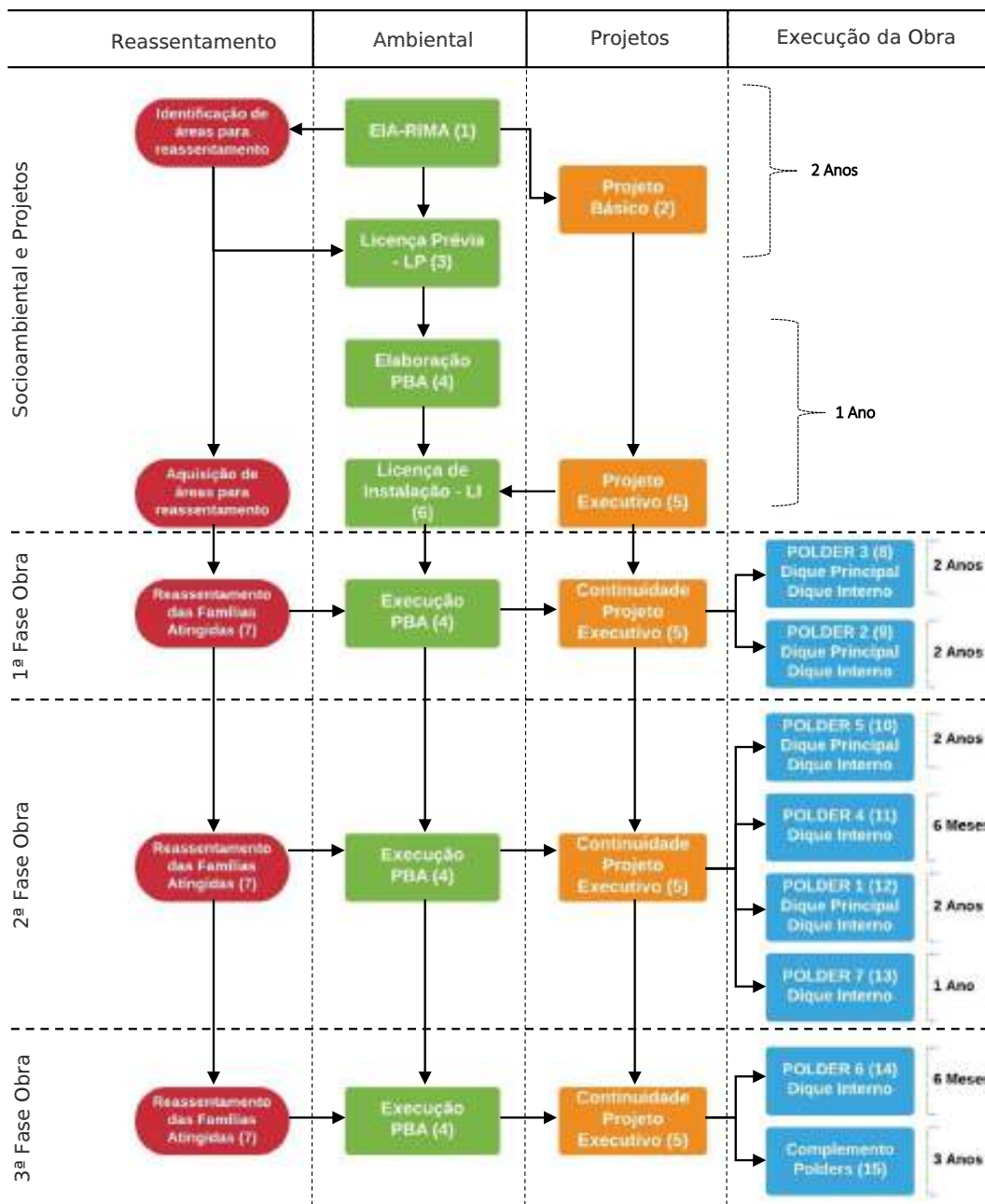
Figura 66. Sistema de proteção previsto para a 3ª Fase.



Na Figura 67 é apresentado o fluxograma do sequenciamento previsto para a execução dos Polders, conforme as fases definidas.



Figura 67. Fluxograma do sequenciamento previsto para execução dos polders.



A sequência das obras poderá sofrer adequação necessária conforme condições e situações específicas da época de início das obras. Todavia, o sequenciamento aqui sugerido espelha a vontade demonstrada nas reuniões dos colaboradores participantes da Matriz de Apoio à Decisão.



4.6.4 Fontes de financiamento das obras

Para execução da primeira fase da obra o empreendimento já possui recursos do Governo Federal (OGU). E para a implantação da complementação das obras será previstos investimentos com repasse do Orçamento Geral da União (OGU). E eventualmente, valores oriundos de financiamentos externos poderão ser utilizados. Neste caso a participação do Estado do Rio Grande do Sul e/ou do Governo Federal é imprescindível, assim como do governo municipal.

4.6.5 Equipe mínima para fiscalização da implantação das obras e para manutenção dos serviços no prestador de serviço

A supervisão da implantação das obras ficará a cargo de empresa de consultoria de engenharia a ser contrata especificamente para esta atividade. Tal consultora deverá garantir a execução dos serviços previstos nos projetos de engenharia e estará subordinada à Equipe de Gestão das obras de drenagem.

A equipe mínima prevista para esta fiscalização das obras será determinada de acordo com cada etapa executiva propostas, e deverá ser composta por profissionais de nível superior, devidamente reconhecidos pela entidade competente, os quais atuarão de forma descontinuada ao longo do período de execução das obras, de forma que o período total de atuação individual seja aquele indicado a seguir:

1ª Fase de execução das obras:

01 Coordenador Engenheiro civil pleno .....	48 meses
02 Engenheiro civil .....	48 meses
01 Engenheiro eletricista .....	24 meses
01 Engenheiro mecânico .....	24 meses
01 Engenheiro ambiental .....	48 meses
01 Assistente Social .....	48 meses

2ª Fase de execução das obras:

01 Coordenador Engenheiro civil pleno .....	60 meses
02 Engenheiro civil pleno .....	60 meses
01 Engenheiro eletricista .....	48 meses
01 Engenheiro mecânico .....	48 meses
01 Engenheiro ambiental .....	60 meses
01 Assistente Social .....	60 meses

3ª Fase de execução das obras:

01 Coordenador Engenheiro civil pleno .....	36 meses
02 Engenheiro civil pleno .....	36 meses





01 Engenheiro eletricista .....	24 meses
01 Engenheiro mecânico .....	24 meses
01 Engenheiro ambiental .....	36 meses
01 Assistente Social .....	36 meses

Em cada fase da execução das Obras deverá ser avaliada a necessidade de inclusão de técnicos auxiliares.

Para a operação do sistema, a equipe mínima para manutenção será composta de acordo com a fase executiva concluída, seguindo-se as seguintes indicações:

- Para cada casa de bomba deverá haver um responsável técnico por turno de operação e um substituto de plantão;
- Para cada dez (10) casas de bombas deverá haver um Engenheiro Civil e Eletricista pleno, com substitutos;
- Para 30 km de dique e 3 reservatórios deverá haver um Engenheiro Civil pleno e 1 substituto;
- A equipe final do sistema deverá ser determinada conforme análise das necessidades técnicas verificadas.

É importante ressaltar que para a operação dos sistemas será necessária uma equipe administrativa de apoio, bem como, central de controle e maquinários para manutenção e conservação dos diques, comportas, casas de bombas e limpeza das galerias de drenagem e reservatórios de detenção.

#### **4.7 Detalhamento dos Elementos Técnicos para a Continuidade do Projeto de Engenharia**

Para a continuidade do projeto de engenharia, implantação e operação das obras, de modo que estas tenham efetividade no objetivo a que se propõem, serão necessários os seguintes elementos técnicos:

##### **4.7.1 Criação de entidade de gestão de drenagem urbana e inundação ribeirinha nos municípios**

A criação de um Departamento de Esgotos Pluvial vem de encontro a atender a demanda de projetos, obras e gestão das águas pluviais urbanas nos municípios de Alvorada e Viamão, atualmente precária.

Em virtude das obras previstas, este órgão a ser instituído deverá ter caráter mais amplo, provavelmente consolidados a nível regional com participação de Alvorada/Viamão/Porto Alegre/Canoas/ Cachoeirinha e Gravataí.

O Organograma da instituição poderá abranger desde planejamento, projetos, gestão e fiscalização de obras.

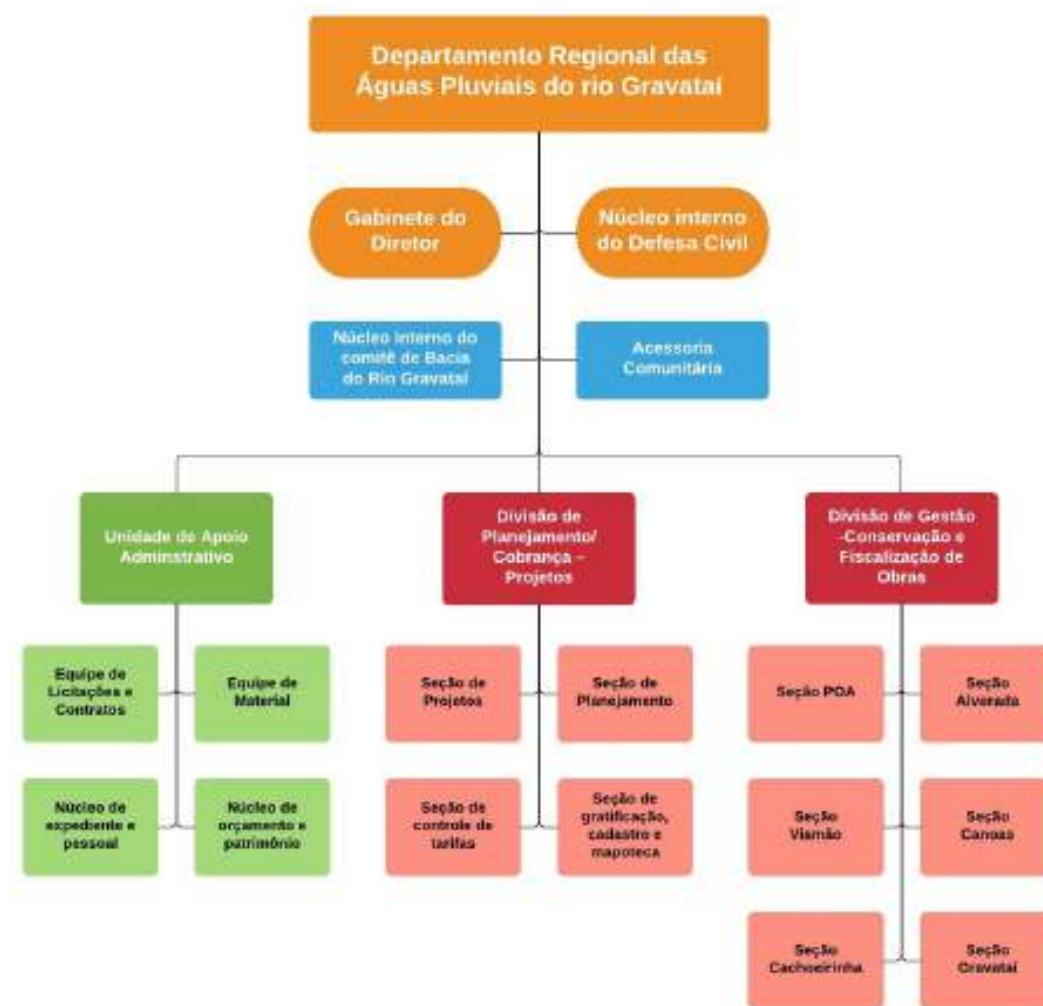


O objetivo/missão é promover o escoamento das águas pluviais para o rio Gravataí, com segurança aos usuários das águas na bacia e integridade aos bens públicos e privados da população em geral.

A cobrança de tarifas para manutenção das redes pluviais existente e futuras obras de melhoria deverá ocorrer com base em critérios espelhados pela relação área impermeável maior pagador, demarcação de áreas de riscos de inundações e políticas de preservação de parques fluviais.

Na Figura 68 a seguir é apresentado o organograma do modelo de órgão específico para implantação, conservação e desenvolvimento de tecnologias de drenagem urbana.

Figura 68. Organograma do modelo para estrutura da entidade de gestão de drenagem urbana.



Esse departamento deverá ser composto por profissionais habilitados para elaboração de projetos, estudos hidráulicos e hidrológicos, eletricitas, mecânicos, geotécnicos, execução



de obras, planejamento urbano e especialistas em meio ambiente. Ainda prevê ramificações do Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Gravataí e da defesa civil.

A seção de conservação deverá ter equipamentos e técnicos treinados a operá-los para execução dos serviços de manutenção e operação das redes, equipamentos para resgates de cheias com barcos e mergulhadores, caso necessários, para verificar o funcionamento das casas de bombas.

#### 4.7.2 Treinamento das equipes

As equipes deverão estar aptas à execução de todos os serviços para funcionamento do sistema de drenagem pluvial. Além de formação acadêmica pertinente para execução dos listados serviços no item anterior, cursos de atualização e formação deverão ser fornecidos aos mesmos anualmente, para identificação das melhores práticas ambientais e gestão das águas pluviais.

#### 4.7.3 Projeto de lei ou decreto previstos para recuperação de custos dos serviços de drenagem e controle na drenagem de novos empreendimentos

As legislações municipais e estaduais deveram ser atualizadas conforme Lei federal nº 13.501 de 2017, que modifica o inciso IV do Art. 1º da Lei Federal nº 9.433 de 1997 que passa a vigorar o incentivo e promover a captação, preservação e o aproveitamento das águas pluviais. Vale lembrar da importância da retenção das águas pluviais para amortecimento e minimização do escoamento superficial decorrente a impermeabilização do uso do solo.

Políticas e práticas de preservação das águas pluviais em sua qualidade e retorno ao solo e rios são importantes para preservação do meio ambiente, recarga dos aquíferos subterrâneos e manutenção dos rios e cursos de água.

O controle da fonte de escoamento superficial já foi demonstrado em relação a eficiência na diminuição dos volumes escoados e na redução dos investimentos praticados em obras de drenagem pluvial. Devem ser previstas legislações que incentivam ou obrigam a implementação de controle na fonte, tais como o DECRETO Nº 18.611, DE 9 DE ABRIL DE 2014 da Prefeitura de Porto Alegre, bem como da sistematização de pavimentos permeáveis, recuos de jardins e calçadas para infiltração da água e amortecimento de águas escoadas provenientes das ruas antes de irem para redes de drenagem.

Ainda referente à legislação, a tarifação dos serviços de drenagem pluvial pode significar um avanço considerável para viabilização da implantação das obras previstas neste trabalho.

#### 4.7.4 Elaboração/revisão dos planos de drenagem

Os planos de drenagem pluvial deverão ser constantemente revisados e detalhados em estudos específicos de Planos Diretores e/ou Planos de Saneamento. Os diagnósticos e alternativas para soluções de inundações e alagamentos deverão estar incorporados nos Planos Diretores de Uso e Ocupação dos Solos dos Municípios envolvidos, e, Planos



Metropolitanos, visando atingir as metas a cada 4 a 5 anos, segundo o período usual de revisão dos planos. Projetos específicos devem ser constantemente elaborados para implementação das metas traçadas nos supracitados Planos. É de vital importância a realização de cadastro e/ou constante atualização das redes de drenagem pluvial, esgotamento sanitários e demais de infraestrutura para implementação das medidas estruturais e de planejamento dos planos de drenagem.

#### 4.7.5 Modelagem institucional para a gestão do sistema de drenagem, obras de contenção de cheias e medidas não-estruturais e arranjo entre as instituições e entes federados na construção e operação do sistema

O escopo dos serviços que compõem a Modelagem Institucional incorpora o arranjo institucional, os mecanismos administrativos, bem como as normas legais para a gestão do sistema de drenagem e do risco de inundações.

Previamente, deverá ser realizado o diagnóstico da situação existente, considerando-se o exame dos elementos levantados relacionados à drenagem urbana sustentável e inundações e suas relações com o planejamento urbano, a infraestrutura, os outros serviços públicos e o meio ambiente relacionados aos municípios de Alvorada e Viamão.

Com base no diagnóstico realizado e com as medidas propostas nos estudos de concepção, deverão ser identificados os problemas institucionais e legais em relação a gestão dos sistemas de drenagem e prevenção de inundações urbanas e ribeirinhas e propostas as soluções. Assim, a Modelagem Institucional deverá conceber:

- Setor administrativo de gestão que organizará o funcionamento dos serviços por parte dos municípios, pelas instituições públicas e privadas;
- Programa de capacitação do setor de gestão de drenagem urbana nos municípios;
- Aparato legal, envolvendo leis municipais, decretos ou resoluções que visem definir os serviços de drenagem e a sua gestão, estabelecendo os mecanismos de controle social e econômico;
- Programas e projetos de longo prazo para melhoria da gestão e dos serviços nos municípios e regiões administrativas;
- Processos de participação pública na gestão dos serviços e na fiscalização de resultados;
- Modelo de parceria ou arranjo institucional para a implementação e manutenção das obras de drenagem urbana e planos de prevenção de inundações ribeirinhas, prevendo de que forma as obras financiadas pelo governo federal deverão ser geridas pelos entes locais;
- Mecanismos legais e administrativos que permitam a recuperação de custos das medidas implantadas para a prevenção de inundações por parte do poder público e de parcerias público-privadas.





Embora a Modelagem Institucional esteja prevista de forma integrada, particularidades de cada município sobre aspectos institucionais, legais, sociais e ambientais deverão ser destacadas e tratadas em separado.

#### 4.7.6 Implementação de programas de longo prazo

Os Planos Diretores, em suas diversas esferas, municipais e estaduais, deverão prever programas de continuidade de medidas que promovam a conservação racional do meio ambiente, sem detrimento à valorização das atividades econômicas regionais, preservando e minimizando ocorrência e/ou agravamento de:

- Inundações ribeirinhas;
- Alagamentos de ruas;
- Cadastro das redes existentes;
- Sucateamento das redes pluviais e dos serviços de manutenção e conservação dessas redes;
- Matas ciliares dos arroios, conservação da integridade das margens, livre de ocupações urbanas;
- Criação de parques fluviais;
- Controle de erosão e perdas do solo nas cabeceiras das bacias, bem como, assoreamento dos cursos de águas;
- Minimização e controle intensivo de resíduos sólidos, com correta segregação, coleta seletiva, incentivo à reciclagem e destinação final adequada;
- Fortalecimento dos Programas Básicos Ambientais (PBA) das obras estabelecidas;
- Zoneamento das regiões de inundações, ocupação restritiva e áreas de riscos a população e danos ambientais;
- Legislação que incentivam a criação de espaços de infiltração e restrições a impermeabilização do solo, com taxas máximas de ocupação da ordem de 40% do solo;
- Coleta e tratamento de esgotos sanitários com padrões de lançamentos conforme legislação vigente e classes de enquadramentos dos cursos de água;
- Multas para infrações que prejudiquem o bem comum e meio ambiente, bem como o escoamento das águas pluviais;
- Cobrança pelos serviços de drenagem pluvial;
- Ampliação dos aterros sanitários existentes;
- Readequação do sistema viário/pontes de maneira a orientar e facilitar o escoamento das águas pluviais.



## 5 EQUIPE TÉCNICA

A Consultora utilizou no presente trabalho uma equipe técnica qualificada e compatível com os serviços programados, conforme previsto contratualmente. Para tanto, foram mobilizados diversos grupos de trabalho, integrados por especialistas e consultores, orientados e coordenados por uma equipe central. Foram privilegiados os consultores com experiência em trabalhos similares, bem como aqueles com experiência direta na área de estudo.

Quadro 15. Equipe Técnica

	Nome	Formação	Nº do Registro profissional
EQUIPE TÉCNICA	Adriano Peixoto Panazzolo	Eng. Civil	RS 064125
	Athos Roberto Albernaz Cordeiro	Eng. Civil	RS 031064
	Daniel Irigoyen Bolsoni	Eng. Civil	RS 065329
	João Paulo Abreu Lima da Rosa	Eng. Civil	RS 053445
	Roberto Lins Portella Nunes	Arquiteto	A4519-5
	Jaime Gomes	Eng. Civil	MG 72016
	Chaiana Teixeira da Silva	Geógrafa	RS 148333
	Daniela Viegas	Geógrafa	RS 150227
	Letícia Coradini Frantz	Eng. Civil	RS 128158
	Luis Adriel Pereira	Eng. Ambiental	RS194839
	Eugênio Miguel Cánepa	Esp. em Economia	



## 6 CRONOGRAMA

Para o desenvolvimento dos trabalhos, o prazo de atendimento será de 180 (cento e oitenta) dias a contar da emissão da ordem de serviço. Destaca-se que para a execução do trabalho neste período deve respeitar as etapas predecessoras. É apresentado a seguir o Cronograma físico-financeiro do Projeto com os aditivos de prazo solicitados pela consultora.



---

## 7 ANEXOS

Anexo 1 – Ata de reunião



---

Anexo 1 – Ata de reunião



<b>ATA DE REUNIÃO</b>
<b>Órgão:</b> METROPLAN
<b>Reunião 59:</b> Reunião ordinária
<b>Data:</b> 13/11/2017
<b>Ata elaborada por:</b> Luis Adriel
<b>Participantes</b>
Caroline Adorne (METROPLAN), Eugenio Canepa (STE), Hariane Marmitt (METROPLAN), Jaime Gomes (STE), Jayme Keuneche (METROPLAN), Luis Adriel Pereira (STE), Marco Neto (Prefeitura Municipal de Alvorada - PMA), Nilo Barbosa (Ministério Público), Norine Paloski (Comitê Gravataí) e Paula Pinto (METROPLAN).
<b>Assuntos tratados</b>
<p>A reunião iniciou com a eng. Paula (METROPLAN) informando que, devido à mudança da Metroplan para novas instalações, a comunicação poderá ser feita apenas via e-mail, pois o telefone estará indisponível. Após, o eng. Jaime (STE) apresentou os resultados das novas simulações hidrológicas realizadas para avaliar as nove alternativas consideradas para a implantação da 1ª fase do empreendimento, e os potenciais efeitos nas áreas adjacentes. Os resultados obtidos indicaram que poderá haver acréscimo na lamina d'água entre 2 e 8cm, valores considerados pouco significativos. Observou-se ainda que o Polder 6 não é efetivo para a proteção contra a cheia do Rio Gravataí, protegendo apenas das cheias internas. Estes resultados indicam que a implantação das obras poderia ser realizada inicialmente por qualquer uma das alternativas sem consequências hidrológicas significativas em relação ao que já ocorre nas demais áreas desprotegidas, e que, portanto, não há necessidade de se reavaliar a Matriz para as alternativas analisadas. Conforme apresentado pelo eng. Jaime (STE), os resultados das novas simulações realizadas serão apresentados no Relatório do Plano de Ação.</p> <p>Como os resultados verificados na Matriz através da avaliação dos critérios realizada pelos decisores não indicou unanimidade em relação a melhor alternativa para o início das obras, tampouco se verifica consequências hidrológicas significativas, as alternativas mais bem ranqueadas foram discutidas entre as partes. Chegou-se a conclusão, em consenso, de que a execução dos Polders 3 e 2 (Alternativa 29) seria a opção mais acertiva para a 1ª fase do empreendimento, considerando-se a recomendação da Consultora de que, numa 2ª fase poderiam-se executar os Polders 1, 4, 5 e 7 (Alternativa 28) a um custo aproximadamente igual ao da 1ª fase, e numa 3ª fase, executaria-se o Polder 6 e complementações dos demais polders (extensão e alteamento de aterro, dragagem de canais etc). Esta opção de sequenciamento das obras foi amplamente debatida e apresentou-se aos decisores como razoável e adequada pelos seguintes motivos: 1) Considera inicialmente a execução do Polder 3, atendendo primeiramente o município mais atingido e vulnerável – Alvorada (aquele que, por sua reivindicação deu origem a todo o estudo), e também porque prioriza as obras nas áreas das bacias de reservação (maiores áreas nos Polders 2 e 3), visando evitar novas ocupações; 2) Numa 2ª fase teria-se a mesma cobertura para todas as áreas afetadas pelas cheias do Rio Gravataí; 3) as alternativas, embora considerem a execução parcial dos polders num primeiro momento, atendem os requisitos técnicos de proteção em relação a enchente de 2015 e; 4) Conforme os resultados das novas simulações hidrológicas realizadas, o Polder 6 não é efetivo contra as cheias do Rio Gravataí e, por isso, sua execução não seria prioritária.</p> <p>O eng. Marco (PMA) questionou se a execução das pontes previstas estava considerada na 1ª fase. O eng. Jaime (STE) informou que na 1ª fase estão consideradas as pontes dos arroios, as quais</p>



#### ATA DE REUNIÃO

deverão ser executadas na cota final dos diques.

Conforme explanado pela eng. Paula, será encaminhado a todos os resultados da avaliação dos critérios da Matriz de Apoio à Decisão, incluindo os resultados do Comitê Gravataí, a ser elaborado pela Consultora. O próximo produto a ser entregue (Plano de Ação – Produto 19) contemplará os resultados e definições estabelecidas pelo grupo nesta etapa. Os demais produtos que faltam serem entregues para finalizar o contrato são as Minutas de Termos de Referência (TR do Projeto Executivo, TR da Modelagem Institucional do Sistema de Manejo de Águas Pluviais e TR do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Alvorada e Viamão) e o Relatório Final.

Em resumo, com base na discussão das contribuições individuais obtidas através da avaliação da Matriz e, considerado-se a relevância dos argumentos apresentados anteriormente, a partir de uma decisão concensual, ficou estabelecido pelo grupo de decisores que na 1ª fase a execução dos Polders 3 e 2 é a mais indicada (Alternativa 29); na 2ª fase a execução dos Polders 1, 4, 5 e 7 (Alternativa 28); e na 3ª fase a execução do Polder 6 e complementações dos demais polders. Contudo, será necessário apresentar o resultado obtido com as Matrizes resultantes das diferentes percepções dos decisores, mas com a ressalva de que a indicação do faseamento do empreendimento foi baseada na participação efetiva dos decisores, bem como na ampla discussão e análise crítica realizada.

A próxima reunião será realizada no mês de janeiro de 2018 em data a ser confirmada.

Sendo o que havia para o momento, a reunião foi encerrada.

