



Memorial Descritivo

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



Julho/2017
Canoas | RS



APRESENTAÇÃO

Este Relatório Técnico intitula-se Anteprojetos e Planos – Memorial Descrito e projeto do dique, anteprojeto das obras de drenagem e readequação do sistema viário e corresponde a entrega dos Produtos nº 16, 17 e 18. 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.



SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	1
1 SITUAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE INTERESSE	7
2 OBJETIVOS	10
2.1 OBJETIVO GERAL	10
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
3 DIRETRIZES GERAIS	11
4 ANTEPROJETOS DE ENGENHARIA.....	14
4.1 DEFINIÇÃO DE ALTERNATIVAS PARA O TRAÇADO DOS DIQUES E EXTENSÃO, SELEÇÃO E JUSTIFICATIVA	14
4.2 ESTUDOS BÁSICOS	16
4.2.1 Estudos hidrológicos	16
4.2.2 Estudo hidráulico.....	28
4.2.3 Estudo geotécnico.....	40
4.3 ANTEPROJETO GEOMÉTRICO, DE TERRAPLENAGEM E 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;.....	46
4.3.1 Estudos Preliminares de Aterros ou Maciços de Terra.....	47
4.3.2 Seções Adotadas para os Aterros dos Diques.....	49
4.3.3 Análises de Estabilidade dos Aterros dos Diques	51
4.3.4 Recalques e Medidas de Aceleração.....	56
4.3.5 Seções Adotadas para a Estabilização das Margens	59
4.3.6 Análises de Estabilidade das Margens dos Arroios	61
4.4 ANTEPROJETO DE OBRAS COMPLEMENTARES.....	64
4.5 ORÇAMENTO.....	66
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
6 EQUIPE TÉCNICA.....	75
7 CRONOGRAMA.....	76
8 ANEXOS.....	78



LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO 8

FIGURA 2. SITUAÇÃO DAS ÁREAS 9

FIGURA 3. ALTERNATIVA ESCOLHIDA 15

FIGURA 4. POLDERS..... 15

FIGURA 5. AJUSTE DA DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE DE EXTREMO TIPO LOG-PEARSON III, EM PAPEL
PROBABILÍSTICO WEIBULL, PARA OS REGISTROS HISTÓRICOS DOS NÁ NO LAGO GUÁIBA (DATUM VERTICAL
IMBITUBA IBGE) 18

FIGURA 6. POLÍGONOS DE THIESSSEN SOBRE A AEH 19

FIGURA 7. SUBDIVISÃO DAS BACIAS DOS ARROIOS SANTO AGOSTINHO E FEIJÓ..... 21

FIGURA 8. SUBDIVISÃO DA BACIA DO ARROIO SÃO JOÃO 22

FIGURA 9. SUBDIVISÃO DA BACIA DO ARROIO ÁGUAS BELAS 22

FIGURA 10. SUBDIVISÃO DA BACIA DO DISTRITO INDUSTRIAL 23

FIGURA 11. ÁREAS DE ABRANGÊNCIA INSERIDA NO HEC-RAS PARA MODELAGEM HIDRODINÂMICA NÃO-
PERMANENTE 31

FIGURA 12. EXEMPLO DA LINHA DE ÁGUA DE SAÍDA HEC-RAS APÓS A MODELAGEM. RESULTADO DA CHEIA DE
2015 PARA NÍVEIS MÁXIMOS DE ÁGUA CALCULADOS 32

FIGURA 13. REPRESENTAÇÃO DAS PONTES SOB O RIO GRAVATAÍ INSERIDAS NO MODELO HEC-RAS..... 33

FIGURA 14. COMPARAÇÃO DA LINHA DE ÁGUA NO EVENTO DE CHEIA DE 2015 E TR 200 ANOS NO RIO
GRAVATAÍ..... 34

FIGURA 15. COMPARAÇÃO DA LINHA DE ÁGUA NO EVENTO DE CHEIA DE 2015 SEM E COM O DIQUE PRINCIPAL
PROPOSTO 35

FIGURA 16. BACIAS INTERNAS CONECTADAS AS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO E RESERVATÓRIOS DE
AMORTECIMENTO PARA CONFIGURAÇÃO DE DIQUES INTERNOS 36

FIGURA 17. COMPARAÇÃO DAS LINHAS DE ÁGUAS NO ARROIO ÁGUAS BELAS PARA DIFERENTES TEMPO DE
RETORNO (TR) E PROPOSIÇÃO DE COTA DE COROAMENTO DO DIQUE INTERNO 36

FIGURA 18. COMPARAÇÃO DAS LINHAS DE ÁGUAS NO ARROIO FEIJÓ PARA DIFERENTES TEMPO DE RETORNO
(TR) E PROPOSIÇÃO DE COTA DE COROAMENTO DO DIQUE INTERNO..... 37

FIGURA 19. COMPARAÇÃO DAS LINHAS DE ÁGUAS NO ARROIO SANTO AGOSTINHO PARA DIFERENTES TEMPO DE
RETORNO (TR) E PROPOSIÇÃO DE COTA DE COROAMENTO DO DIQUE INTERNO 37

FIGURA 20. COMPARAÇÃO DAS LINHAS DE ÁGUAS NO ARROIO SÃO JOÃO PARA DIFERENTES TEMPO DE RETORNO
(TR) E PROPOSIÇÃO DE COTA DE COROAMENTO DO DIQUE INTERNO..... 37

FIGURA 21. RESULTADOS NSPT X PROFUNDIDADE 42

FIGURA 22. RESULTADOS DE PLASTICIDADE COMPARATIVAMENTE À ESTUDOS DE SOLOS MOLES NA RMPA
(HALLAL, 2003)..... 43

FIGURA 23. RESULTADOS CPTU X PROFUNDIDADE (DIQUE PRINCIPAL E ARROIOS)..... 44

FIGURA 24. RESULTADOS ENSAIOS DISSIPAÇÃO/CPTU X PROFUNDIDADE (DIQUE PRINCIPAL E ARROIOS) 45

FIGURA 25. RESULTADOS ENSAIOS DE PALHETA (INDEFORMADA/AMOLGADA) X PROFUNDIDADE 46

FIGURA 26. BERMAS DE EQUILÍBRIO 48

FIGURA 27. BERMAS DE EQUILÍBRIO – DIQUE PRINCIPAL 49

FIGURA 28. SEÇÃO TIPO 1 (FIERGS) – DADOS DA MODELAGEM GEOTÉCNICA, CONSIDERANDO EXISTÊNCIA DE
CAMADA DE SOLO PRÉ-ADENSADO SOB O DIQUE EXISTENTE 52

FIGURA 29. SEÇÃO TIPO 2 (TRECHO VÁRZEA) – DADOS DA MODELAGEM GEOTÉCNICA 52





FIGURA 30. SEÇÃO TIPO 1 (FIERGS) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E SEM REFORÇO (FS=1,444)	53
FIGURA 31. SEÇÃO TIPO 1 (FIERGS) – HIPÓTESE COM SOBRECARGA E SEM REFORÇO (FS=1,397)	53
FIGURA 32. SEÇÃO TIPO 1 (FIERGS) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E COM REFORÇO (FS=1,487)	54
FIGURA 33. SEÇÃO TIPO 1 (FIERGS) – HIPÓTESE COM SOBRECARGA E COM REFORÇO (FS=1,412).....	54
FIGURA 34. SEÇÃO TIPO 2 (VÁRZEA) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E SEM REFORÇO (FS=1,014).....	54
FIGURA 35. SEÇÃO TIPO 2 (VÁRZEA) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E COM REFORÇO 2XT=200kN/M (FS=1,387)	55
FIGURA 36. SEÇÃO TIPO 2 (VÁRZEA) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E COM REFORÇO 2XT=400kN/M (FS=1,748)	55
FIGURA 37. SEÇÃO TIPO 2 (VÁRZEA) – HIPÓTESE COM SOBRECARGA E COM REFORÇO 2XT=400kN/M (FS=1,575)	55
FIGURA 38. ACELERAÇÃO DE RECALQUES COM GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA (DNER-PRO 381/98).....	57
FIGURA 39. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO ESPAÇAMENTO DE GEODRENOS	58
FIGURA 40. SEÇÃO TIPO 01 (ARROIOS) – DADOS DA MODELAGEM GEOTÉCNICA	61
FIGURA 41. SEÇÃO TIPO 01 (ARROIOS) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E SEM REFORÇO (FS=1,426)	62
FIGURA 42. SEÇÃO TIPO 01 (ARROIOS) – HIPÓTESE COM SOBRECARGA E SEM REFORÇO (FS=1,238).....	62
FIGURA 43. SEÇÃO TIPO 01 (ARROIOS) – HIPÓTESE SEM SOBRECARGA E COM REFORÇO T=200kN/M (FS=1,538)	63
FIGURA 44. SEÇÃO TIPO 01 (ARROIOS) – HIPÓTESE COM SOBRECARGA E COM REFORÇO T=200kN/M (FS=1,360)	63
FIGURA 45. BACIAS HIDROGRÁFICAS DAS CASAS DE BOMBAS PREVISTAS.....	64
FIGURA 46. MACRODRENAGEM PLANEJADA NO SISTEMA DE POLDERS.....	65

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1. VAZÕES MÉDIAS DIÁRIAS MÁXIMAS ANUAIS NA ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA PASSO DAS CANOAS (8740000).....	16
QUADRO 2. VAZÕES MÁXIMAS MÉDIAS DIÁRIAS COM DIFERENTES TEMPOS DE RETORNO PARA A ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA PASSO DAS CANOAS (87400000) OBTIDOS PELO AJUSTE DA DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE DE EXTREMO TIPO LOG-PEARSON III.....	16
QUADRO 3. DADOS HISTÓRICOS DOS NÍVEIS DO LAGO GUAÍBA	17
QUADRO 4. NA NO LAGO GUAÍBA PARA DIFERENTES TEMPOS DE RETORNO (DATUM VERTICAL IMBITUBA IBGE) COM REGISTRO HISTÓRICO DE 1899 A 2015	18
QUADRO 5. PRECIPITAÇÕES COM DIFERENTES DURAÇÕES E TEMPO DE RETORNO OBTIDAS PELOS COEFICIENTES DE DESAGREGAÇÃO DO IDF NACIONAL COM OS DADOS MÁXIMOS DIÁRIOS PROVENIENTE DA ESTAÇÃO CACHOEIRINHA	20
QUADRO 6. EQUAÇÕES IDF DAS PRECIPITAÇÕES EXTREMAS A SEREM EMPREGADAS NA AEH.....	20
QUADRO 7. CN ATUAL E FUTURO DAS BACIAS DA ÁREA INTERNA AO DIQUE.....	20
QUADRO 8. CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS URBANAS DOS ARROIOS SANTO AGOSTINHO E FEIJÓ.....	23
QUADRO 9. CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS URBANAS DO ARROIO SÃO JOÃO	24
QUADRO 10. CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS URBANAS DO ARROIO ÁGUAS BELAS	24
QUADRO 11. CARACTERÍSTICAS DAS BACIAS URBANAS DO DISTRITO INDUSTRIAL.....	25





QUADRO 12. VAZÕES MÁXIMAS ATUAIS E FUTURAS (M ³ /S) PARA DIFERENTES TR PARA OS ARROIOS SANTO AGOSTINHO E FEIJÓ	26
QUADRO 13. VAZÕES MÁXIMAS ATUAIS E FUTURAS (M ³ /S) PARA DIFERENTES TR PARA ARROIO SÃO JOÃO	27
QUADRO 14. VAZÕES MÁXIMAS ATUAIS E FUTURAS (M ³ /S) PARA DIFERENTES TR PARA ARROIO ÁGUA BELAS	27
QUADRO 15. VAZÕES MÁXIMAS ATUAIS E FUTURAS (M ³ /S) PARA DIFERENTES TR PARA DISTRITO INDUSTRIAL	28
QUADRO 16. ELEVAÇÃO DO COROAMENTO DO DIQUE PRINCIPAL NA FOZ DOS ARROIOS E RODOVIAS PRINCIPAIS	34
QUADRO 17. DIQUES INTERNOS, CRITÉRIOS ADOTADOS PARA DETERMINAÇÃO DA CC E BORDA LIVRE	39
QUADRO 18. RESUMO DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DAS CONDIÇÕES DE ESTADO NO CAMPO	42
QUADRO 19. APLICABILIDADE DAS ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO EM FUNÇÃO DA CLASSE DO ÁTERRO E DO TIPO DE SOLO DE FUNDAÇÃO (DNER-PRO 381/98)	50
QUADRO 20. PRINCIPAIS OBRAS ENVOLVIDAS NA OBRA SELECIONADA	65
QUADRO 21. SERVIÇOS E DESCRIÇÃO/ORIGEM DOS SERVIÇOS LEVANTADAS PARA DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DAS ALTERNATIVAS COTEJADAS NO ESTUDO DE CONCEPÇÃO	67
QUADRO 22. ORÇAMENTO CONSOLIDADO	72
QUADRO 23. ORÇAMENTO PONTES	73
QUADRO 24. RELAÇÃO ENTRE O RISCO DE FALHA E VIDA ÚTIL DA OBRA PROJETADA	74
QUADRO 25. EQUIPE TÉCNICA	75



LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEH	Área Estudo Hidrológico rio Gravataí
ANA	Agência Nacional das Águas
ARA	Área de Restituição Aerofotogramétrica
APP	Área de Preservação Permanente
APUA	Área para Fins de Planejamento Urbano e Ambiental
ART	Anotação de Responsabilidade Técnica
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CONCAR	Comissão de Nacional de Cartografia
DSG	Diretoria de Serviço Geográfico do exército
FEPAM	Fundação Estadual de Proteção Ambiental
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LDO	Lei de Diretrizes Orçamentárias
METROPLAN	Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
PBRG	Plano de Bacia do Rio Gravataí
RDC	Regime Diferenciado Contratações Públicas
RMPA	Região Metropolitana de Porto Alegre
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil
SRH	Secretaria de Recursos Hídricos do Ministério do Meio Ambiente
STE	Serviços Técnicos de Engenharia S.A.
TR	Termo de Referência
Tr	Tempo de retorno
UTM	Universal Trasversa de Mercator



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 km² 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).

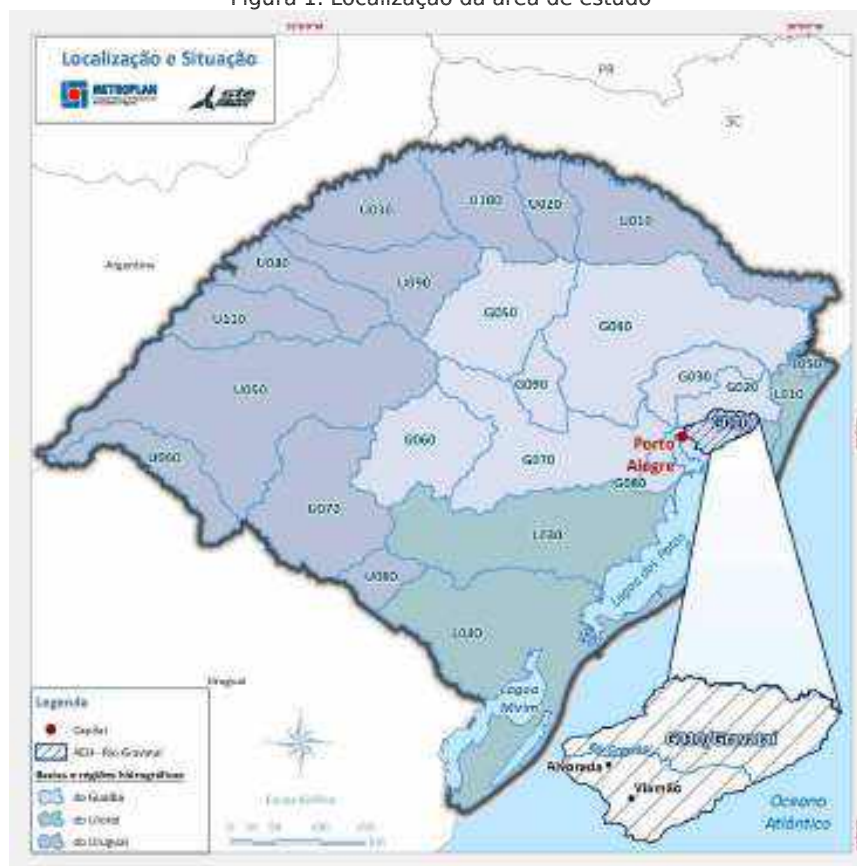
Devido à proximidade e interrelação da área de estudo com municípios adjacentes, Canoas, Cachoeirinha e Viamão, faz-se importante delimitar a área de interesse considerando o escopo do estudo de concepção, dividida em cinco recortes geográficos.

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 do dique terão sua abrangência à bacia hidrográfica do Rio Gravataí, cuja área territorial é de 2.020 km² (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 RS-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 km², conforme pode ser visto na Figura 2. Ainda foi necessário acrescentar a bacia do Arroio Santo Agostinho totalizando 152,2 km².





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 km².

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 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 em:

- Consolidação do plano de trabalho;
- 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 Cidades¹, 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;

¹http://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 discorrer 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 ANTEPROJETOS DE ENGENHARIA

4.1 Definição de alternativas para o traçado dos diques e extensão, seleção e justificativa

Para o estudo foram definidas diversas soluções, a seguir listadas:

1. Convivência com as cheias;
2. Reassentar toda a população afetada pelas enchentes;
3. Criação de um sistema de diques que avança do dique principal para montante dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas. Essa alternativa priorizou o escoamento das cheias dos Arroios, e, minimizar as vazões a serem bombeadas nos polders. Esta alternativa foi denominada como Solução Diques Internos;
4. Criação de um polder único protegido somente pelo dique principal localizado às margens do Rio Gravataí. Essa alternativa, diferente da primeira, teve como propósito central minimizar processos de realocação de famílias na área em estudo, e, chamada de Sistema Corta Rio; e
5. Criação de uma solução semelhante a intitulada Diques Internos porém com bacias de amortecimento ao longo dos Arroios.

A Alternativa que mostrou-se viável no Estudo de Viabilidade foi a **Dique Interno com bacias de Amortecimento**. Considerando que os projetos selecionados representam a alternativa de mínimo custo, com benefícios idênticos, com dimensionamento e valoração, a preços de eficiência, dos fluxos de custos diferenciais de investimento e de operação, administração e manutenção, descontadas a valor presente à taxa anual de 12%. A avaliação econômica do projeto foi realizada através da obtenção das figuras de mérito, tais como: Taxa Interna de Retorno Econômico (TIR), Valor Presente Líquido (VPL) e a relação Benefício/Custo (B/C), obtidas a partir da confrontação dos benefícios e custos, apresentados nos fluxos de caixa, tendo como base os cenários sem e com projeto.

A Figura a seguir mostra um arranjo geral da Alternativa viável que será detalhada nesse Relatório.



Figura 3. Alternativa escolhida



A partir da Alternativa escolhida foram delimitados sete polders conforme mostra a Figura a seguir.

Figura 4. Polders





4.2 Estudos básicos

4.2.1 Estudos hidrológicos

Os estudos hidrológicos podem ser divididos na determinação das cheias no Rio Gravataí e bacias hidrográficas dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João, Águas Belas e Área Industrial, bem como, na simulação da propagação das cheias nos cursos de águas e da implementação das obras para proteção de cheias. Todavia, as propagações das cheias serão tratadas em um item específico.

As determinações das cotas de coroamento do dique serão abordadas no item de simulação hidráulica do sistema de proteção. Pois, os níveis de águas máximos simulados para diferentes condicionantes acrescidas da borda livre definiram a cota de coroamento dos diques.

Na sequência será apresentado as cheias relevantes para definição das elevações do dique. Os resultados detalhados podem ser obtidos no Relatório de Diagnóstico e Estudo de Concepção.

4.2.1.1 Cheias do Rio Gravataí e Níveis Extremos no Guaíba

As vazões máximas no Rio Gravataí foram obtidas dos registros disponíveis da estação fluviométrica Passo das Canoas (87400000), incluindo a cheia de 2015, ver Quadro 1.

Quadro 1. Vazões médias diárias máximas anuais na estação fluviométrica Passo das Canoas (87400000)

Data	Vazão média diária máxima anual (m³/s)	Data	Vazão média diária máxima anual (m³/s)	Data	Vazão média diária máxima anual (m³/s)	Data	Vazão média diária máxima anual (m³/s)
10/10/40	117,54	08/04/56	73,21	21/09/73	107,78	20/10/90	213,11
07/05/41	316,27	09/09/57	220,23	13/06/74	67,05	09/08/91	120,19
19/06/42	83,22	18/09/58	107,78	17/09/75	133,37	08/07/92	145,29
08/07/43	65,90	28/09/59	152,90	01/08/76	223,94	12/07/93	227,77
26/06/44	233,94	05/09/60	84,01	06/08/77	227,76	04/08/95	288,83
04/08/45	68,22	03/07/61	93,41	18/09/78	60,01	24/10/96	120,19
01/03/46	39,21	22/09/62	33,55	15/08/79	50,10	14/06/02	216,62
04/10/47	67,05	04/09/64	68,22	02/08/80	118,85	15/07/03	106,65
28/07/48	89,82	22/08/65	282,95	26/09/81	90,70	25/09/04	167,87
22/07/49	65,90	08/08/66	150,93	03/07/82	216,62	20/08/08	213,11
04/08/50	62,60	21/09/67	275,11	04/08/83	253,54	19/09/09	235,90
28/11/51	72,56	11/11/68	92,49	23/06/84	369,20	28/07/10	213,11
01/07/52	61,55	23/02/69	83,22	15/08/85	265,31	23/07/11	245,70
04/10/53	98,20	09/07/70	152,89	18/08/87	273,15	19/09/12	243,74
25/07/54	206,38	15/08/71	128,74	26/09/88	223,94	05/09/13	243,74
11/09/55	89,82	10/06/72	223,94	07/07/89	110,10	18/07/15	230,00

O Quadro 2 exibe as vazões médias diárias máximas anuais com diferentes tempos de retorno.

Quadro 2. Vazões máximas médias diárias com diferentes tempos de retorno para a estação fluviométrica Passo das Canoas (87400000) obtidos pelo ajuste da distribuição de Probabilidade de extremo tipo Log-Pearson III

Tempo de Retorno (anos)	Vazão máxima média diária (m³/s)
1.000	809,92
500	715,72
200	600,06
100	518,84
50	442,60
25	370,92





Tempo de Retorno (anos)	Vazão máxima média diária (m³/s)
20	348,72
10	282,16
5	218,33
3,333	181,46
2,5	154,94
2,0	133,66
1,667	115,31
1,429	98,45
1,250	81,83
1,111	63,32
1,053	51,23
1,020	40,37
1,010	34,43

Os níveis extremos do Guaíba que influenciam os níveis na foz do Rio Gravataí, foram determinadas através do emprego da metodologia descrita no Bulletin17B (1982) (*Guidelines for Determining Flood Flow Frequency* do U.S. Department of the Interior Geological Survey), utilizando a distribuição de probabilidade de extremos tipo Log-Pearson III. A série de Nível da Água (NA) empregada foi a do Caís Mauá para diferentes tempos de retorno, ver ajuste na Figura 5, ver Quadro 3. A cheia de 1941 foi considerada um "outlier" na série de extremos, portanto, excluída da análise de níveis extremos.

A correlação do NA Guaíba com a foz do Rio Gravataí foi realizada pela comparação de duas cheias importantes, 1967 e 2015, onde se obteve os registros dos NA na foz e Cais Mauá e determinou a declividade de linha de água. Em ambas as situações, a declividade da linha de água ficou em torno de 0,000237 m/m, ver os resultados indicados no Quadro 4.

Quadro 3. Dados históricos dos Níveis do Lago Guaíba

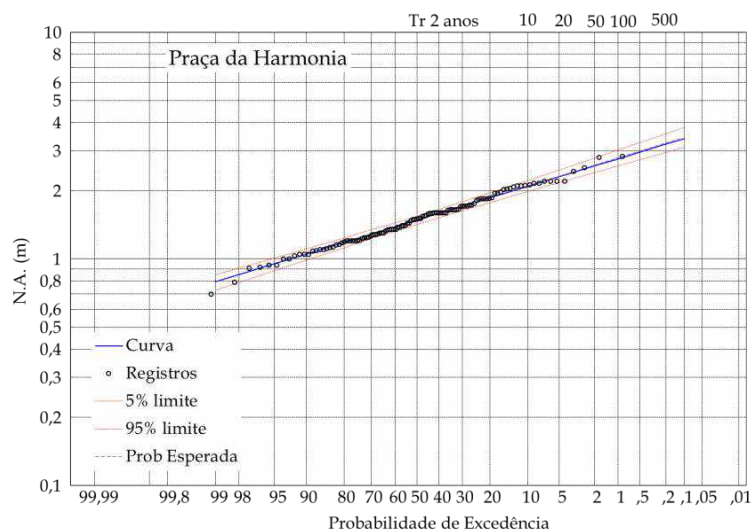
Ano	SPH (Datum Vertical IBGE)	Ano	SPH (Datum Vertical IBGE)
	Elevação diária máxima anual (m)		Elevação diária máxima anual (m)
1899	2,20	1958	1,50
1900	1,08	1959	1,65
1901	0,58	1960	1,40
1902	1,59	1961	1,56
1903	1,05	1962	0,70
1904	1,11	1963	2,10
1905	2,10	1964	1,19
1906	1,13	1965	2,16
1907	1,60	1966	2,16
1908	1,29	1967	2,43
1909	1,12	1968	0,92
1910	0,94	1969	1,00
1911	1,65	1970	1,34
1912	1,73	1971	1,33
1913	0,79	1972	1,84
1914	2,20	1973	1,55
1915	1,51	1974	1,15
1916	1,38	1975	1,27
1917	0,58	1976	1,49
1918	1,09	1977	1,76
1919	1,81	1978	1,10
1920	1,20	1979	1,28
1921	1,18	1980	1,30
1922	1,28	1981	1,20
1923	1,35	1982	1,60
1924	1,21	1983	1,95
1925	0,91	1984	2,20
1926	2,20	1985	1,70
1927	1,16	1986	1,41
1928	2,80	1987	1,97
1929	1,65	1988	1,60





Ano	SPH (Datum Vertical IBGE)		Ano	SPH (Datum Vertical IBGE)	
	Elevação diária máxima anual (m)			Elevação diária máxima anual (m)	
1930	1,95		1989	1,60	
1931	1,30		1990	1,85	
1932	1,44		1991	1,20	
1933	0,94		1992	1,54	
1934	-		1993	1,71	
1935	1,24		1994	1,65	
1936	2,84		1995	1,66	
1937	2,11		1996	1,25	
1938	1,03		1997	1,58	
1939	1,20		1998	1,60	
1940	1,84		1999	1,10	
1941	4,20		2000	1,51	
1942	1,83		2001	2,02	
1943	1,59		2002	2,12	
1944	1,49		2003	1,60	
1945	1,00		2004	1,23	
1946	1,35		2005	1,71	
1947	1,35		2006	1,05	
1948	1,35		2007	2,08	
1949	1,40		2008	1,64	
1950	1,30		2009	2,05	
1951	1,20		2010	1,44	
1952	1,24		2011	1,86	
1953	1,73		2012	1,48	
1954	2,03		2013	1,84	
1955	1,05		2014	1,71	
1956	1,38		2015	2,52	
1957	1,60				

Figura 5. Ajuste da distribuição de Probabilidade de extremo tipo Log-Pearson III, em papel probabilístico Weibull, para os registros históricos dos NA no Lago Guaíba (Datum Vertical Imbituba IBGE)



Quadro 4. NA no Lago Guaíba para diferentes tempos de retorno (Datum Vertical Imbituba IBGE) com registro histórico de 1899 a 2015

Tr(anos)	Elevação Máxima do Nível de Água do Lago Guaíba (m)	NA Foz Gravataí (m)
1.000	3,40	5,64
500	3,21	5,33
200	2,96	4,92
100	2,77	4,60
50	2,57	4,27
25	2,37	3,94
20	2,31	3,83
10	2,09	3,47





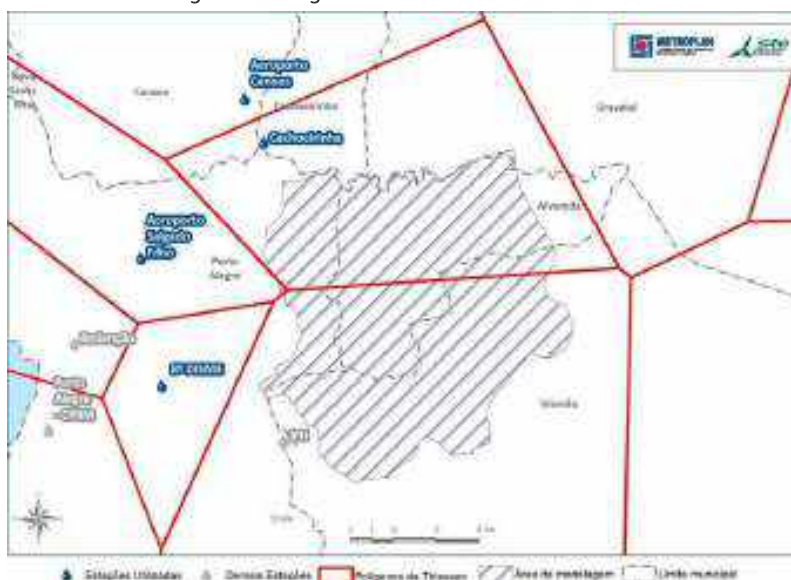
Tr(anos)	Elevação Máxima do Nível de Água do Lago Guaíba (m)	NA Foz Gravataí (m)
5	1,86	3,08
3,33	1,71	2,83
2,5	1,59	2,63
2	1,48	2,46
1,67	1,38	2,30
1,43	1,29	2,14
1,25	1,18	1,96
1,11	1,05	1,74
1,05	0,95	1,58
1,02	0,85	1,42
1,01	0,79	1,32

4.2.1.2 Cheias nas Bacias Hidrográficas dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João, Águas Belas e Área Industrial

Os hidrogramas de projetos foram determinados para Tempo de Retornos de 2, 5 10, 25 e 50 anos, empregando a metodologia do hidrograma sintético triangular do SCS (1975), definido para áreas de sub-bacias da ordem de 100 ha. Foram analisados dois cenários: (a) um de ocupação e uso do solo na atual condição (2015/2016) e (b) condição de ocupação e uso do solo daqui 30 anos, considerando o desenvolvimento previstos nos atuais Planos Diretores Urbanos dos municípios envolvidos.

A equação de intensidade-duração-frequência (IDF) empregada no estudo foi desenvolvida com base nos dados pluviométricos da estação Cachoeirinha (registros diários entre 1974-2015), cuja localização está na Figura 6, e, os coeficientes de desagregação da equação de Viamão (DEP/DOP- POA).

Figura 6. Polígonos de Thiessen sobre a AEH



O ajuste das equações IDF priorizou tempos de retorno inferiores e igual a 100 anos e duração máxima de 24 horas, ver Quadro 5. A seguir é apresentada a equação utilizada no estudo:

$$i = \frac{712,44 \cdot Tr^{0,16}}{(t + 9,59)^{0,72}}$$





Onde:

i = intensidade da precipitação, em mm/h;

Tr = período de retorno, em anos;

t = duração da chuva, em min.

Quadro 5. Precipitações com diferentes durações e Tempo de Retorno obtidas pelos coeficientes de desagregação do IDF Nacional com os dados máximos diários proveniente da Estação Cachoeirinha

Tempo de Retorno (anos):	5	10	20	25	50	100
Precipitação diária (mm):	100	115	130	135	149	164
Duração	Precipitação (mm)					
5 min	12	14	16	16	18	20
10 min	19	22	25	26	29	31
15 min	25	29	32	33	37	41
20 min	29	33	37	39	43	47
25 min	32	37	42	44	48	53
30 min	35	41	46	48	53	58
1,0 h	48	55	62	65	71	79
6,0 h	82	94	107	111	122	135
8,0 h	89	102	116	120	132	146
10,0 h	93	108	122	126	139	153
12,0 h	97	111	126	131	144	159
24,0 h	114	131	148	154	170	187

Quadro 6. Equações IDF das precipitações extremas a serem empregadas na AEH

Parâmetros da Equação IDF	Cachoeirinha (1975-2014)
a	712,440
b	0,16
c	9,59
d	0,72
R ²	0,99975

A definição do *Curve Number* (CN) do método de separação de escoamento desenvolvido pelo National Resources Conservation Center dos EUA (antigo Soil Conservation Service - SCS, 1975), doravante denominado SCS (1975), foi realizado com base em Sistemas de Informações Georreferenciados (SIG), no sistema de projeção cartográfica UTM Datum SIRGAS (2000), disponíveis na região de estudo, a saber:

- Mapas de Solos de Weber (2013) escala 1:50.000 e Hasenack (2008) escala 1:15.000, ambos os mapas com classificação de solo nos critérios da EMBRAPA;
- Uso do Solo realizado para o âmbito deste estudo na escala 1:10.000;
- Setores Censitários do IBGE (2010);
- Últimas atualizações dos Planos Diretores de Desenvolvimento Urbano (PDDU) dos municípios de Alvorada, Porto Alegre e Viamão;
- Valores de CN estabelecidos pelo SCS (1975) *apud* Tucci (1993).

O Quadro 7 apresenta o resultado dos valores médios do CN obtido nas bacias hidrográficas internas ao dique em projeto. Os Mapas do CN atual e futura para a AM, e o atual para a Bacia Hidrográfica do Rio Gravataí encontram-se no Anexo do Produto Diagnóstico.

Quadro 7. CN Atual e Futuro das Bacias da área interna ao dique

Bacia	CN Atual	CN Futuro
Arroio Águas Belas	85	93
Arroio Feijó	88	96
Arroio Santo Agostinho	89	98
Arroio São João	91	98
Arroio Olaria	84	84
Arroio Distrito Industrial	87	87
Sem bacia definida*	86	92
Média Geral	88	93

*Entorno de 200 m da área de estudo.





A subdivisão das bacias urbanas do Arroio Santo Agostinho, Feijó, São João, Águas Belas e Distrito Industrial foi realizada com base no Modelo Numérico do Terreno (MNT) da Área de Estudo. As Figura 7 a Figura 10 ilustram a subdivisão e a nomenclatura de cada sub-bacias. Empregou métodos de definição automáticas de bacia hidrográfica, rotinas em SIG, com posterior verificação das condições consolidadas de macrodrenagem.

Figura 7. Subdivisão das bacias dos Arroios Santo Agostinho e Feijó





Figura 8. Subdivisão da bacia do Arroio São João

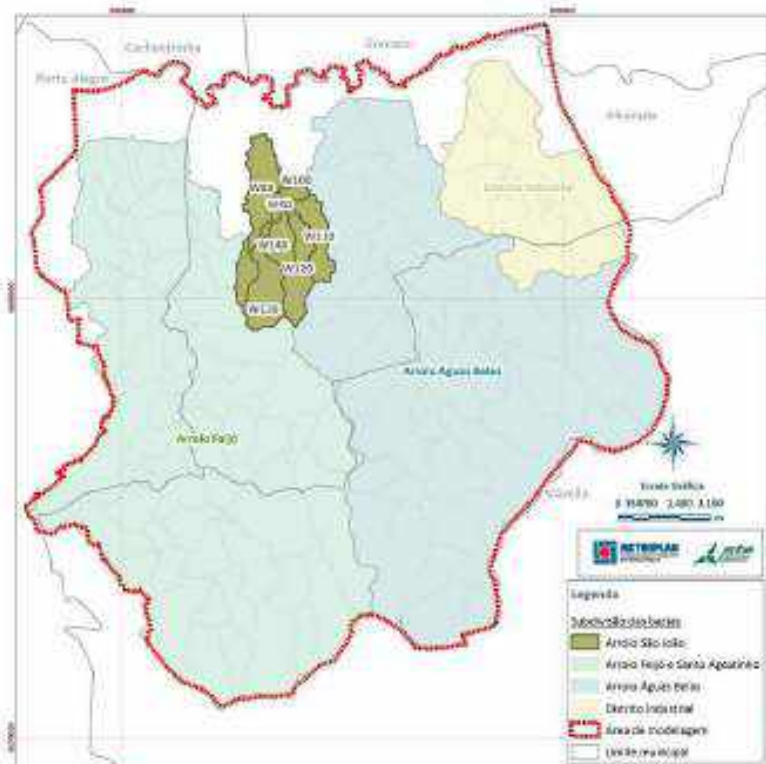


Figura 9. Subdivisão da bacia do Arroio Águas Belas

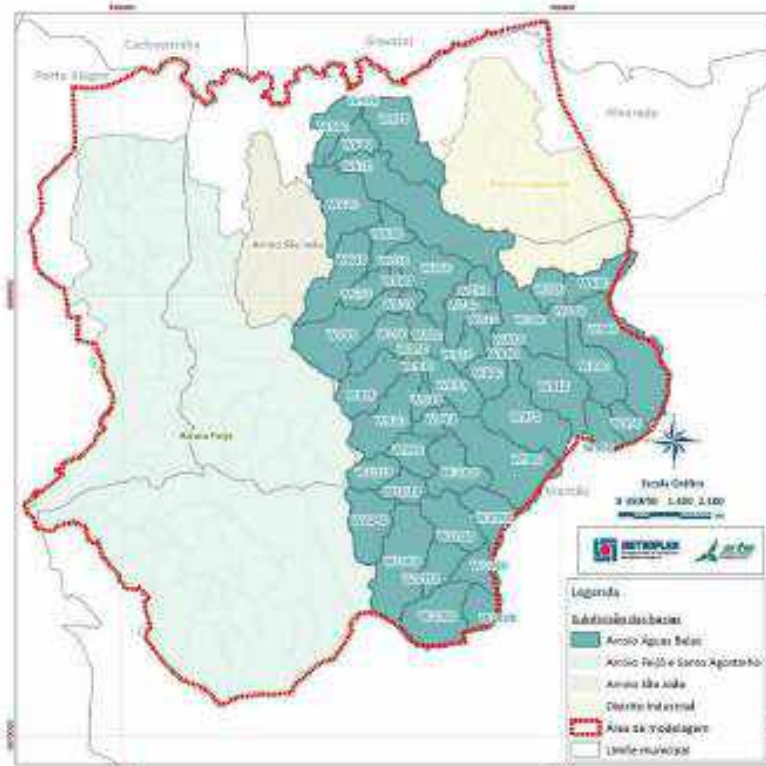
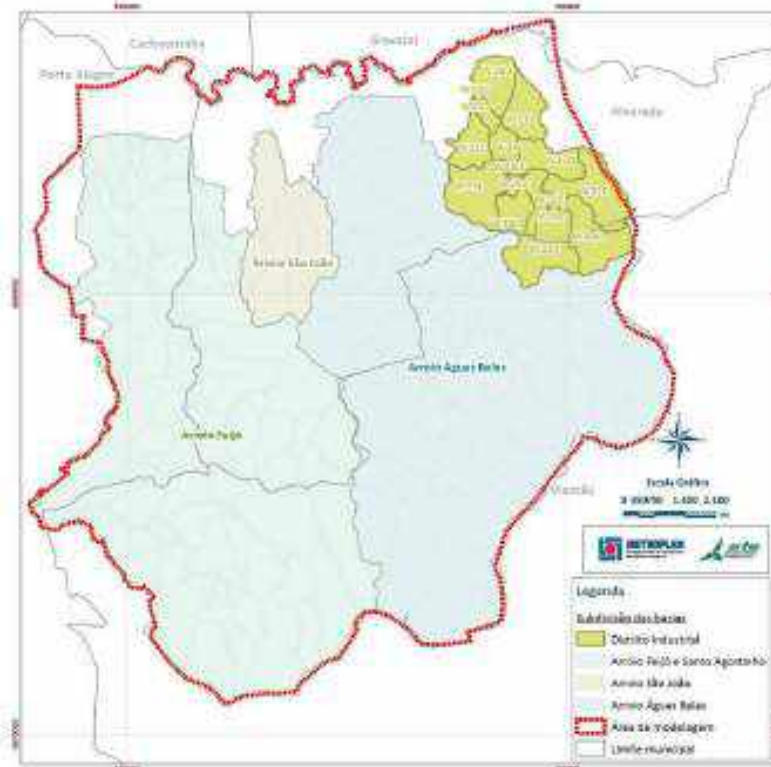




Figura 10. Subdivisão da bacia do Distrito Industrial



O Quadro 8 ao Quadro 11 apresentam as características das bacias urbanas como: área, CN atual, CN futuro, bem como, tempo de concentração adotado, calculado segundo TR55 (1986)².

Quadro 8. Características das Bacias Urbanas dos Arroios Santo Agostinho e Feijó

Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W1000	66,91	77,53	80,01	0,41
W1010	66,01	77,14	83,61	0,74
W1020	129,57	83,35	85,86	0,54
W1030	44,39	84,19	84,19	0,28
W1040	59,27	81,11	81,86	0,29
W1050	125,48	79,47	87,21	0,55
W1060	103,46	87,52	89,92	0,41
W1070	189,38	81,28	83,13	0,40
W1080	52,49	89,65	90,72	0,21
W1090	86,07	86,18	88,91	0,30
W1100	4,08	92,42	92,46	0,13
W1110	242,44	82,01	86,35	0,63
W1120	81,54	91,36	91,44	0,45
W1130	3,51	92,76	92,76	0,23
W1140	94,91	87,98	89,57	0,45
W1150	145,30	84,15	87,80	0,42
W1160	29,11	91,00	91,00	0,22
W1170	64,38	89,80	90,33	0,38
W1180	126,92	88,63	89,96	0,31
W1190	71,45	90,36	90,78	0,51
W1200	81,60	78,38	85,58	0,43
W1210	184,69	78,44	85,04	0,47
W1220	289,93	79,73	85,93	0,66

² Urban Hydrology for Small Watersheds. Natural Resources Conservation Service





Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W1230	1,51	81,56	85,09	0,27
W1240	79,59	78,65	83,43	0,65
W1250	205,68	85,45	88,00	0,61
W1260	51,78	79,21	83,72	0,52
W1270	208,46	83,34	88,85	0,63
W1280	70,56	77,27	85,23	0,45
W1290	136,05	88,47	89,81	0,44
W1300	74,22	84,64	87,69	0,65
W660	30,60	83,84	86,31	0,99
W670	59,95	84,10	86,07	0,85
W680	72,23	85,38	88,14	0,94
W690	68,96	83,67	91,31	0,55
W700	0,00	89,00	90,42	0,01
W710	37,30	89,42	89,53	1,05
W720	11,14	90,04	90,11	0,32
W730	138,32	83,82	89,88	0,74
W740	107,35	92,31	92,92	1,19
W750	81,25	88,28	90,36	0,91
W760	95,43	91,36	91,97	1,22
W770	92,86	89,16	91,02	0,74
W780	15,21	92,78	93,11	0,35
W790	52,92	90,43	92,07	0,63
W800	123,38	90,74	91,77	0,77
W810	50,07	88,47	88,91	0,60
W820	13,77	87,00	90,05	0,14
W830	61,62	85,76	89,05	0,45
W840	169,82	86,47	89,44	0,74
W850	57,01	85,14	91,04	0,32
W860	116,47	88,72	91,45	0,53
W870	92,62	87,98	89,14	0,53
W880	40,80	87,32	89,37	0,34
W890	170,64	89,68	91,13	0,56
W900	91,73	89,67	89,82	0,58
W910	127,43	90,78	91,06	0,61
W920	33,01	86,13	86,32	0,34
W930	222,84	83,08	84,96	0,51
W940	173,53	82,71	84,08	0,40
W950	8,38	88,16	89,23	0,23
W960	47,79	80,25	80,25	0,28
W970	102,33	83,98	86,76	0,56
W980	18,56	85,52	91,27	0,21
W990	80,62	79,50	80,85	0,39
Total	5.836,63	84,87	87,82	-

Quadro 9. Características das Bacias Urbanas do Arroio São João

Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W100	21,64	91,86	93,00	0,67
W110	88,37	89,77	92,34	1,01
W120	121,43	87,19	88,88	0,76
W130	135,79	85,45	87,39	0,55
W140	62,04	90,87	92,44	0,54
W80	175,17	89,22	89,84	1,48
W90	9,95	89,96	93,00	0,28
Total	614,39	88,27	89,90	-

Quadro 10. Características das Bacias Urbanas do Arroio Águas Belas

Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W1000	127,86	80,25	86,27	0,49
W1010	71,24	83,47	85,98	0,32
W1020	60,95	84,94	86,82	0,42
W1030	125,61	82,12	86,69	0,61
W1040	134,47	82,50	85,57	0,37
W1050	99,49	81,44	87,12	0,64
W1060	245,80	80,78	85,52	0,57
W1070	80,57	80,48	87,82	0,60
W1080	67,24	81,37	89,41	0,37





Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W1090	171,13	81,78	89,23	0,62
W1100	70,23	85,28	90,61	0,34
W560	1,54	88,98	88,98	0,38
W570	208,43	83,25	84,31	1,27
W580	85,36	88,77	88,78	1,33
W590	2,95	89,23	89,23	0,55
W600	68,24	84,47	84,47	1,16
W610	358,46	80,42	81,38	1,29
W620	181,87	91,92	92,03	1,26
W630	89,07	87,54	90,25	0,77
W640	160,41	86,29	91,15	0,69
W650	3,29	84,94	85,44	0,17
W660	183,95	84,06	87,95	0,94
W670	58,74	86,37	89,04	0,74
W680	19,81	87,88	91,16	0,34
W690	91,42	81,91	83,00	1,08
W700	221,44	88,11	89,81	0,81
W710	29,75	84,82	87,27	0,40
W720	58,48	87,67	87,67	0,40
W730	51,98	80,57	83,40	0,51
W740	77,78	85,63	88,27	0,48
W750	0,88	89,10	89,10	0,33
W760	108,57	83,67	83,71	0,64
W770	64,26	88,34	89,10	0,63
W780	201,83	84,87	85,19	0,73
W790	2,12	87,78	87,78	0,38
W800	140,92	85,64	85,94	0,46
W810	31,02	88,94	90,55	0,36
W820	51,57	88,46	90,31	0,68
W830	17,57	84,54	87,01	0,44
W840	293,82	86,14	86,29	0,74
W850	8,39	87,14	88,04	0,37
W860	2,64	82,80	86,58	0,21
W870	115,13	85,01	87,03	0,84
W880	71,69	80,35	84,75	0,64
W890	137,76	80,67	84,72	0,45
W900	1,45	83,80	87,11	0,13
W910	194,95	81,14	84,28	0,80
W920	171,42	81,34	84,88	0,52
W930	35,97	86,43	87,94	0,57
W940	38,56	84,39	87,16	0,38
W950	51,37	83,69	83,70	0,36
W960	66,03	82,24	83,01	0,49
W970	216,05	84,37	86,55	0,68
W980	273,03	80,77	85,88	0,93
W990	73,83	84,95	87,26	0,56
Total	5.578,39	83,81	86,49	-

Quadro 11. Características das Bacias Urbanas do Distrito Industrial

Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W180	95,57	83,04	83,04	1,89
W190	0,01	83,00	83,00	0,16
W200	0,75	83,49	83,49	0,23
W210	84,64	81,95	81,95	1,30
W220	29,58	83,13	83,13	1,39
W230	101,09	80,79	80,80	1,80
W240	45,07	81,85	81,85	0,72
W250	156,97	78,58	78,59	1,09
W260	8,58	82,30	82,30	1,79
W270	99,25	82,40	82,40	1,00
W280	11,86	80,80	80,82	1,66
W290	53,88	79,48	79,48	1,00
W300	67,93	77,79	77,82	1,90
W310	166,88	79,49	79,56	0,93
W320	4,77	80,88	80,88	0,46
W330	175,10	81,84	81,86	2,19





Nome	Área da Bacia (ha)	CN (Atual)	CN (Futuro)	Tempo de concentração (h)
W340	154,42	79,65	80,51	2,33
Total	1.256,35	80,61	80,73	-

As vazões máximas para condição atual e futura de uso de ocupação do solo, diferentes tempos de retorno, estão indicadas do Quadro 12 ao Quadro 13.

Quadro 12. Vazões máximas atuais e futuras (m³/s) para diferentes TR para os Arroios Santo Agostinho e Feijó

PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W1000	4,40	5,64	6,32	7,93	9,87	4,88	6,16	6,84	8,48	10,49
W1010	3,45	4,45	5,03	6,34	7,87	4,50	5,58	6,16	7,52	9,12
W1020	11,80	14,63	16,09	19,67	24,12	12,91	15,78	17,22	20,81	25,32
W1030	4,76	5,87	6,41	7,80	9,61	4,76	5,87	6,41	7,80	9,61
W1040	5,64	7,07	7,81	9,63	11,98	5,80	7,25	7,98	9,82	12,18
W1050	7,39	9,39	10,53	13,10	16,09	9,84	11,96	13,08	15,70	18,81
W1060	11,14	13,49	14,62	17,54	21,25	11,96	14,32	15,42	18,32	22,05
W1070	15,29	19,16	21,25	26,20	32,19	16,40	20,33	22,42	27,40	33,46
W1080	7,60	9,11	9,77	11,60	14,12	7,83	9,34	9,98	11,81	14,33
W1090	9,55	11,64	12,66	15,27	18,65	10,41	12,52	13,51	16,11	19,52
W1100	0,83	0,99	1,04	1,22	1,49	0,83	0,99	1,04	1,22	1,49
W1110	16,59	20,75	23,10	28,42	34,58	19,41	23,69	26,01	31,37	37,65
W1120	11,07	13,15	14,07	16,61	20,03	11,09	13,17	14,09	16,63	20,05
W1130	0,60	0,71	0,75	0,88	1,07	0,60	0,71	0,75	0,88	1,07
W1140	9,97	12,03	13,02	15,58	18,84	10,43	12,50	13,48	16,04	19,32
W1150	11,39	14,07	15,50	18,89	22,93	12,90	15,63	17,02	20,41	24,51
W1160	5,04	6,02	6,41	7,57	9,22	5,04	6,02	6,41	7,57	9,22
W1170	8,63	10,32	11,08	13,15	15,94	8,76	10,45	11,20	13,27	16,05
W1180	14,59	17,55	18,97	22,63	27,33	15,15	18,12	19,50	23,16	27,86
W1190	9,84	11,73	12,57	14,89	18,02	9,95	11,84	12,67	14,98	18,12
W1200	5,61	7,16	8,01	10,03	12,49	7,41	9,08	9,92	12,00	14,58
W1210	10,27	13,13	14,81	18,54	22,82	13,30	16,35	18,03	21,87	26,33
W1220	13,63	17,32	19,62	24,33	29,63	17,23	21,14	23,45	28,26	33,73
W1230	0,22	0,28	0,30	0,37	0,47	0,25	0,31	0,33	0,40	0,50
W1240	4,94	6,29	7,05	8,81	10,89	5,96	7,39	8,14	9,94	12,09
W1250	15,88	19,48	21,43	25,95	31,26	17,27	20,90	22,82	27,34	32,68
W1260	4,05	5,14	5,72	7,13	8,89	4,83	5,98	6,55	7,99	9,81
W1270	15,69	19,45	21,50	26,26	31,82	18,81	22,65	24,65	29,44	35,18
W1280	4,44	5,71	6,41	8,07	10,05	6,07	7,44	8,14	9,86	11,95
W1290	15,36	18,50	20,02	23,91	28,87	15,97	19,11	20,60	24,47	29,45
W1300	6,54	8,05	8,82	10,72	13,06	7,25	8,78	9,53	11,43	13,79
W660	2,16	2,67	2,94	3,59	4,35	2,35	2,87	3,14	3,79	4,55
W670	4,03	4,98	5,49	6,68	8,08	4,31	5,27	5,78	6,97	8,39
W680	4,95	6,08	6,69	8,10	9,74	5,42	6,56	7,16	8,56	10,22
W690	4,38	5,43	6,02	7,34	8,89	5,60	6,67	7,23	8,54	10,11
W700	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
W710	3,29	3,95	4,28	5,10	6,09	3,30	3,96	4,29	5,11	6,10
W720	1,38	1,65	1,77	2,11	2,55	1,39	1,66	1,78	2,11	2,55
W730	7,86	9,75	10,85	13,22	15,94	9,61	11,55	12,62	14,97	17,73
W740	6,15	7,30	7,92	9,32	10,97	6,24	7,40	8,01	9,40	11,05
W750	6,55	7,92	8,63	10,32	12,33	6,96	8,33	9,02	10,70	12,72
W760	7,61	9,08	9,84	11,62	13,75	7,74	9,20	9,95	11,73	13,86
W770	8,74	10,51	11,39	13,57	16,26	9,21	10,98	11,83	14,01	16,69
W780	2,34	2,76	2,93	3,45	4,16	2,35	2,78	2,95	3,46	4,18
W790	5,95	7,10	7,63	9,05	10,88	6,21	7,36	7,88	9,29	11,12
W800	12,56	14,98	16,15	19,14	22,81	12,90	15,31	16,47	19,43	23,10
W810	6,05	7,29	7,86	9,39	11,41	6,13	7,37	7,94	9,47	11,49
W820	1,92	2,33	2,51	3,01	3,70	2,10	2,51	2,69	3,18	3,88
W830	6,63	8,10	8,80	10,62	12,96	7,34	8,81	9,49	11,30	13,66
W840	12,21	14,91	16,38	19,73	23,62	13,39	16,10	17,55	20,88	24,78
W850	6,02	7,37	8,03	9,71	11,88	7,18	8,54	9,14	10,81	13,00
W860	11,26	13,56	14,70	17,55	21,03	12,14	14,43	15,53	18,34	21,83
W870	9,25	11,18	12,12	14,52	17,50	9,58	11,51	12,44	14,83	17,82
W880	4,49	5,44	5,89	7,07	8,59	4,78	5,73	6,17	7,34	8,86



PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W890	17,73	21,25	22,98	27,34	32,74	18,45	21,96	23,66	28,00	33,40
W900	9,73	11,66	12,58	14,96	17,95	9,77	11,70	12,62	15,00	17,99
W910	14,36	17,11	18,40	21,79	26,05	14,47	17,21	18,50	21,88	26,14
W920	3,61	4,40	4,77	5,75	7,01	3,63	4,42	4,79	5,77	7,03
W930	14,39	17,88	19,88	24,29	29,36	15,39	18,94	20,93	25,35	30,48
W940	13,78	17,13	18,93	23,18	28,25	14,48	17,86	19,65	23,92	29,02
W950	1,25	1,51	1,62	1,93	2,37	1,29	1,55	1,66	1,97	2,41
W960	4,13	5,20	5,75	7,12	8,85	4,13	5,20	5,75	7,12	8,85
W970	8,34	10,30	11,33	13,80	16,78	9,17	11,16	12,16	14,64	17,65
W980	2,32	2,84	3,08	3,72	4,58	2,76	3,28	3,50	4,14	5,01
W990	5,78	7,31	8,14	10,12	12,55	6,09	7,65	8,48	10,49	12,95

Quadro 13. Vazões máximas atuais e futuras (m³/s) para diferentes TR para Arroio São João

PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W100	2,42	2,87	3,07	3,62	4,33	2,48	2,93	3,13	3,68	4,39
W110	6,12	7,36	8,03	9,54	11,31	6,56	7,80	8,45	9,94	11,71
W120	9,55	11,61	12,69	15,24	18,26	10,06	12,12	13,19	15,74	18,76
W130	9,95	12,21	13,43	16,26	19,57	10,61	12,89	14,10	16,92	20,25
W140	7,09	8,45	9,08	10,75	12,91	7,39	8,74	9,35	11,01	13,17
W80	7,78	9,39	10,32	12,26	14,52	7,92	9,54	10,46	12,40	14,66
W90	1,32	1,57	1,69	2,00	2,43	1,42	1,67	1,78	2,09	2,52

Quadro 14. Vazões máximas atuais e futuras (m³/s) para diferentes TR para Arroio Água Belas

PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W1000	9,46	11,93	13,28	16,48	20,35	11,83	14,43	15,75	19,01	23,01
W1010	7,22	8,91	9,75	11,89	14,65	7,86	9,57	10,42	12,58	15,38
W1020	6,14	7,53	8,22	9,96	12,18	6,54	7,94	8,62	10,36	12,60
W1030	10,51	13,11	14,48	17,78	21,81	12,34	15,01	16,34	19,66	23,78
W1040	11,47	14,27	15,74	19,29	23,64	12,80	15,65	17,09	20,67	25,07
W1050	7,78	9,75	10,80	13,32	16,39	9,54	11,59	12,61	15,15	18,31
W1060	14,63	18,43	20,65	25,50	31,06	17,42	21,36	23,58	28,55	34,28
W1070	6,12	7,71	8,56	10,61	13,10	7,97	9,64	10,45	12,53	15,12
W1080	6,04	7,56	8,34	10,27	12,71	7,93	9,50	10,23	12,17	14,69
W1090	12,50	15,64	17,37	21,39	26,16	16,15	19,41	21,06	25,11	30,00
W1100	7,68	9,42	10,26	12,43	15,24	9,07	10,82	11,61	13,75	16,60
W560	0,16	0,19	0,20	0,24	0,29	0,16	0,19	0,20	0,24	0,29
W570	10,53	13,12	14,68	17,91	21,59	10,95	13,57	15,13	18,37	22,06
W580	4,71	5,71	6,28	7,48	8,87	4,71	5,71	6,28	7,48	8,88
W590	0,33	0,39	0,42	0,51	0,61	0,33	0,39	0,42	0,51	0,61
W600	4,70	5,80	6,40	7,78	9,41	4,70	5,80	6,40	7,78	9,41
W610	12,78	16,21	18,45	22,77	27,59	13,28	16,75	19,01	23,36	28,21
W620	15,53	18,46	19,98	23,58	27,84	15,58	18,51	20,03	23,62	27,88
W630	9,29	11,26	12,21	14,66	17,75	10,08	12,05	12,97	15,40	18,51
W640	11,97	14,62	16,06	19,37	23,24	13,87	16,53	17,90	21,18	25,07
W650	0,46	0,56	0,61	0,73	0,91	0,47	0,57	0,62	0,74	0,92
W660	12,53	15,50	17,16	20,91	25,25	14,31	17,33	18,96	22,71	27,11
W670	4,46	5,45	5,97	7,19	8,65	4,85	5,85	6,35	7,57	9,03
W680	2,45	2,96	3,19	3,82	4,65	2,69	3,20	3,42	4,04	4,88
W690	4,84	6,08	6,80	8,35	10,14	5,05	6,30	7,02	8,58	10,38
W700	18,12	21,91	23,94	28,65	34,21	19,05	22,85	24,85	29,56	35,13
W710	3,07	3,77	4,10	4,98	6,09	3,33	4,03	4,36	5,23	6,36
W720	6,84	8,28	8,96	10,73	13,06	6,84	8,28	8,96	10,74	13,07
W730	4,72	5,92	6,53	8,07	10,01	5,24	6,47	7,08	8,63	10,61
W740	7,38	9,03	9,85	11,90	14,46	8,03	9,69	10,49	12,54	15,11
W750	0,13	0,16	0,17	0,20	0,25	0,13	0,16	0,17	0,20	0,25
W760	7,03	8,71	9,65	11,76	14,23	7,04	8,72	9,66	11,78	14,24
W770	6,75	8,14	8,80	10,51	12,67	6,90	8,29	8,94	10,66	12,82
W780	16,22	19,96	21,97	26,68	32,27	16,40	20,15	22,16	26,87	32,47
W790	0,29	0,35	0,37	0,45	0,55	0,29	0,35	0,37	0,45	0,55
W800	10,97	13,44	14,76	17,86	21,53	11,08	13,56	14,88	17,98	21,65
W810	3,74	4,49	4,84	5,77	7,00	3,91	4,67	5,01	5,93	7,16



PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W820	5,28	6,37	6,89	8,23	9,92	5,57	6,66	7,16	8,50	10,19
W830	1,67	2,05	2,24	2,72	3,34	1,81	2,20	2,39	2,87	3,49
W840	17,93	21,97	24,34	29,35	35,03	18,02	22,06	24,44	29,44	35,12
W850	1,16	1,41	1,52	1,83	2,24	1,20	1,45	1,55	1,86	2,27
W860	0,28	0,34	0,37	0,46	0,57	0,31	0,38	0,41	0,50	0,61
W870	8,28	10,18	11,21	13,59	16,39	8,86	10,78	11,80	14,18	17,00
W880	5,31	6,68	7,42	9,20	11,37	6,25	7,69	8,43	10,24	12,47
W890	8,78	11,06	12,34	15,25	18,68	10,21	12,57	13,85	16,83	20,34
W900	0,20	0,25	0,27	0,33	0,41	0,22	0,27	0,29	0,35	0,43
W910	10,85	13,65	15,30	18,86	22,94	12,21	15,09	16,75	20,35	24,49
W920	10,15	12,75	14,26	17,57	21,39	11,59	14,27	15,76	19,12	23,00
W930	3,28	4,00	4,35	5,24	6,35	3,44	4,16	4,51	5,40	6,52
W940	3,51	4,32	4,72	5,74	7,01	3,85	4,67	5,06	6,08	7,36
W950	5,81	7,16	7,82	9,51	11,74	5,81	7,16	7,82	9,51	11,75
W960	6,60	8,23	9,04	11,10	13,75	6,79	8,43	9,25	11,31	13,97
W970	14,35	17,72	19,63	23,86	28,72	15,47	18,88	20,77	25,00	29,90
W980	14,75	18,61	20,93	25,87	31,44	17,84	21,87	24,19	29,20	34,91
W990	7,18	8,83	9,64	11,70	14,29	7,77	9,42	10,22	12,28	14,90

Quadro 15. Vazões máximas atuais e futuras (m³/s) para diferentes TR para Distrito Industrial

PC	Vazão (m³/s) Atual					Vazão (m³/s) Futura				
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos
W180	4,26	5,32	5,96	7,27	8,77	4,26	5,32	5,96	7,27	8,77
W190	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
W200	0,11	0,13	0,14	0,17	0,22	0,11	0,13	0,14	0,17	0,22
W210	4,91	6,15	6,85	8,41	10,22	4,91	6,15	6,85	8,41	10,23
W220	1,40	1,74	1,95	2,37	2,87	1,40	1,74	1,95	2,37	2,87
W230	6,08	7,66	8,55	10,58	12,95	6,09	7,66	8,55	10,59	12,95
W240	3,48	4,34	4,80	5,90	7,23	3,48	4,34	4,80	5,90	7,23
W250	7,34	9,39	10,64	13,29	16,31	7,34	9,40	10,65	13,29	16,31
W260	0,58	0,72	0,80	0,98	1,20	0,58	0,72	0,80	0,98	1,20
W270	7,36	9,18	10,16	12,48	15,25	7,36	9,18	10,16	12,48	15,25
W280	1,05	1,31	1,45	1,79	2,22	1,05	1,32	1,45	1,79	2,23
W290	3,10	3,94	4,41	5,50	6,76	3,10	3,94	4,41	5,50	6,76
W300	3,89	4,98	5,61	7,05	8,74	3,89	4,99	5,61	7,05	8,75
W310	9,12	11,59	13,04	16,22	19,88	9,15	11,62	13,07	16,26	19,91
W320	0,49	0,61	0,67	0,83	1,03	0,49	0,61	0,67	0,83	1,03
W330	10,23	12,81	14,31	17,58	21,36	10,24	12,82	14,32	17,59	21,37
W340	7,44	9,45	10,67	13,24	16,19	7,71	9,74	10,96	13,55	16,52

4.2.2 Estudo hidráulico

O estudo hidráulico define a cota de coroamento do dique em questão. As manchas de inundações decorrentes as diferentes cheias se encontram no Relatório do Estudo de Concepção, bem como, os riscos e regiões de fragilidades a inundações.

Os resultados aqui apresentados são oriundos de modelagem hidrodinâmica e consideraram dragagem dos Arroios e inserção de diques em ambas as margens dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas, além da proteção superior a Tr 200 anos das cheias oriundas ao Rio Gravataí. Mais à frente serão apresentadas as principais intervenções sancionadas para a proteção de Porto Alegre e Alvorada.

Maiores detalhes dos resultados, consultar os Relatórios de Diagnóstico e Estudo de Concepção.





4.2.2.1 Modelo Hidrodinâmico e Base Cartográfica Empregado

A simulação hidráulica do sistema fluvial e propagação da onda de cheias foram efetuadas no Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS) versão 5.0.3 (setembro de 2016).

O modelo HEC-RAS foi desenvolvido para simular cálculos hidráulicos unidimensionais e bidimensionais em sistemas fluviais naturais ou canais artificiais. O programa possui uma boa interatividade com o usuário e interface gráfica (*Graphical User Interface - GUI*), ainda mantém alta eficiência e agilidade nos cálculos solicitados. Esse modelo contém quatro componentes básicos de análise: (1) escoamento permanente com determinação de perfis de linha de água; (2) escoamento não-permanente; (3) cálculo de transporte de sedimentos e, por último, (4) análise de qualidade de água. Todos esses ferramentais utilizam-se da mesma representação geométrica do sistema físico e rotinas hidráulicas computacionais, o que proporciona facilidade de troca de informações entre os diferentes componentes.

Para a propagação da onda de cheia, as rotinas de cálculo hidráulico não-permanentes são empregadas. Esse componente é capaz de simular qualquer sistema fluvial desejado, além de possibilitar modelar a formação de brechas de ruptura de barragens e diques, e fornece ainda seus hidrogramas. Para isso, o HEC-RAS utiliza o método adaptado de Dr. Robert L. Barkau UNET modelo (HEC, 1997) para resolução das equações não-permanentes. No início, esse ferramental foi desenvolvido para escoamento fluvial com regime subcrítico, contudo, com o aprimoramento das versões (3.1 e posteriores, inclusive, 5.0.3), foram introduzidas rotinas que permitem, simultaneamente, modelar diferentes regimes, isto é, subcrítico, crítico, supercrítico, ressalto hidráulico e quedas; tais como: vertedouros e rebaixamento de canais. A teoria envolvida nos cálculos do escoamento não-permanente pode ser obtida no capítulo 2 do *Hydraulic Reference Manual* (BRUNNER, 2008a, 2008b).

A grande vantagem do HEC-RAS é que ele está associado a outro programa, denominado HEC-GeoRAS, que apresenta um série de rotinas e ferramentas que processam dados geoespaciais no software ArcGIS, usando GUI, e os preparam para usar no HEC-RAS. O HEC-GeoRAS também faz a interface entre os resultados das simulações hidráulicas obtidas no HEC-RAS com o ArcGIS. Para isso, basta dispor de um modelo digital do terreno da região em estudo. A ideia, que introduz agilidade e flexibilidade nos estudos, é caracterizar todo o sistema fluvial previamente no ArcGIS, como canal principal, seções topobatimétricas, rugosidade hidráulica do terreno, bem como, adicionar pontes, áreas de reservatórios, diques, de modo a facilitar a entrada de dados, e, posterior, executar as simulações no HEC-RAS, e representar de modo espacial os resultados aqui obtidos (ACKERMAN, 2005).

Então, inicialmente, fez a compilação e compatibilização da base altimétricas para gerar o MNT. Com os dados altimétricos oriundos de diferentes fontes, consistiram-se os cursos d'água e o relevo das várzeas de inundações. O MNT gerado considerou o Rio Gravataí (da foz a 8km da RS-118) e Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas. transformado para formato (.tif) a fim de ser utilizado no HEC-RAS para a modelagem hidrológica. A metodologia empregada está descrita no Relatório do Diagnóstico.

Os hidrogramas de cheias foram inseridas no modelo hidrodinâmico HEC-RAS. As vazões dos afluentes foram distribuídas ao longo do trecho do Rio em estudo, considerando valores

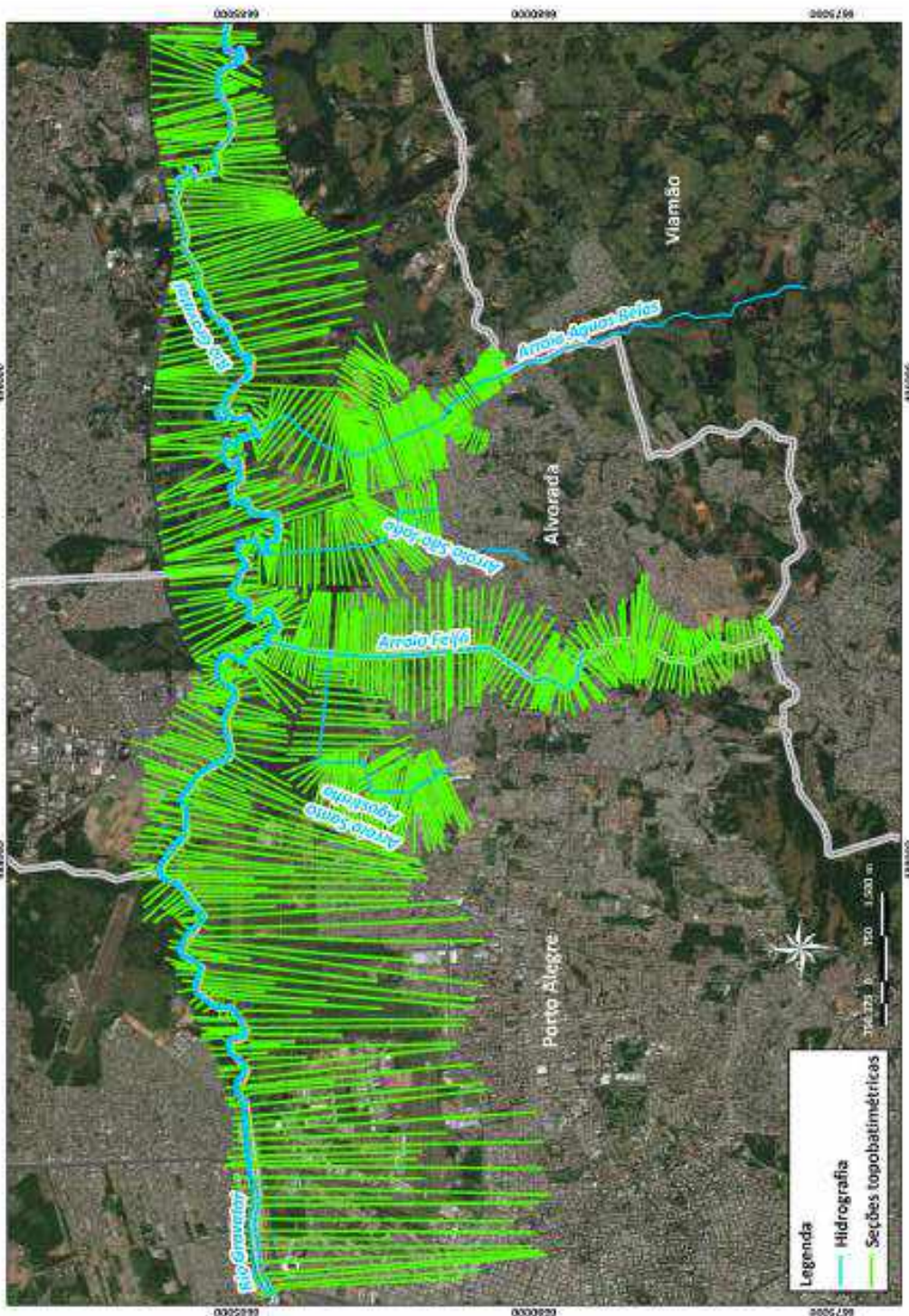


mínimos que não introduzissem extravasamento das cheias fora da calha, nem remansos sobre as pontes e interferências ao escoamento nos referidos afluentes.

A modelagem se procedeu no regime não-permanente com duração de dois dias. A Figura 11 ilustra a região de estudo inserida no modelo HEC-RAS. A Figura 12 apresenta o resultado da modelagem em formato de perfil e linha de água. A Figura 13 ilustra as características pontes levantadas pela topografia e inseridas no programa HEC-RAS.



Figura 11. Áreas de abrangência inserida no HEC-RAS para modelagem hidrodinâmica não-permanente



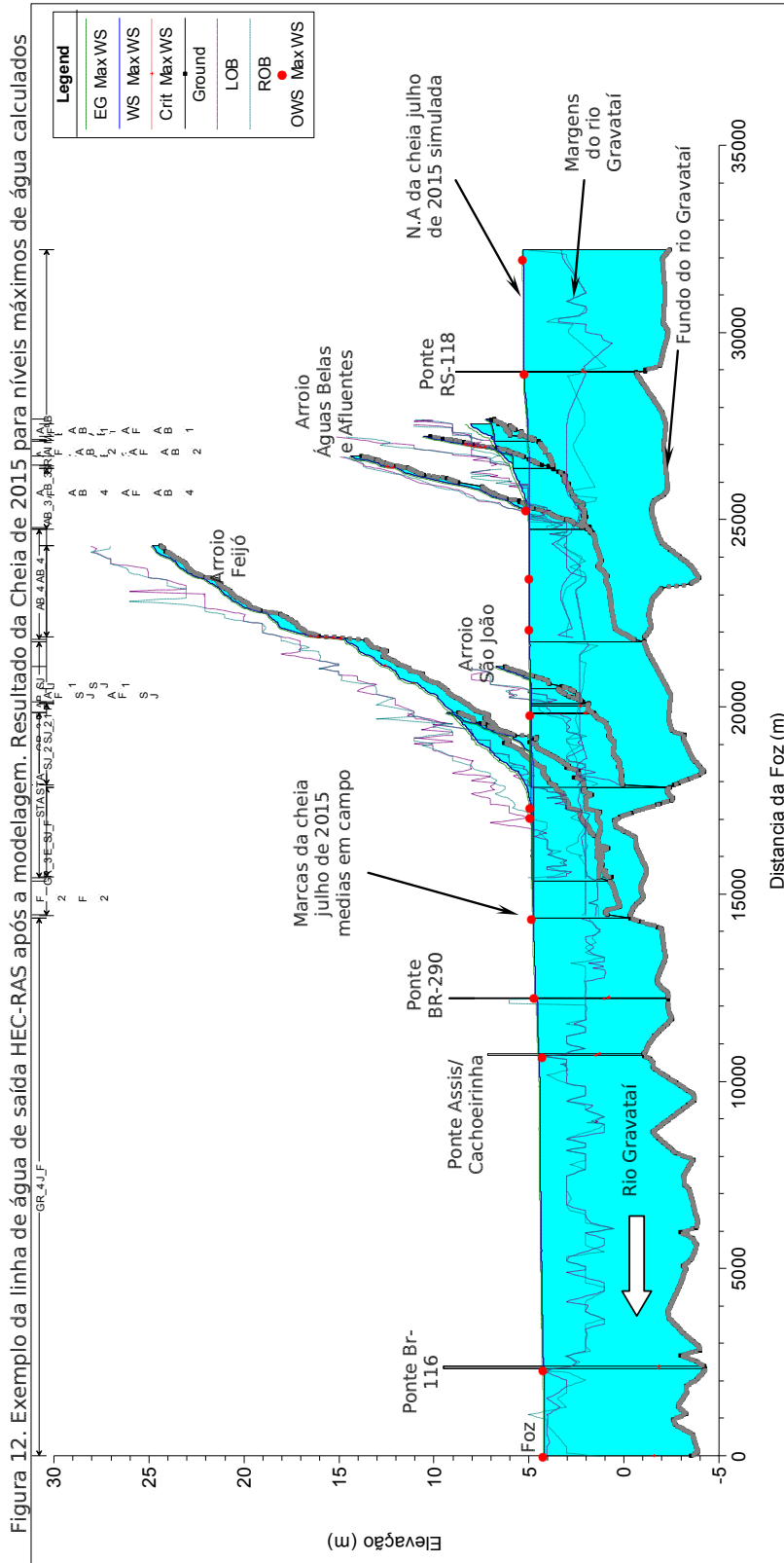
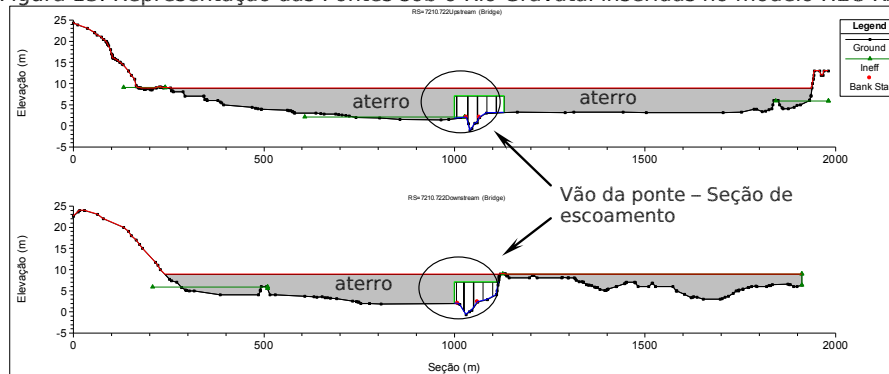
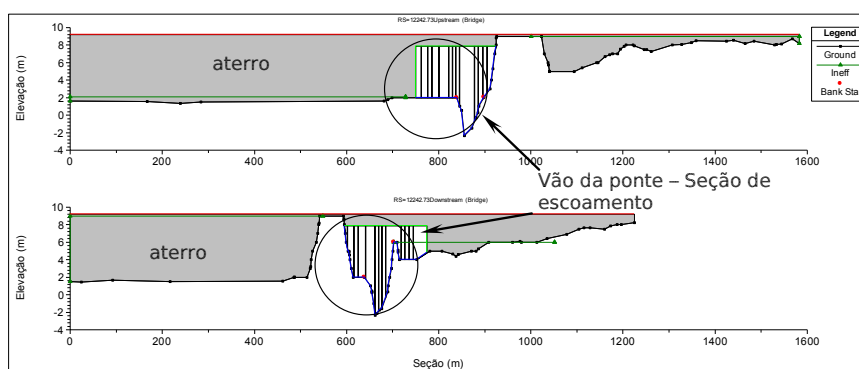




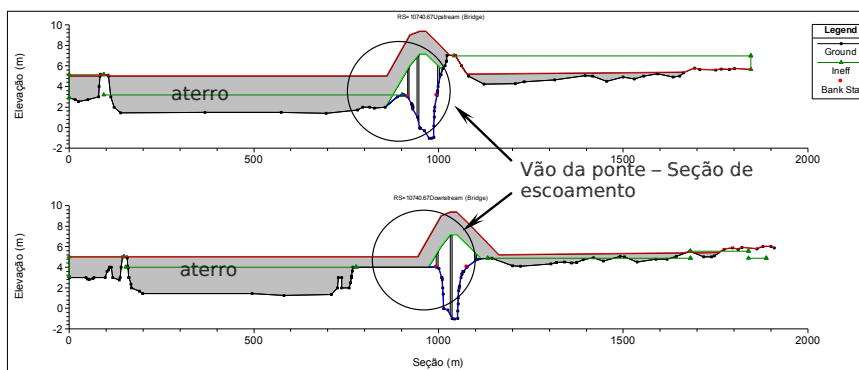
Figura 13. Representação das Pontes sob o Rio Gravataí inseridas no modelo HEC-RAS



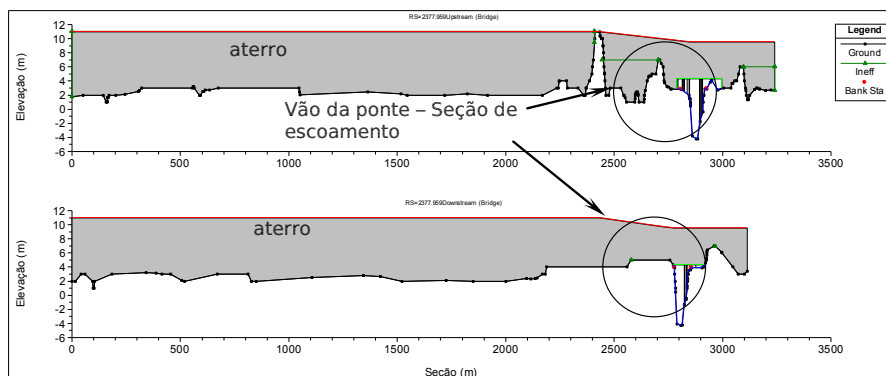
(a) Ponte na RS-118



(b) Ponte na BR-290



(c) Ponte Acesso Assis Brasil a Cachoeirinha



(d) Pontes BR-116





4.2.2.2 Proteção das Cheias do Rio Gravataí

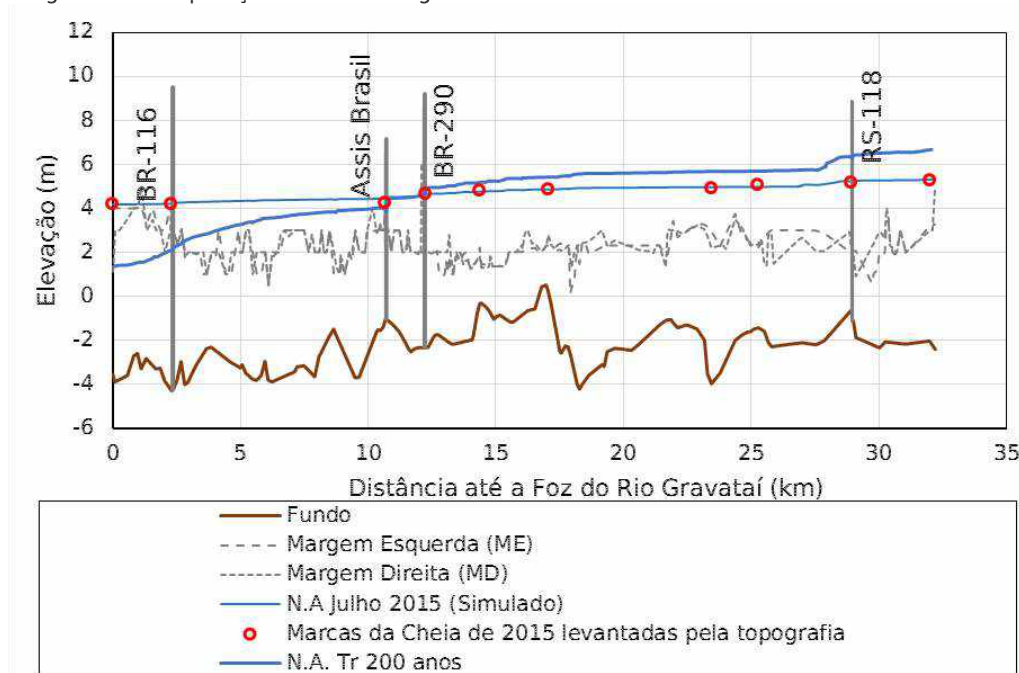
A proteção das cheias do Rio Gravataí é composta por um dique principal, na margem esquerda do Rio Gravataí. A elevação do coroamento do dique principal está no Quadro 16.

A cheia de julho de 2015, Tr 256 anos, serviu de base para avaliar a cota de coroamento do dique, contudo, foi a cheia de Tr 200 anos oriunda do Rio Gravataí que demonstrou na modelagem os maiores níveis de águas calculados para região, ver Figura 14. Portanto essa cheia foi selecionada para proteção dos polders formados pela implantação do dique na margem esquerda do Rio Gravataí.

Quadro 16. Elevação do coroamento do Dique Principal na Foz dos Arroios e Rodovias Principais

Dique Principal	Cota de Coroamento do Dique	Critério Adotado	Borda Livre acima do NA máximo modelado
Junto a Assis Brasil	EL. 6,7 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
Arroio Santo Agostinho	EL. 7,0 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
Arroio Feijó	EL. 7,4 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
Arroio São João	EL. 7,7 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
Arroio Águas Belas	EL. 7,9 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
Junto a Ponte da RS -118 (jusante)	EL. 8,7 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m

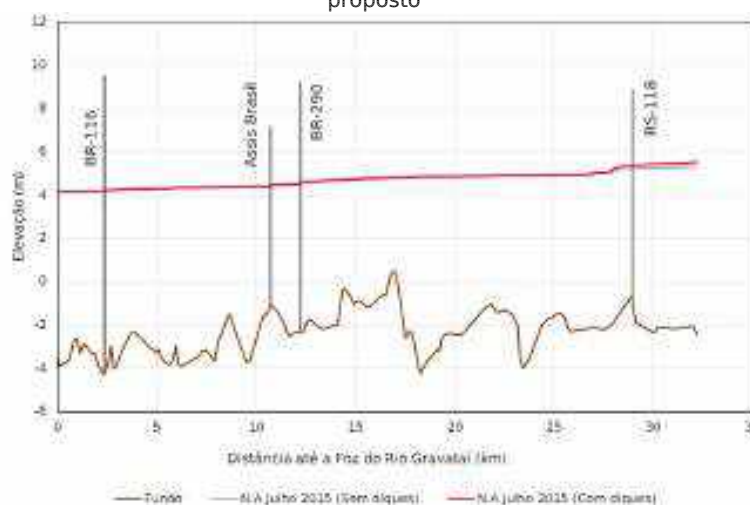
Figura 14. Comparação da linha de água no evento de cheia de 2015 e Tr 200 anos no Rio Gravataí



Por fim, é relevante mencionar que todas as soluções de implantação do dique avaliaram os efeitos de aumento do nível d'água a montante e na margem direita do Rio Gravataí (principalmente nos municípios de Cachoeirinha e Gravataí). Segundo os resultados da modelagem hidrodinâmica, ver Figura 15, da maneira que o dique principal foi conformado e traçado, o nível de água não sofreu alterações significativas para as cheias estudadas (entre 8 cm e 20 cm), e, ele não será causa de danos adicionais significativos aos referidos municípios (mais 44 benfeitorias inundadas).



Figura 15. Comparação da linha de água no evento de cheia de 2015 sem e com o dique principal proposto



Vale comentar que as soluções para retirada das águas pluviais internas passou por ampla discussão e definição de áreas prioritárias para armazenamento das cheias internas que consideram pontos ambientais e sociais, bem como, impactos na expansão urbana, como será abordado no item posterior.

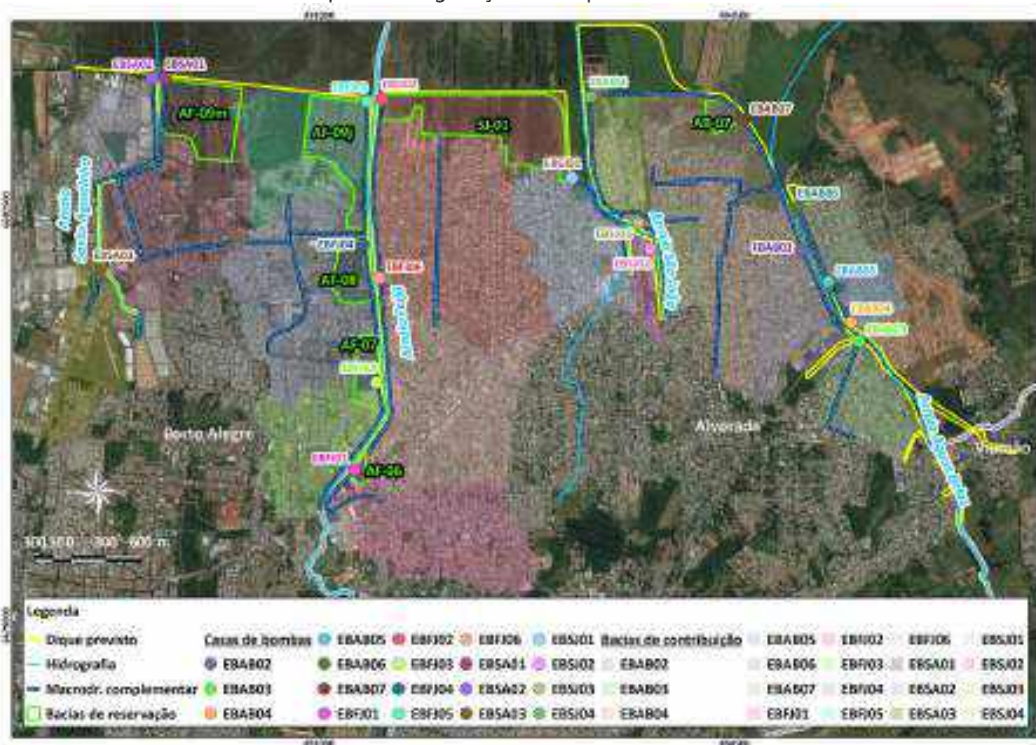
4.2.2.3 Polders Internos e Proteção com Prolongamento do Dique do Rio Gravataí para Montante nos Arroios

Na Solução Diques Internos com bacias de amortecimento haverá um sistema de diques que avança do dique principal para montante dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas. Essa alternativa prioriza o escoamento das cheias dos Arroios, e, minimiza as vazões a serem bombeadas criando 7 grandes polders, 19 bacias hidrográficas de drenagem pluvial e estações de bombeamento, conforme Figura 16, a saber :

- Polder 1 e 2 (Bairro Rubem Berta)
- Polder 3 e 4 (Bairros Americana e Sumaré)
- Polder Piratini 5 e 6
- Polder 7 (Margem esquerda do Arroio Águas Belas)



Figura 16. Bacias Internas conectadas às estações de bombeamento e reservatórios de amortecimento para configuração de diques internos



4.2.2.3.1 Determinações das Cotas de Coroamentos dos Diques Internos

4.2.2.3.1.1 Resultado da Modelagem Hidrodinâmica

As figuras subsequentes ilustram o resultado da modelagem hidrodinâmica. Os critérios adotados para as cotas de coroamento são descritas na sequência.

Figura 17. Comparação das linhas de águas no Arroio Águas Belas para diferentes Tempo de Retorno (Tr) e proposição de cota de coroamento do dique interno

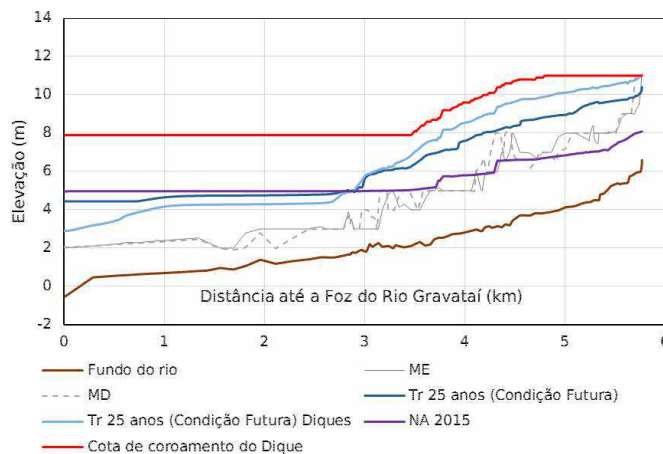




Figura 18. Comparação das linhas de águas no Arroio Feijó para diferentes Tempo de Retorno (Tr) e proposição de cota de coroamento do dique interno

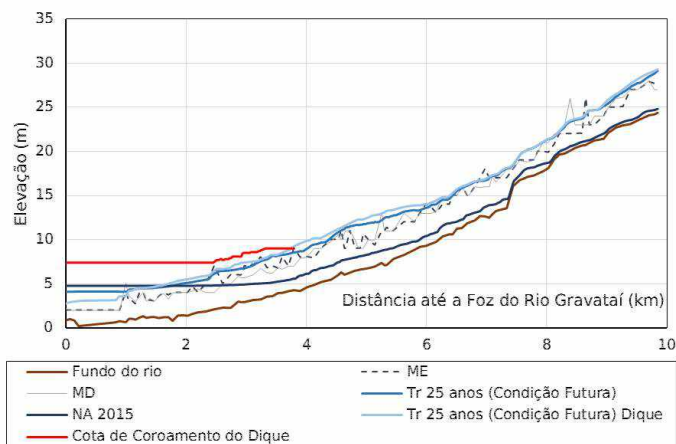


Figura 19. Comparação das linhas de águas no Arroio Santo Agostinho para diferentes Tempo de Retorno (Tr) e proposição de cota de coroamento do dique interno

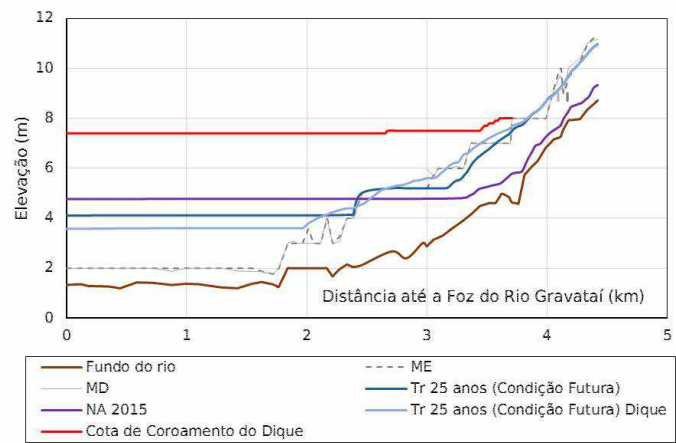
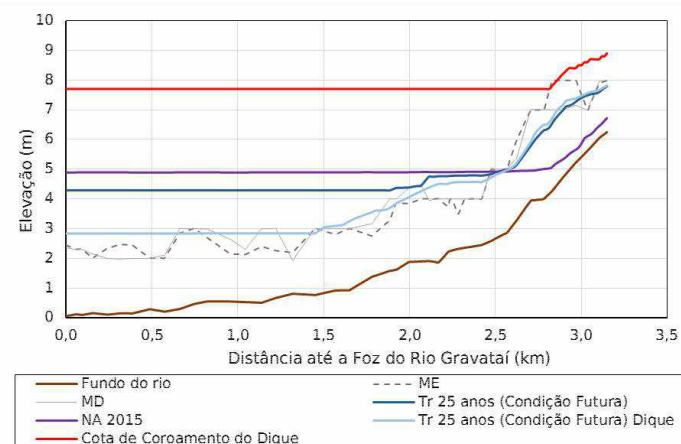


Figura 20. Comparação das linhas de águas no Arroio São João para diferentes Tempo de Retorno (Tr) e proposição de cota de coroamento do dique interno



A elevação da cota de coroamento (CC) e os critérios de determinação da margem de segurança na sua determinação estão descritos no Quadro 17. Os diques internos partem





do dique principal com as referidas CC (Quadro 16) e avançam pelas margens dos Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas. Os diques se limitaram na região entre o Rio Gravataí e a Av. Presidente Getúlio Vargas, onde os NA são fortemente influenciados pelo remanso das cheias no Rio Gravataí a montante da Av. Presidente Getúlio Vargas, os alagamentos são decorrentes as cheias internas e podem ser resolvidos através de medidas estruturais ou não estruturais locais ou regionais e não interferências das obras aqui projetadas. Optou-se nesse conjunto de soluções a condução direta do Arroio Santo Agostinho para o Rio Gravataí.

4.2.2.3.1.2 Definição da Borda Livre

A definição da borda livre vai de encontro com a análise dos níveis de máximos obtidos pela modelagem hidrodinâmica e o efeito dos ventos predominantes. Durante o inverno, os ventos de anticiclone do Atlântico Sul (N, NE e E) e ventos frios (S, SW,W) são bem equilibrados, resultando em épocas chuvosas, caso contrário, resulta em pouca precipitação. Portanto, a direção NE-SW e N-S foram selecionados para determinação do *fetch* (F) para avaliar a sobre-elevação da massa líquida e produção de ondas no Rio Gravataí e seus afluentes.

O vento soprando sobre a superfície de água pode gerar ondas que podem interferir no escoamento e até propagar no interior dos canais. O tamanho das ondas é avaliado pelo estudo da velocidade, direção e duração dos ventos extremos, e, pelas características do lago formado, profundidade e a distância livre de água por onde o vento sopra, denominada de *fetch*.

O limitado acervo bibliográfico nacional sobre a dinâmica de ventos extremos fez-se reportar a NBR 6123/1988, onde são apresentados registros e metodologias de determinação dessa normal climatológica ocorrente sobre o território brasileiro.

Segundo a norma NBR 6123/1988, a velocidade básica do vento (V_o) é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano, podendo soprar em qualquer direção horizontal.

Na região metropolitana, a velocidade básica (V_o) foi considerada igual a 45 m/s, equivalendo a 162 km/h, conforme o gráfico de isopletas apresentada na NBR 6123/88.

Para o cálculo dos ventos a serem empregados em projetos, a norma preconiza avaliar três fatores para sua composição: (a) fator topográfico (S_1), que leva em consideração as variações do relevo; (b) fator (S_2) que combina simultaneamente os efeitos da altura e duração da rajada de vento sobre o terreno, da rugosidade do terreno, do tipo de construção; e, por último (c) um fator estatístico (S_3) associado ao risco de perdas de vidas humanas. A combinação desses fatores fornece o vento de projeto desejado (V_p):

$$V_p(t) = S_1 \cdot S_2(t) \cdot S_3 \cdot V_o$$

Sendo:

- t = tempo da rajada de vento igual a 3.600 segundos;



Adotou-se, então, para fins de determinação da onda de projeto:

- S_1 igual a unidade, característico de um terreno plano e fracamente acidentado;
- S_2 determinado para Categoria I, representativa de lagos e rios, e Classe C característica de superfícies frontais superiores a 50 m (NBR 6123/88);
- S_3 igual a 1,10.

O vento de projeto ficou estabelecido em 178 km/h. A sobre-elevação (SE) necessária para dimensionamento como níveis de água extremos nas saídas dos canais de macrodrenagem foi definido:

$$SE = z_d + z_s$$

Sendo:

- z_d = altura característica da onda formada no lago pelo vento de projeto (m);
- z_s = altura decorrente da sobre-elevação da massa líquida do lago em função do efeito do vento (m).

A altura da onda formada no Saco da Mangueira (z_d) foi calculada pela equação usada para determinação de ondas, apresentada em *Stefenson apud Sentürk (1994)*³:

$$z_d = 0,75 + 0,34 \cdot F^{\frac{1}{2}} - 0,26 \cdot F^{\frac{1}{4}}$$

Sendo:

$$F = \text{fetch (km)}.$$

O parâmetro z_s foi obtido por método empírico *Zuider-Zee*, descrita em *Sentürk (1994)*.

O *fetch* efetivo adotado é de 2,5 km. Disso resulta que a onda formada pelo vento é aproximadamente de 1 metro. A sobre-elevação da massa líquida em função do efeito do vento foi de 0,7 m e 0,5 cm, respectivamente. Portanto, sobre o N.A máximo selecionado dever-se-á adicionar 2,2 m para o dique principal e 2 m para os diques internos junto ao Rio Gravataí. O Quadro 17 apresenta os resultados.

Quadro 17. Diques internos, critérios adotados para determinação da CC e borda livre

Diques Internos	Cota de Coroamento do Dique	Critério Adotado	Borda Livre em N.A máximo modelado
Foz do Feijó	EL. 7,4 m	Tr 200 anos no rio Gravataí	2,2 m
1,8 km da Foz do Feijó	EL. 7,4 m	Tr 25 anos	1,0 m
2,5 km da Foz do Feijó	EL. 7,8 m	Tr 25 anos	1,0 m
2,7 km da Foz do Feijó	EL. 8,1 m	Tr 25 anos	1,0 m
2,9 km da Foz do Feijó	EL. 8,5 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,0 km da Foz do Feijó	EL. 8,6 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,3 km da Foz do Feijó até Av. Presidente Getúlio Vargas	EL. 9,0 m (Nível do terreno)*	Tr 25 anos	-
Foz do Santo Agostinho	EL. 7,4 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
3 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 7,5 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,8 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 7,8 m	Tr 25 anos	1,0 m
4 km da Foz do Santo Agostinho	EL. 8,0 m (nível do terreno)*	Tr 25 anos	-

³ *Fuat Sentürk (1994). Hydraulics of Dams and Reservoirs. Water resources Publications.*





Diques Internos	Cota de Coroamento do Dique	Critério Adotado	Borda Livre em N.A máximo modelado
Foz do São João	EL. 7,7 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
2,8 km da Foz do São João	EL. 8,0 m	Tr 25 anos	1,0 m
2,9 km da Foz do São João	EL. 8,5 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,0 km da Foz do São João	EL. 8,7 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,1 km da Foz do São João até o terreno natural	EL. 9,0 m	Tr 25 anos	-
Foz do Águas Belas	EL. 7,9 m	Tr 200 anos no Rio Gravataí	2,2 m
3,5 km da Foz do Águas Belas	EL. 8,5 m	Tr 25 anos	1,0 m
3,7 km da Foz do Águas Belas	EL. 9,0 m	Tr 25 anos	1,0 m
4,0 km da Foz do Águas Belas	EL. 9,8 m	Tr 25 anos	1,0 m
4,1 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,1 m	Tr 25 anos	1,0 m
4,2 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,2 m	Tr 25 anos	1,0 m
4,4 km da Foz do Águas Belas	EL. 10,8 m	Tr 25 anos	1,0 m
4,5 km da Foz do Águas Belas até a Av. Presidente Getúlio Vargas	EL. 11,0 m (nível do terreno)*	Tr 25 anos	-

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

4.2.3 Estudo geotécnico

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

Os resultados completos e detalhados das investigações geotécnicas realizadas estão apresentados no Relatório Técnico relativo ao Levantamento Geotécnico (Produto 11), 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 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 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) Alvorada (CORSAN) e ao longo do traçado da rede LT 2x69 kV Ramal Alvorada 2 (fornecido pela METROPLAN).



Conforme abordado no 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.

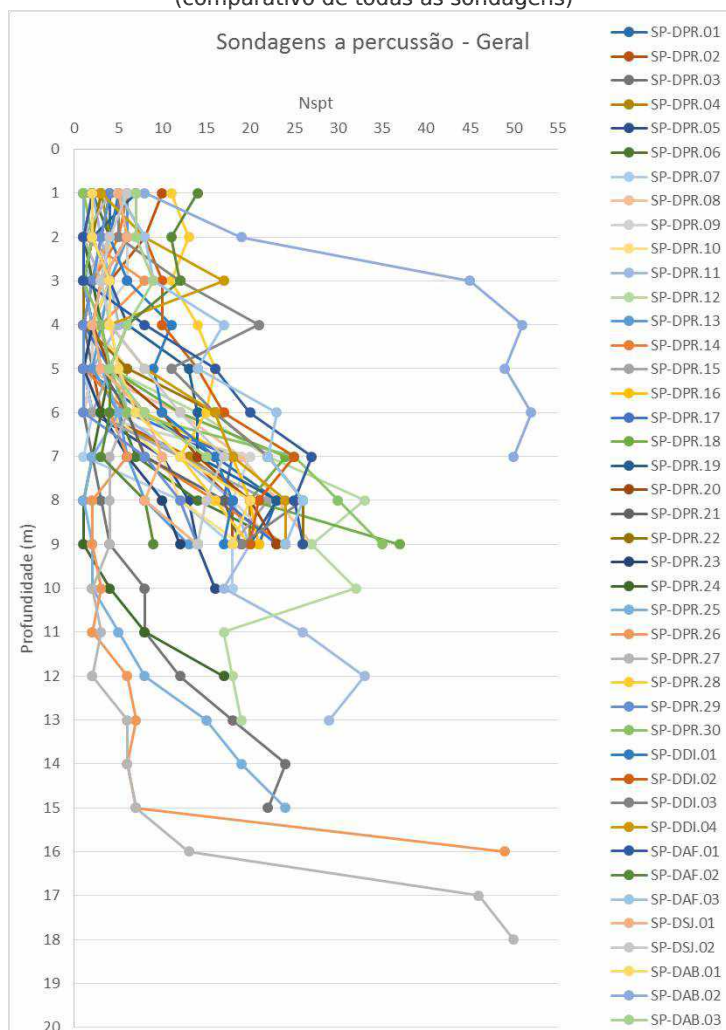
A caracterização geotécnica das condições do subsolo existente na área é sintetizada pelas Figuras a seguir.

Na Figura 21 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.

Ao longo do Dique do Distrito Industrial, cujo traçado é mais afastado da zona da várzea, as condições de fundação são melhores, não sendo detectadas camadas de solos muito moles, conforme revelado pelas 4 sondagens SPT executadas. Tal situação, entretanto, não ocorre no traçado do Dique Principal, cujas sondagens SPT revelaram a presença de solos moles (em camada espessa, superior a 3,5m) em praticamente todos os furos de sondagem.



Figura 21. Resultados Nspt x Profundidade (comparativo de todas as sondagens)



O Quadro 18 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 22 mostra os resultados de LL e LP (Limites de Liquidez e 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 18. Resumo de Ensaios de Caracterização e das Condições de Estado no Campo

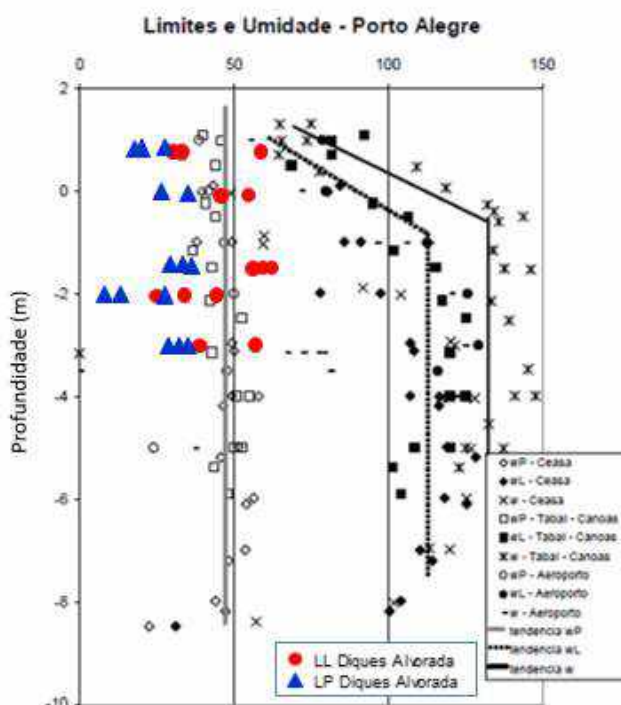
Local	Profundidade	G (massa específica)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_o (kN/m ³)	W (wet) campo (%)
DPR-01	0,00 - 1,00	2,539	29,10	17,40	11,70	20,12	14,65	37,40
	1,00 - 4,40	2,557	54,00	37,60	16,40			
DPR-02	0,00 - 1,00	2,543	57,70	32,20	25,50	19,11	13,79	38,60





Local	Profundidade	G (massa específica)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)	W (wet campo) (%)
	1,00 - 4,4	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 - 4,9	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 22. Resultados de Plasticidade comparativamente à Estudos de Solos Moles na RMPA (HALLAL, 2003)⁴



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 23. 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.

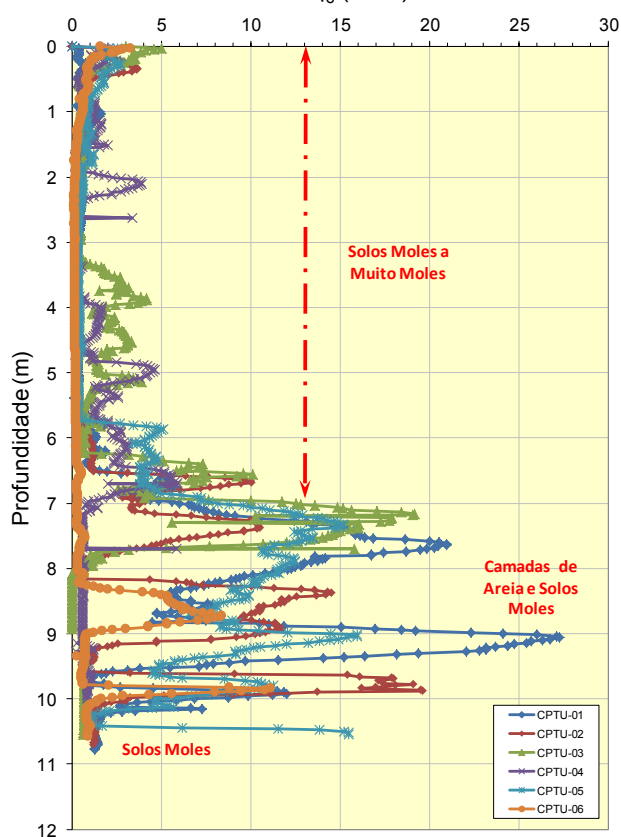
⁴ HALLAL, R.R. (2003), **Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul**, Dissertação de Mestrado, PPGEC/EE, UFRGS.





Gráfico CPTU x Profundidade

DIQUE PRINCIPAL
 Figura 23. Resultados CPTU x Profundidade (Dique Principal e Arroios)
 q_c (MPa)

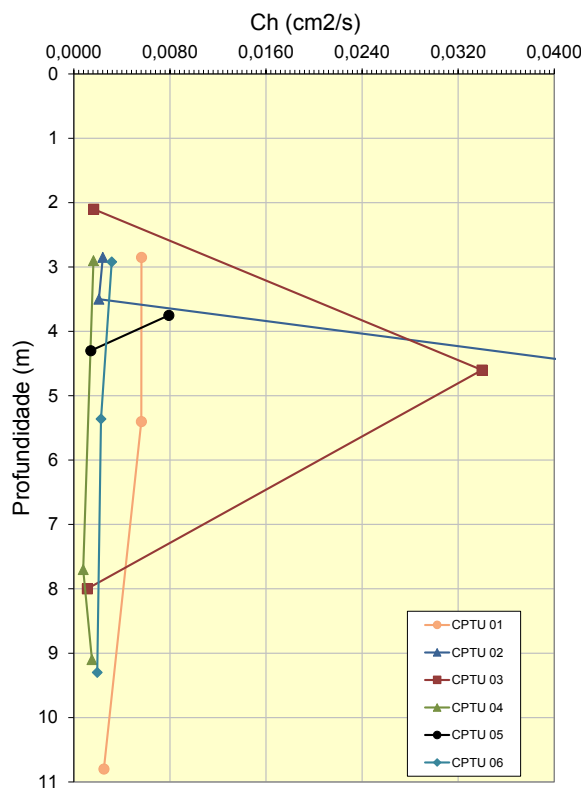


Ensaio de dissipação de poropressão nos furos CPTU revelaram solos moles com valores mínimos de Ch da ordem de $7,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e valores médios de $2,77 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, conforme ilustrado na Figura 24.





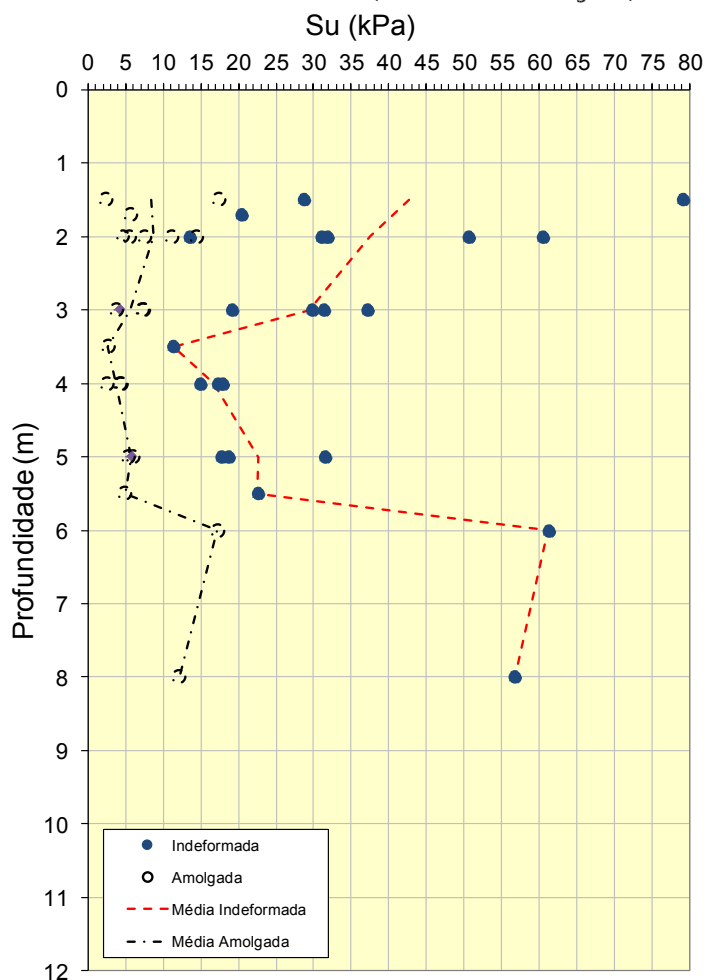
Gráfico Dissipação - Ch x Profundidade
 Figura 24. Resultados Ensaios Dissipação/CPTU x Profundidade (Dique Principal e Arroios)



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 (Su). O resumo dos resultados dos ensaios é mostrado na Figura 25, 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 $10 \leq Su \leq 20$ kPa), sendo que a média geral de resultados foi de 31,93kPa.



Figura 25. 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.

4.3 Anteprojeto geométrico, de terraplenagem e 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;

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.

4.3.1 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 Ensaios de Palheta (confirmados pelos ensaios CPTU), em que mais de 1/3 dos resultados evidenciaram $10 < S_u(\text{kPa}) < 20$ 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:

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

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



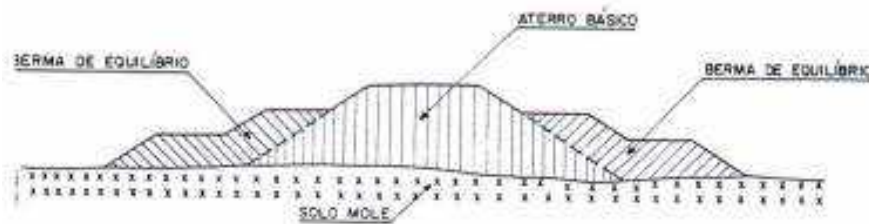
aterro para uma estabilidade minimamente satisfatória sem que haja ruptura de fundação resulta em:

$$H_{m\acute{a}xima} (m) = \frac{H_c}{FS} = \frac{3,43}{1,50} = 2,28m$$

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 26 a seguir.

Figura 26. Bermas de Equilíbrio



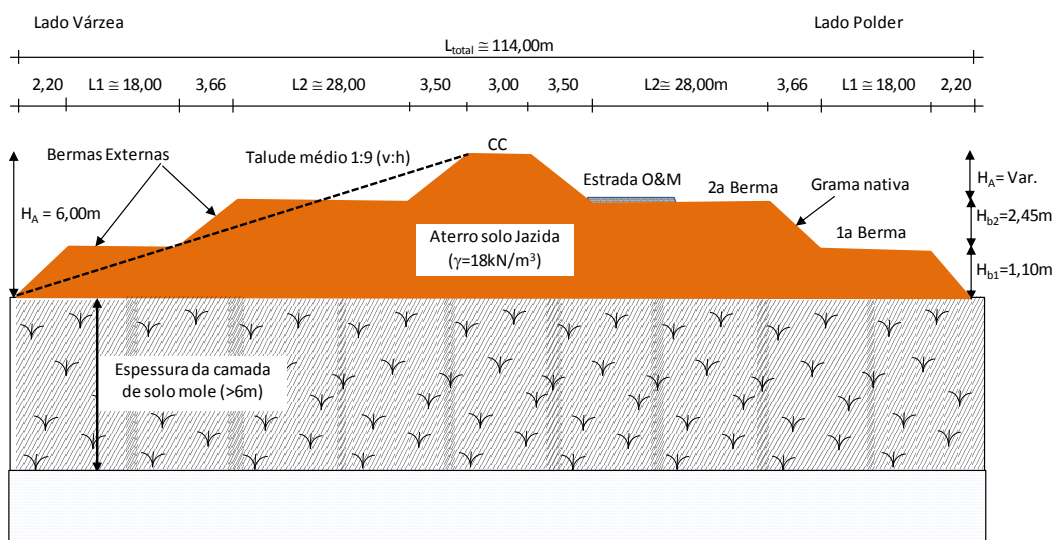
No entanto, os cálculos preliminares utilizando os ábacos de Jakobson (1948)⁵ e levando em consideração uma altura de aterro dos diques da ordem de 6,0m, sobre solos moles, resultaram na necessidade de pelo menos dois níveis de bermas de equilíbrio, tal como mostrado na Figura 27. Observa-se que a largura 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).

⁵ JAKOBSON, B. (1948), The Design of Embankments on Soft Clays, Géotéchnique, v.1, n.2, p.80-89.





Figura 27. 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 minimizados nesta alternativa. Por estas razões, a utilização de soluções convencionais somente com bermas de equilíbrio foi inicialmente descartada.

4.3.2 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 3 m 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 19.



Quadro 19. 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 19 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.

Do exposto, o Anexo 2 mostra a representação esquemática das alternativas selecionadas para os maciços dos diques, considerando pelo menos quatro situações típicas:

- **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 TR (item 6.5.4) previa que no estudo de concepção 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.

No Anexo 1 pode-se verificar qual as seções indicadas para cada segmento referente ao Dique Principal e no Anexo 2 constam as respectivas seções.

4.3.3 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/m², 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 $FS \geq 1,50$ e para a condição eventual (ou acidental) foi admitido $FS \geq 1,30$.

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

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 (Figura 28 e Figura 29) ilustram algumas das condições do *Define Program* (Slope/W) utilizadas nas análises.



Figura 28. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Dados da Modelagem Geotécnica, considerando existência de camada de solo pré-adensado sob o Dique Existente

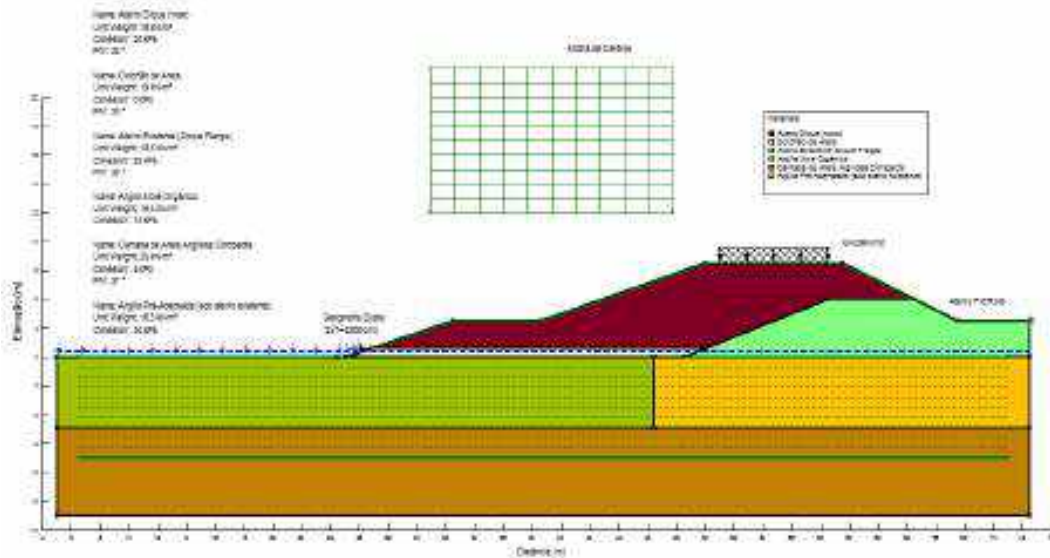
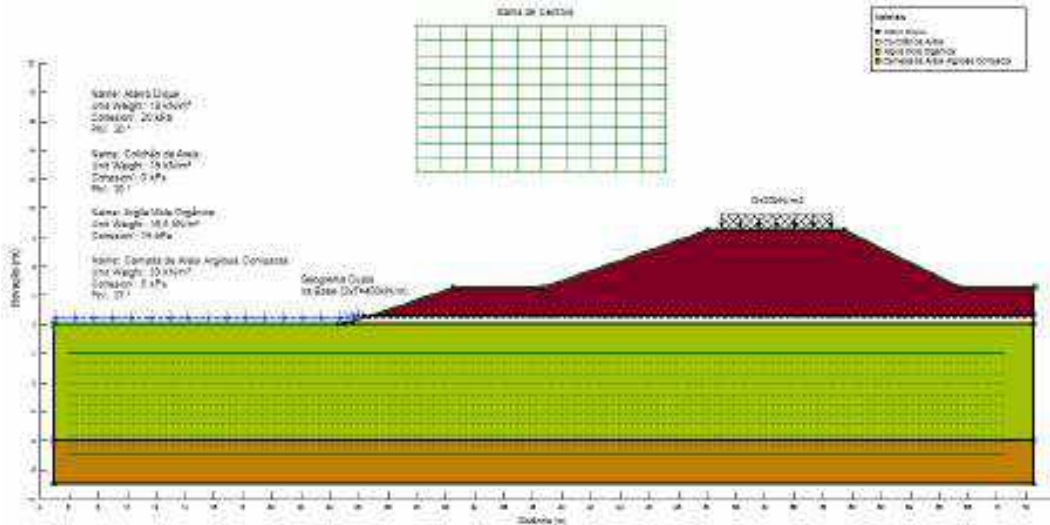


Figura 29. Seção Tipo 2 (Trecho Várzea) – Dados da Modelagem Geotécnica



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

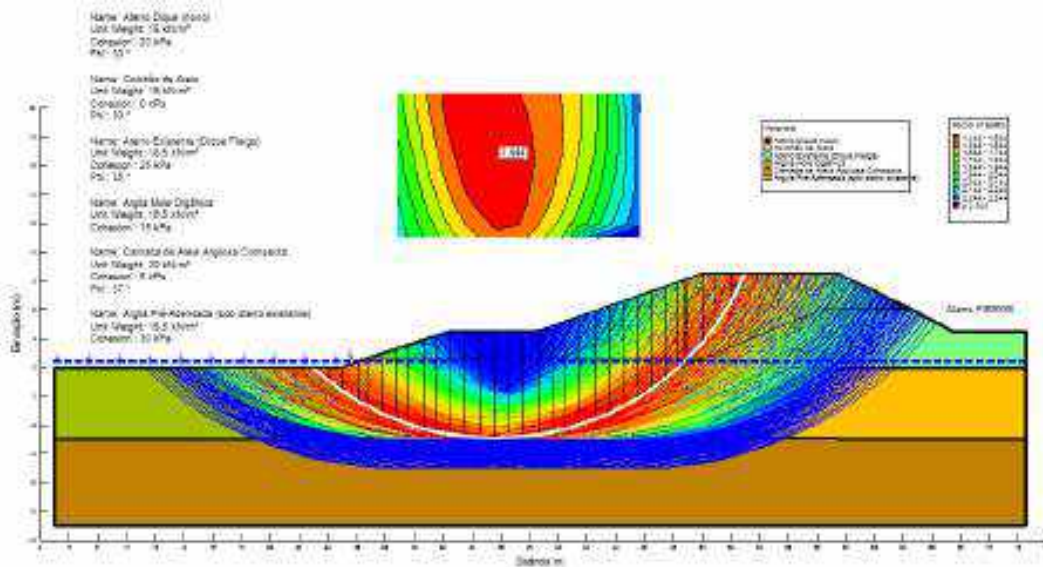


Figura 31. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Com Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,397)

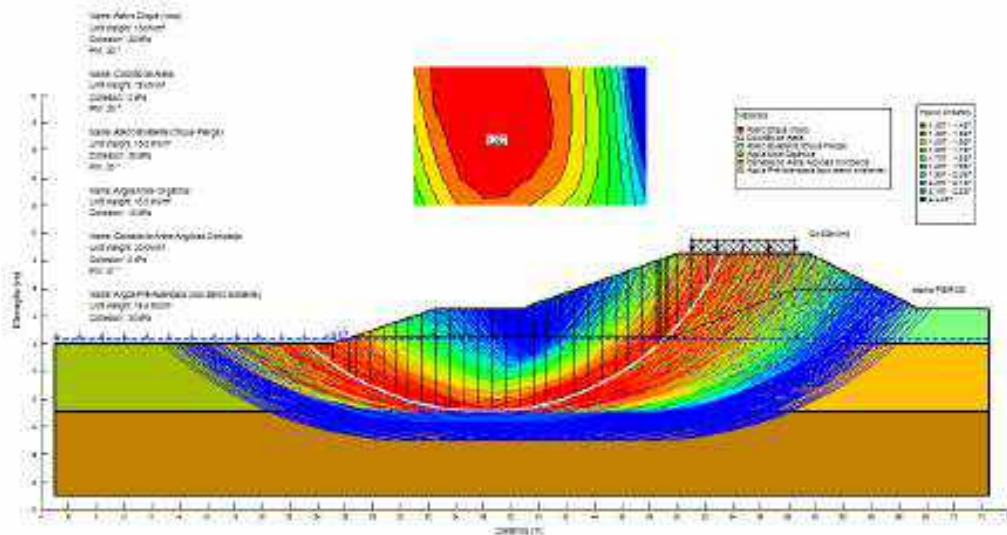




Figura 32. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço (FS=1,487)

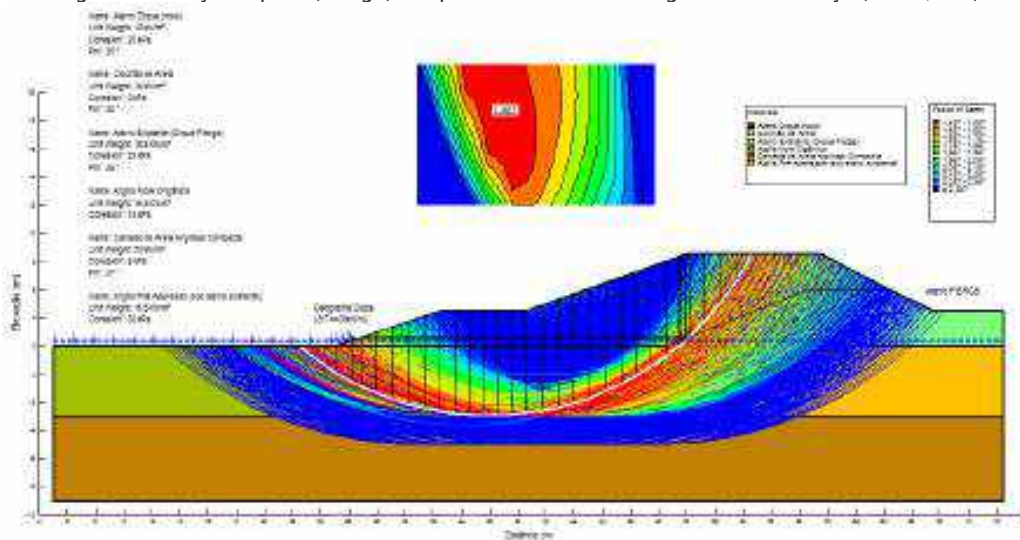


Figura 33. Seção Tipo 1 (Fiergs) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço (FS=1,412)

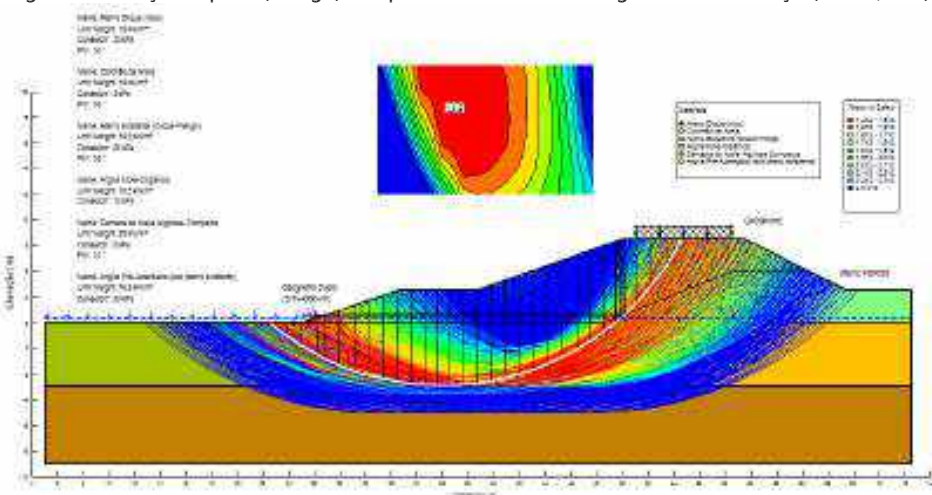


Figura 34. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,014)

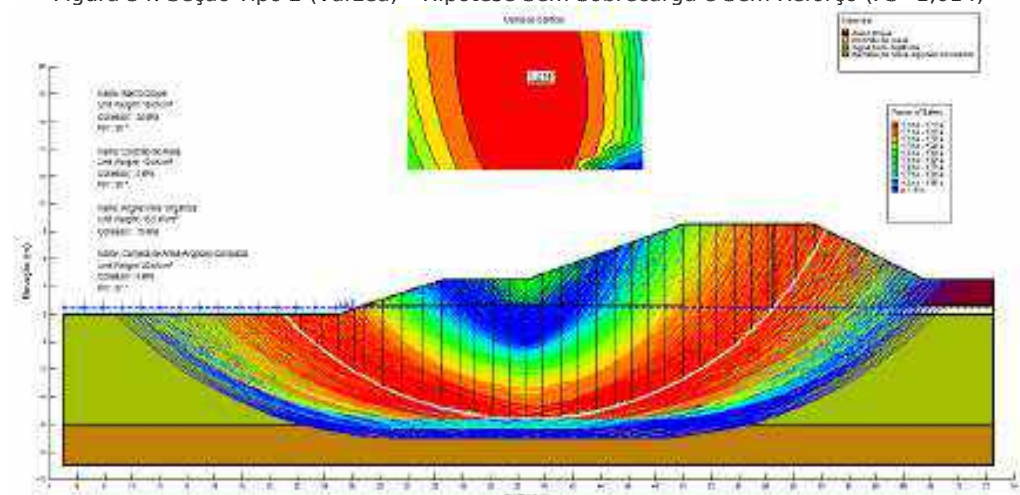




Figura 35. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço 2xT=200kN/m (FS=1,387)

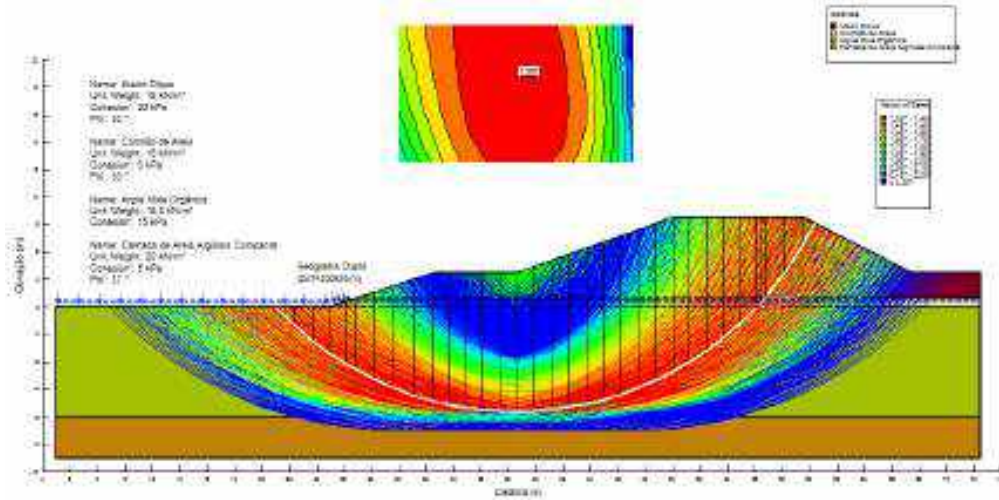


Figura 36. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço 2xT=400kN/m (FS=1,748)

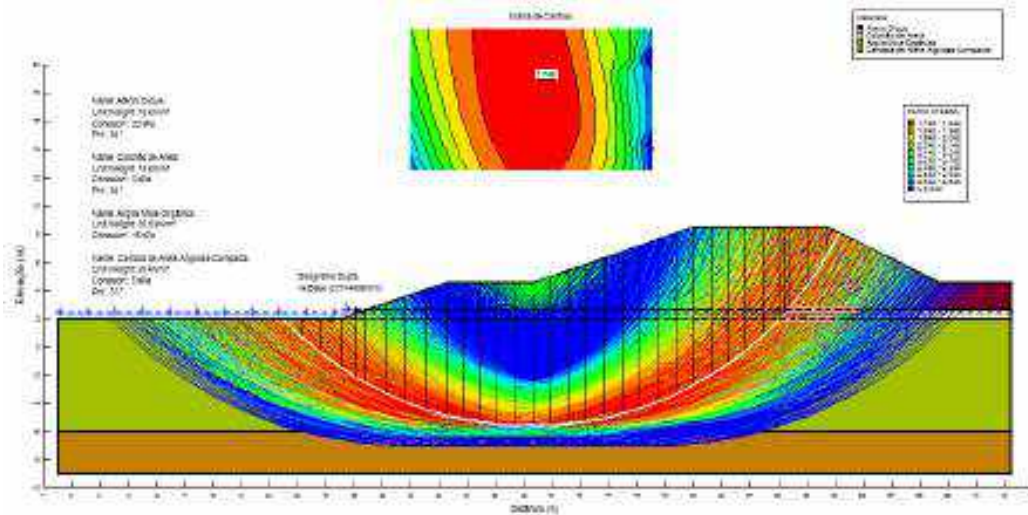
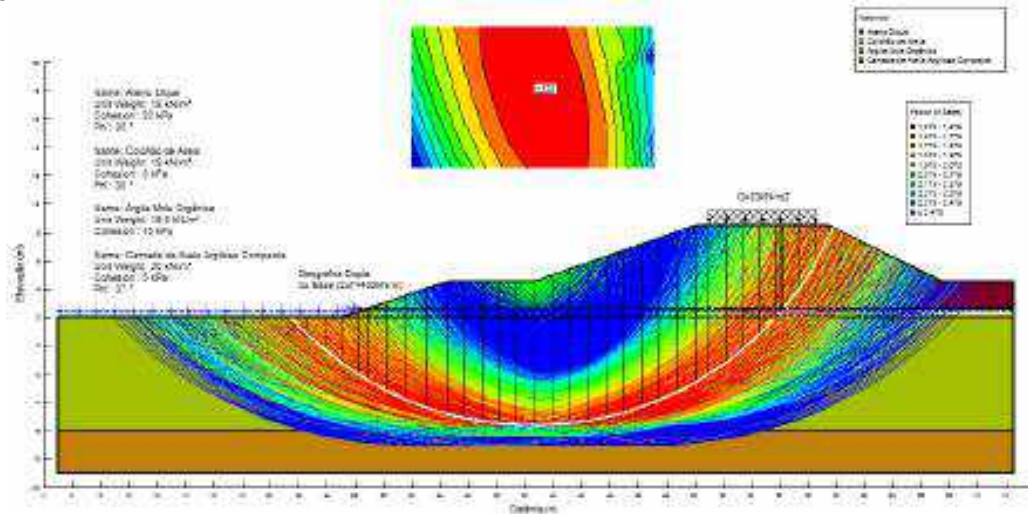


Figura 37. Seção Tipo 2 (Várzea) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço 2xT=400kN/m (FS=1,575)





4.3.4 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.

No entanto, 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.

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

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

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

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

Ou seja, para as condições simuladas ($H_a=6m$ e $H=8m$), 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 $H_a=6m$ será superior a 1,00m, 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 $c_v=c_h/4 = 4,82 \times 10^{-3} cm^2/s$ (obtidos dos ensaios de dissipação/CPTU), para $U=90\%$, indicam que o prazo requerido para o adensamento seria superior a 11 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 43 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 1 geodreno a cada 4m² (malha quadrada de 2x2m), conforme pré-dimensionamento apresentado na Figura 39. 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 38 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 38. Aceleração de recalques com geodrenos e sobrecarga temporária (DNER-PRO 381/98)

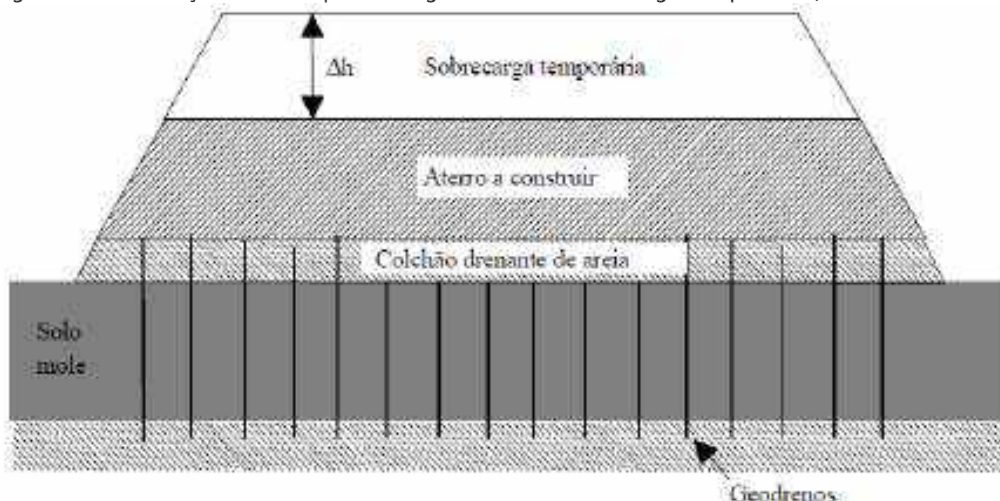




Figura 39. Pré-Dimensionamento do Espaçamento de Geodrenos

CÁLCULO DE DRENOS VERTICAIS

Hipótese: 90% do adensamento no prazo de 6 meses Obs.: Para Ch médio (CPTU)

1) DADOS DE ENTRADA:

cv(m ² /ano):	2,19	coeficiente de adensamento vertical
ch(m ² /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 ³ /ano):	50,00	capacidade de vazão do dreno vertical
qw (m ³ /s):	1,59E-06	capacidade de vazão do dreno vertical (m ³ /s)
dw=d _{eq} (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%	$T_v = \left(\frac{H_d^2}{k_v} \right)^{0,5}$	$U_R = \frac{U_{VR} - U_V}{1 - U_V}$

Obs: "Uv" obtido da Tabela de % Adensamento

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

2) CÁLCULO ITERATIVO PARA DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE DRENOS

D (m)	y	μ.D ²	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_{sugerido} (m): 2,00

3) RESUMO DE RESULTADOS

Malha Quadrada (L_q): D (m): 2,00 Obs: A malha triangular é ligeiramente mais efetiva (Lq/1,05)

Malha Triangular (L_t): 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.

4.3.5 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 inundaçãõ;
 - 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;

No Estudo de Concepção, considerando o atendimento às questões técnicas e os menores custos de execução, foram adotadas as seções tipo de revestimento e de estabilização apresentadas no Anexo 2, e no Anexo 1 pode-se verificar qual as seções indicadas para cada segmento referente ao Diques Internos.

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).

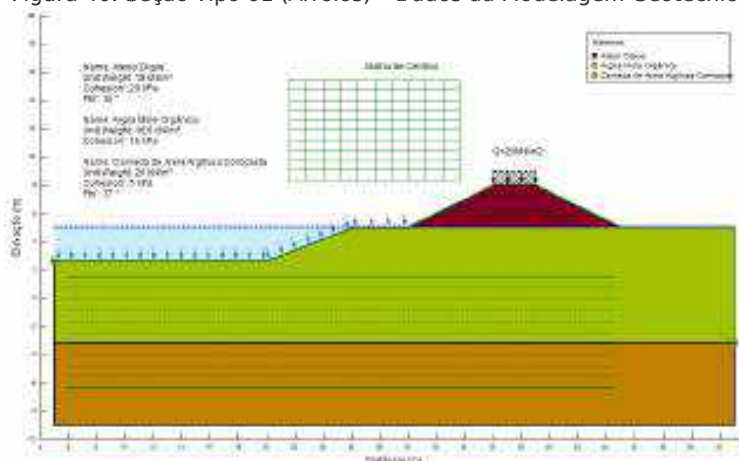
A proteção dos maciços de terra (diques) contra erosões, no talude de montante, foi considerada com emprego de gabiões tipo colchão (espessura 23cm) e manta geotêxtil. A crista (com largura mínima de 3,00m) e talude de jusante (lado polder) foi admitida com proteção apenas com grama nativa. Paralelamente, 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.

4.3.6 Análises de Estabilidade das Margens dos Arroios

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 41.

Figura 40. 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 41. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Sem Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,426)

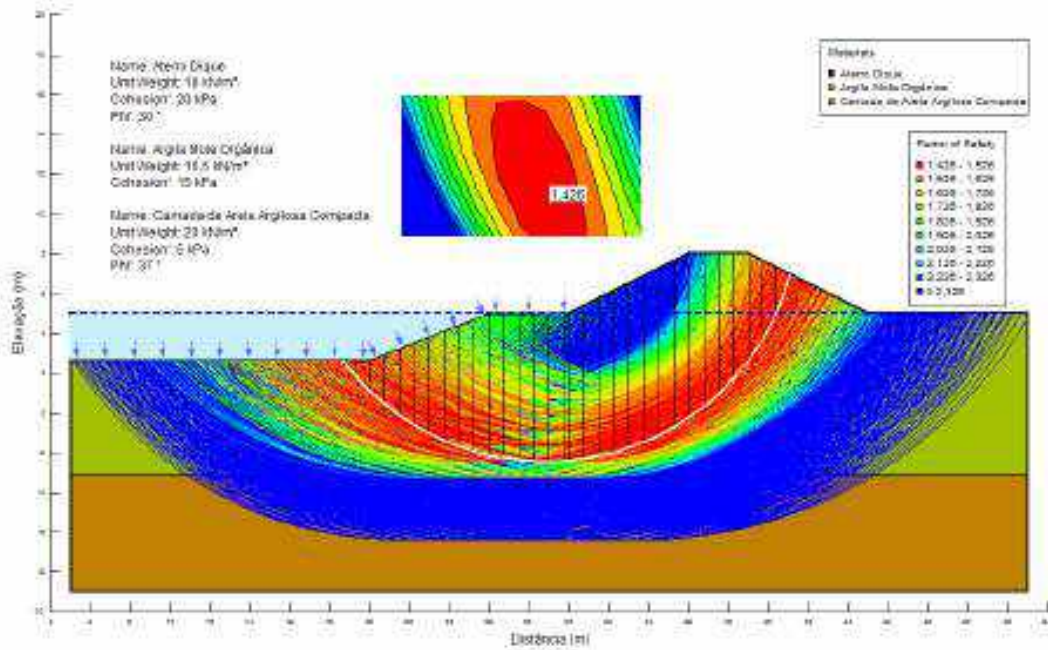


Figura 42. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Com Sobrecarga e Sem Reforço (FS=1,238)

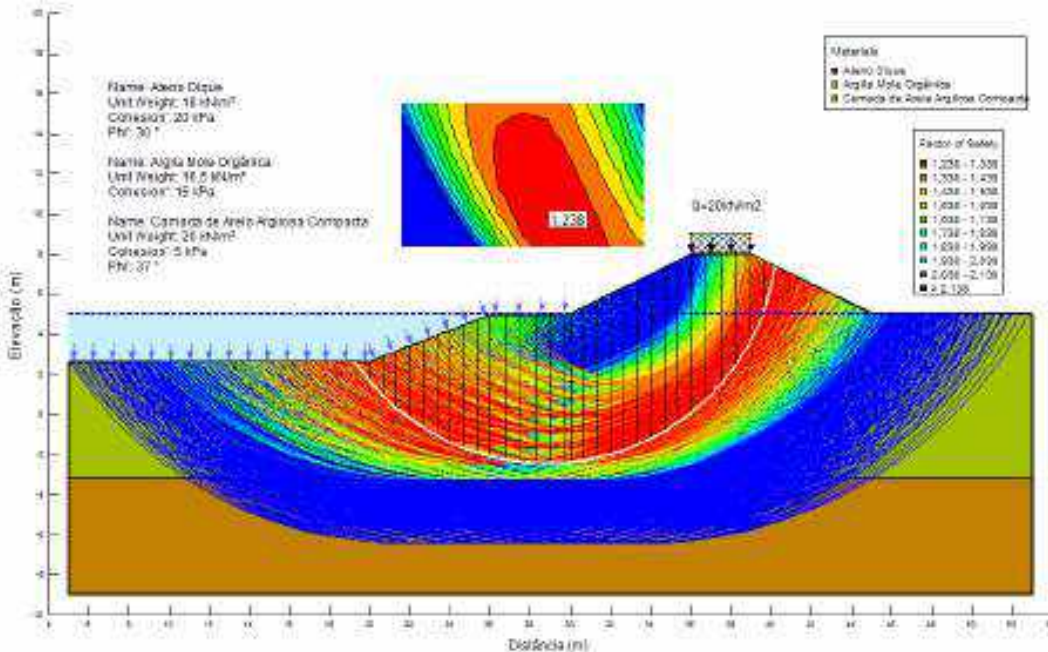




Figura 43. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Sem Sobrecarga e Com Reforço T=200kN/m (FS=1,538)

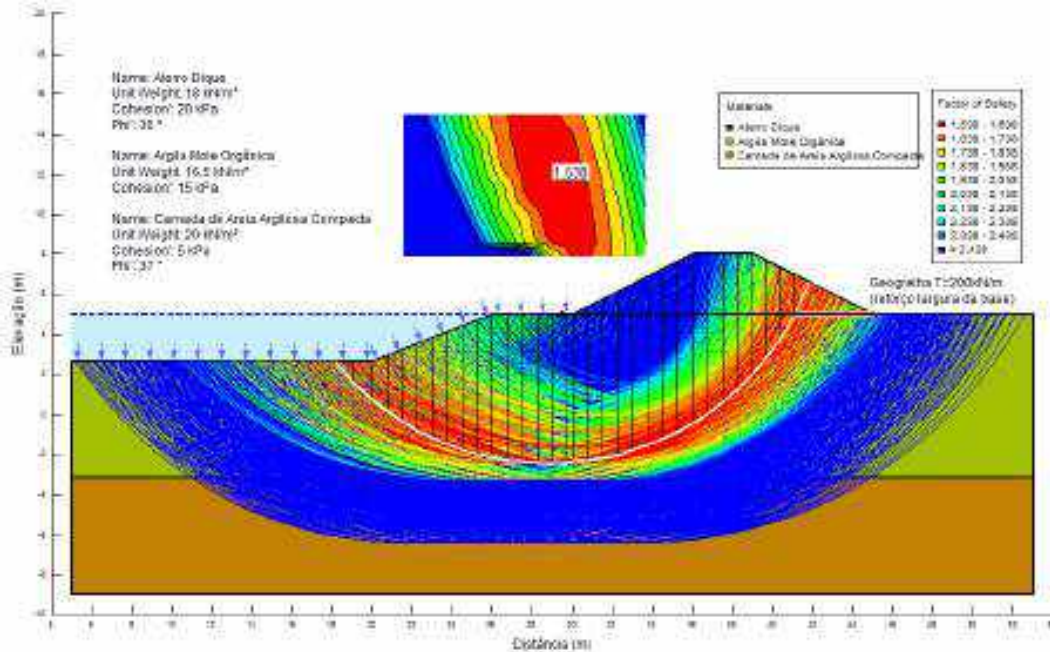
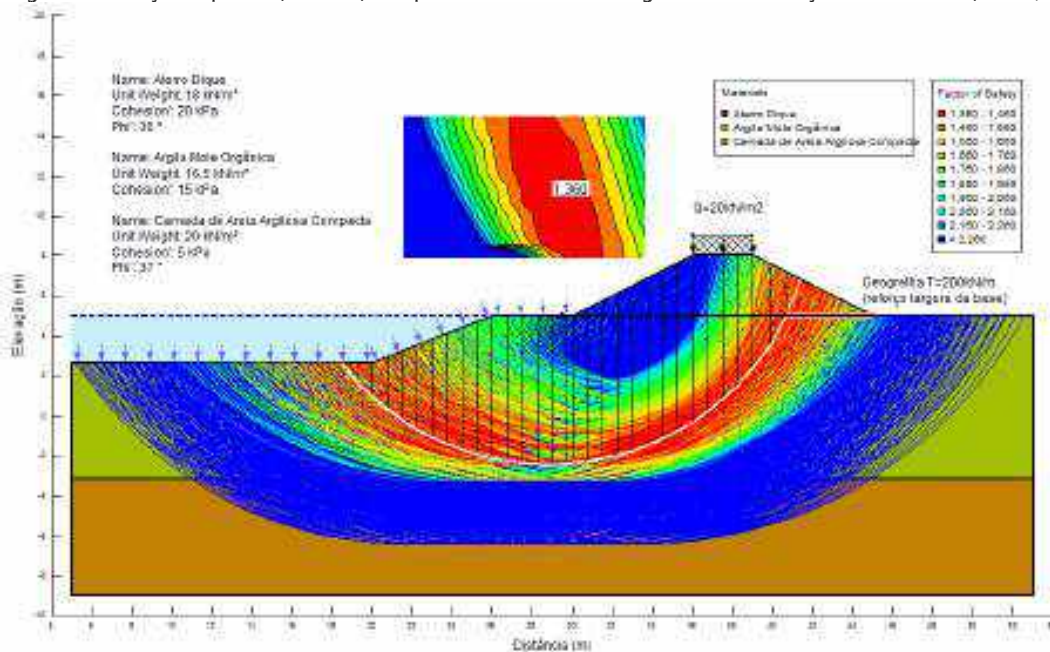


Figura 44. Seção Tipo 01 (Arroios) – Hipótese Com Sobrecarga e Com Reforço T=200kN/m (FS=1,360)



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 43, ou seja, FS=1,538.

No Anexo 3 segue a arranjo geral do anteprojeto do dique, mostrando o Dique, as bacias de reservação, as casas de bombas e as pontes. Já no Anexo 4 consta, as seções transversais



do Dique Principal, no Anexo 5 as seções transversais do Arroio Santo Agostinho, no Anexo 6 do Arroio Feijó, no Anexo 7 as do Arroio São João e no Anexo 8 as seções do Arroio Águas Belas.

4.4 Anteprojeto de obras complementares

Para dimensionamento das casas de bombas, os 7 polders foram divididos em 19 bacias hidrográficas conforme ilustra a Figura 45. A seleção de cada sub-bacias seguiu a possibilidade de escoamento das águas pluviais internas por gravidade para os reservatórios de amortecimento e rede de macrodrenagem existente e prevista para implantação planejada na Figura 46.

Figura 45. Bacias hidrográficas das casas de Bombas previstas

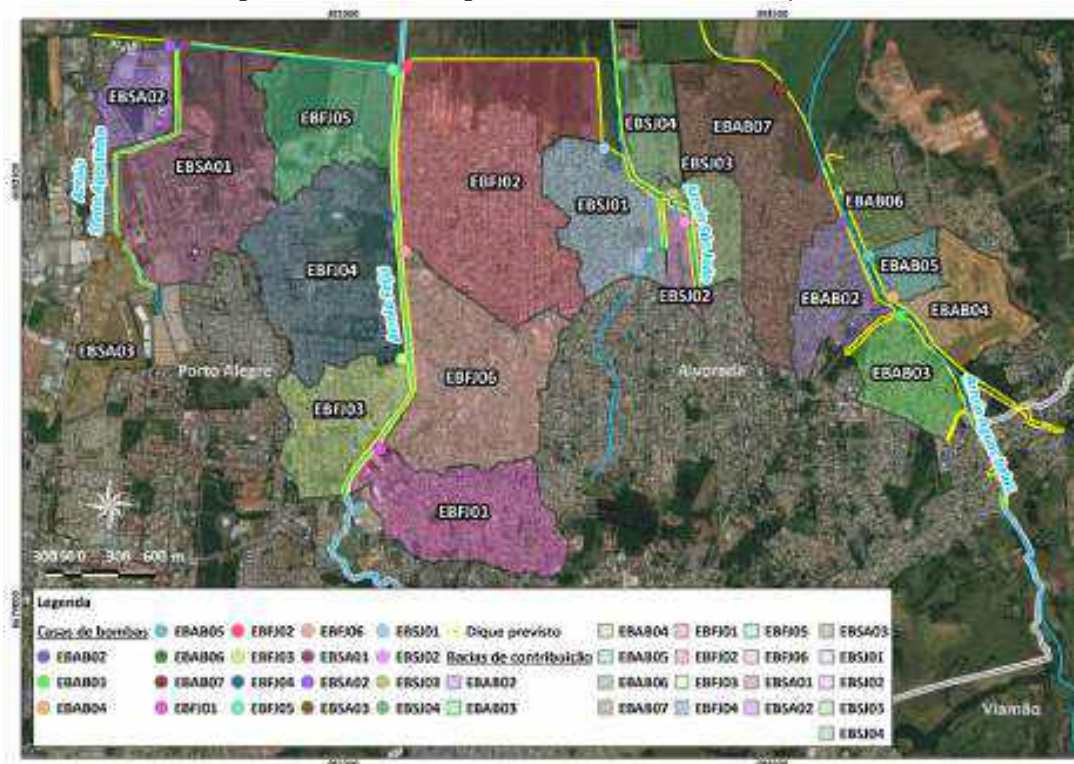
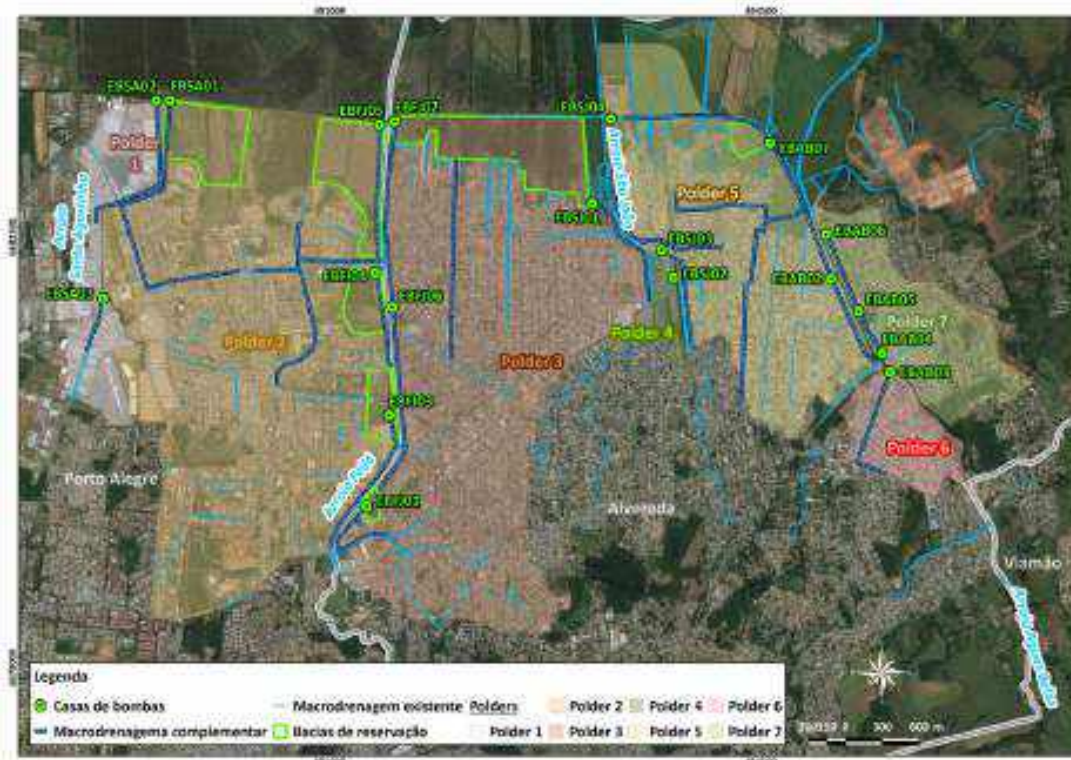




Figura 46. Macrodrenagem Planejada no Sistema de Polders



As estações de bombeamento e suas vazões projetadas estão no Quadro 20. É importante frisar que o custo de bombeamento está vinculado a disponibilidade de área de reservação, definido com a fiscalização da Metroplan. A possibilidade de novas áreas permitiriam maior amortecimento e minimização desses referidos custos. Em cada casa de bombas foi acrescido um conjunto motor-bomba sobressalente para atender a condição drenagem de águas pluviais nos polders de Tr 25 anos futuro.

Seria importante, no futuro, no momento de detalhamento dos projetos, cogitar o investimento em área adicionais ao amortecimento das águas pluviais internas, seja pela desapropriação ou criação de reservas estratégicas como ocorrido no Plano de Drenagem Pluvial Urbana do Arroio Feijó (DEP/POA).

O anteprojetos arquitetônicos das casas de bomba e das pontes estão no Anexo 9 e Anexo 10.

Quadro 20. Principais Obras Envolvidas na Obra Seleccionada

Estações de Bombeamento	Bacia Hidrográfica	Polder	Nº de bombas previstas	Vazão unitária das Bombas (m³/s)	Vazão total (m³/s) de bombeamento	Nome do Reservatório	Área do Reservatório (ha)	Profundidade do reservatório (m)	Volume do reservatório (m³)
EBFJ01	Feijó	3	4	2,5	10,0	AF-06	2	3,5	70.000
EBFJ02	Feijó	3	4	1,5	6,0	SJ-01	31	1,0	310.000
EBFJ03	Feijó	2	4	1,5	6,0	AF-07	5	1,5	75.000
EBFJ04	Feijó	2	4	1,5	6,0	AF-08	9	1,5	135.000
EBFJ05	Feijó	2	3	1,5	4,5	AF-09j	10	1,0	100.000
EBFJ06	Feijó	3	4	1,5	6,0	-	-	-	-
Total	Feijó		23		38,5		57		690.000
EBSA01	Santo Agostinho	2	4	1,5	6,0	AF-09 m	15	1,0	150.000



Estações de Bombeamento	Bacia Hidrográfica	Polder	Nº de bombas previstas	Vazão unitária das Bombas (m³/s)	Vazão total (m³/s) de bombeamento	Nome do Reservatório	Área do Reservatório (ha)	Profundidade do reservatório (m)	Volume do reservatório (m³)
EBSA02	Santo Agostinho	1	5	1,5	7,50	-	-	-	-
EBSA03	Santo Agostinho	1	4	1,5	6,0	-	-	-	-
Total	Santo Agostinho		13		19,5		15		150.000
EBSJ01	São João	3	3	1,5	4,5	SJ-01	22	1,0	220.000
EBSJ02	São João	4	2	1,5	3,0	-	-	-	-
EBSJ03	São João	5	2	1,5	3,0	-	-	-	-
EBSJ04	São João	5	4	2,5	10,0				
Total	São João		11		20,5		22		220.000
EBAB02	Águas Belas	5	4	1,5	6,0	-	-	-	-
EBAB03	Águas Belas	6	4	2,5	10,0	-	-	-	-
EBAB04	Águas Belas	7	3	4,5	13,5	-	-	-	-
EBAB05	Águas Belas	7	3	1,5	4,5	-	-	-	-
EBAB06	Águas Belas	7	3	2,5	7,5	-	-	-	-
EBAB07	Águas Belas	5	4	1,5	6,0	AB-07	6	2,0	120.000
Total	Águas Belas		21		47,5		6		120.000

4.5 Orçamento

Devido ao valor do obra de proteção do sistema do rio Gravataí e seus afluentes: Arroios Santo Agostinho, Feijó, São João e Águas Belas, o orçamento foi desenvolvido para os polders, de maneira que, confira a proteção idealizada no EC, e, compartimentação gradual das obras de proteção, conforme determinação estratégica dos gestores públicos. O Quadro 22a seguir mostra o quantitativo por Polder e o orçamento consolidado.

Os orçamentos foram elaborados com base em 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. Serão utilizados como base referencial os preços da Tabela de Preços Sistema Nacional de Pesquisas de Custos (SINAPI) e Índices da Construção Civil, nos termos da Lei de Diretrizes Orçamentárias (LDO) vigente e a tabela SICRO/DNIT, no que couber, com data base outubro de 2016.

No Quadro 21 são apresentados os serviços previstos nas soluções/alternativas estudadas a nível conceitual que serviram de base orçamentária das referidas obras.





Quadro 21. Serviços e descrição/origem dos serviços levantadas para dimensionamento das obras das alternativas cotejadas no estudo de concepção

Item	Serviços	Descrição	Origem
1	Dragagem	Dragagem dos Arroios internos em seções mínimas de escoamento para proteção Tr 25 anos condição futura de uso e ocupação do solo, obtidas nas modelagens hidrodinâmicas. Todas as alternativas terão esse serviço	Os valores que constam no quadro dos quantitativos referente a dragagem foram obtidos no software SAEPRO, ainda foram computados os valores de corte da também do SAPERO
2	Transporte Material Dragagem para Bota-fora (DMT 15km)	Onde houver dragagem haverá transporte de material para bota-fora. As jazidas dos aterros serão utilizadas com local para bota-fora	Esse item contempla o valor do item dragagem multiplicado pelo fator de empolamento e pela distância
3	Aterro compactado na pista com solo importado (DMT até 10km)	Os diques serão compactados e as jazidas foram localizadas no relatório específico. Foi considerado fator de empolamento de 30% para argila na estimativa do volume a ser transportado	Os valores a serem utilizados para aterro foram obtidos no software SAEPRO
4	Enleivamento	Proteção no aterro do dique livre do contato com a água. Na solução Corta Rio, no Arroio Águas Belas o enleivamento vai no talude de jusante das barragens destinadas a amortecimento de cheias internas das águas pluviais	Foi calculado com base na superfície das seções obtidos no software SAEPRO, considerando as especificidades do dique principal e diques internos
5	Lastro de areia media	Utilizada para os drenos dos aterros dos diques, bem como, filtros de transições necessários nas obras previstas.	Calculado através das seções multiplicado pela extensão média
6	Base de brita graduada, inclusive compactação	Utilizada para as estradas de operação e manutenção (O&M) nas obras previstas	Calculado através das seções multiplicado pela extensão média
7	Transporte Material Jazida		
7.1	Transporte Material Jazida Areia (DMT 10 km)	Para os filtros	Considera a quantidade de areia multiplicada pelo empolamento e distância
7.2	Brita graduada (DMT 30 km)	Para as estradas	Considera a quantidade de brita multiplicada pelo empolamento e distância
7.3	Pedra de Mão (DMT 30 km)	Para os gabiões tipo colchão que serão revestimentos dos canais e diques em contato com a água	Considera a quantidade de pedra de mão multiplicado pelo empolamento e distância
8	Concreto		
8.1	Lastro de concreto magro fck=15MPa	Nivelamento de laje de concreto do dique	Volume calculado para a base da laje de concreto a ser utilizada nas seções do dique interno tipo 2 e 3
8.2	Concreto Estrutural fck 25 MPa	Laje de concreto do dique e muro de contenção dos canais exemplificados	Volume calculado para a base a ser utilizada nas seções do dique interno tipo 2 e 3
9	Formas Planas	Para convecção das obras de concreto	Calculado para o concreto estrutural a ser utilizada nas seções do dique interno tipo 2 e 3
10	Armadura CA 50		Calculado para o concreto estrutural a ser utilizada nas seções do dique interno tipo 2 e 3
11	Execução de estaca pré-moldada de concreto 35 x 35cm	Solução de Dique e contenção dos canais em trechos de ocupação urbana acentuada	Calculado para o concreto estrutural a ser utilizada nas seções do dique interno e principal
12	Georelhas	Diques para reforço para a fundação	Calculado para as seções tipo do dique principal 1 e 2
13	Execução de geodrenos em malha quadrada	Solução de diques sobre solo moles	Calculado para as seções tipo do dique principal 1 e 2
14	Colchão Reno	Revestimento do dique principal na parte em contato com a água no rio Gravataí e diques internos na parte interna e em contato com a água	Foi calculado com base na superfície das seções obtidos no software SAEPRO, considerando as especificidades do dique principal e diques internos
15	Bombeamento para construção	Drenagem dos leitos para construção de fundações e escavação dos reservatórios de amortecimento de águas pluviais	Valor estimado em função dos cálculos hidrológicos
16	Pontes		

Memorial Descritivo

Estudos de Concepção e Anteprojetos de Engenharia de Proteção contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS



Item	Serviços	Descrição	Origem
16.1	Dique Principal	Construção de pontes sobre a crista do dique para acesso da estrada de O&M e se for o caso rodovia local	Calculada a partir da área da ponte projetada multiplicado pelo fator de volume/m ²
16.2	Arroios	Demolição e construção das pontes em função da Alternativa de Diques Internos	Calculada a partir da área da ponte projetada multiplicado pelo fator de volume/m ² e o volume da demolição foi considerada a atual dimensão das pontes
17	Rede interceptora de drenagem pluvial φ 1 m	Com a implantação dos diques internos será necessário a construção de interceptores de águas pluviais para condução desse escoamento para as casas de bombas. Foi selecionado um diâmetro médio de rede para fins de estudo de concepção	Valor obtido da extensão da rede que será paralela aos diques internos
18	Rede interceptora de esgotamento cloacal φ 1 m	Com a implantação dos diques internos será necessário a construção de interceptores de esgoto cloacal para condução para as casas de bombas de esgoto. Essa rede é independente do esgotamento pluvial. Foi selecionado um diâmetro médio de rede para fins de estudo de concepção	Valor obtido da extensão da rede que será paralela aos diques internos e ainda a extensão da rede até chegar a ETE
19	Estações de Bombeamento	Haverá dois tipos para drenagem pluvial e outra para esgoto cloacal	
19.1	Drenagem Pluvial		
19.2	Esgoto Sanitário	Ambas situações foi empregado valores de obras similares realizadas no ano de 2016. O m ³ /s bombeado foi orçado em um milhão de reais	Quantitativo estimado pelo valor obtido no estudo hidrológico (drenagem) e o do esgoto sanitário (a partir de normas técnicas – população e contribuição). Os valores foram considerados de obras realizadas para o SAMAE (Caxias do Sul), SANEPI (Pelotas) e DMAE (Porto Alegre)
20	Comportas	O esgotamento das águas pluviais será realizado em sua maioria do tempo por gravidade. As comportas serão empregadas para evitar o refluxo das águas do rio Gravataí e Arroios no momento que eles estiverem elevados	O número de comportas consta no Anexo das bombas, o valor foi obtido a partir da multiplicação do quantitativo da mesma pela área, espessura, peça específico e custo unitário
21	Reservatórios	Existem dois tipos: (a) <i>in line</i> , isto é, o escoamento deverá entrar e sair necessariamente do reservatório. O esgotamento será feito por gravidade; (b) <i>off line</i> , o escoamento é derivado para o reservatório no momento da cheia e seu esvaziamento é dado por bombeamento.	
21.1	Dragagem in line/off line	Escavação do volume necessário	Calculada a partir da área do reservatório (retirado do CAD) multiplicado pela altura
22	Relocação	Relocação de famílias na regiões das obras	Quantitativo retirado do ARCGIS a partir da área diretamente afetada pelas obras
23	Indenização	Indenização das propriedades sem ocupação utilizadas nos reservatórios, diques e canais	Quantitativo retirado do ARCGIS a partir da área diretamente afetada pelas obras e que não estavam ocupadas
24	Canteiro de obras	Local destinado à execução da obra, serviços de apoio e à implantação das instalações provisórias indispensáveis à realização da construção	Considerado 1% do valor da obra sem BDI
25	BDI	São as despesas indiretas (custos administrativos, comerciais, financeiros e encargos fiscais)	Valor obtido a partir de uma indicação do DNIT (vide Anexo 12)
26	Energia para Bombeamento (R\$/ano)	Custo para bombeamento do sistema	Valor retirado de referência bibliográfica (SCHREIBER, 1977)*
27	Operação do Sistema (1,5%) (R\$/ano)	Custo para operação do sistema	Valor retirado de referência bibliográfica (SCHREIBER, 1977)*
28	Manutenção (1%) (R\$/ano)		
28.1	Obras civis e estações de Bombas (1%) (R\$/ano)		Valor retirado de referência bibliográfica (SCHREIBER, 1977)*
28.2	Estrada (10%) (R\$/ano)	Serviços de Manutenção	Valor retirado de referência bibliográfica (SCHREIBER, 1977)*

* SCHREIBER, Gerhard Paul. Usinas Hidrelétricas. São Paulo, Edgar Blucher, Rio de Janeiro, Engevis, 1977.

Memorial Descritivo

Estudos de Concepção e Anteprojetos de Engenharia de Proteção contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS



4.5.1.1 Diques Externo junto ao Gravataí

Os quantitativos do dique Principal junto a margem esquerda do rio Gravataí foram obtidos pela cubagem do volume de material a ser empregado na construção do mesmo. Foram quantificados transportes dos materiais de construção, obras de concreto, fundações, revestimentos de proteção do talude com colchão Reno e outros, conforme será apresentado nas planilhas resumo.

As seções transversais do dique principal foram determinadas a cada 20 metros com base na topobatimetria disponível e restituição aerofotogramétrica com curvas de níveis de metro a metro, será realizado o detalhamento após a escolha da alternativa.

4.5.1.2 Diques Internos

Os quantitativos do dique internos foram separados por Arroios estudados. A cubagem do volume de material a ser empregado na construção dos mesmos foi determinada a cada 20 metros, com base na topobatimetria disponível e restituição aerofotogramétrica com curvas de níveis de metro a metro.

A seleção da seção tipo empregada em cada trecho dos diques internos, considerou o efeito da urbanização, de maneira a minimizar relocações de famílias decorrente a implantação das obras.

4.5.1.3 Bacias de amortização/ barragens

Os volumes das bacias de amortecimento *off line* da solução corta rio estão descritos no item 4.2.2.2 do Relatório do Estudo de Concepção.

4.5.1.4 Casas de Bombas

Para orçamento das casas de bombas foram utilizados preços globais de obras similares ocorridas em 2016 em Porto Alegre e Pelotas.

Os valores de cada estação de bombeamento ficaram estabelecidos com base na vazão total.

4.5.1.5 Pontes

Para orçar o valor da reconstrução das pontes foi utilizado o Custo Médio Gerencial do DNIT, o último valor de referência emitido pelo órgão foi de R\$ 4.500,00/m² referente a julho de 2014. Aplicando o índice de reajustamento para a data base utilizada para esse estudo tem-se o valor de R\$ 4.928,3/m².

4.5.1.6 Dragagens dos Arroios e Conformação das Margens

Os volumes de dragagem dos Arroios foram obtidos pela cubagem a cada 20 m das seção tipo prevista. Em ambas as soluções existem dragagem, sendo que para a solução corta rio, faz-se necessário um aprofundamento adicional em virtude da cheia Tr 25 anos empregada para dimensionamento.



Em virtude das velocidades do escoamento, previu-se o revestimento das margens com colchão reno em toda a extensão de dragagem.

4.5.1.7 Readequação da Macrodrenagem Interna

A readequação da drenagem interna é composta pela rede pluvial e cloacal na solução diques internos. Foi considerado um interceptor em cada lado do dique sob as estradas vicinais de acesso e manutenção dos referidas obras. O diâmetro dos interceptores adotado foi de 1 metro de diâmetro e escavações com profundidade média de 2 metros.

4.5.1.8 Realocações

Para quantificar o valor a ser gasto, foram consideradas as estimativas de custos de 2016 do reassentamento das famílias da obra da Ponte do Guaíba. Serão construídos três loteamentos, que abrangem casas, comércios e apartamentos. O valor considerado inclui gastos com desapropriação, infraestrutura e edificações, totalizando 1052 unidades, com um custo total de R\$ 199.293.687,00, obtendo-se um valor médio de R\$ 189.442,67 por unidade.

Justifica-se o valor considerado para a referida obra pois ambas as áreas a serem reassentadas estão localizadas na região Metropolitana de Porto Alegre. Deve-se ressaltar que os valores considerados de área e infraestrutura variam para cada loteamento, dependendo da localização e das diretrizes municipais. Por exemplo, em um dos loteamentos é necessário um aterro de aproximadamente 3m, além de estação de tratamento de esgotos, bombeamento, escolas, centro de saúde, igreja, ou seja, no valor médio das habitações já está incluso todas estas benfeitorias.

Ressalta-se que de acordo com o IBGE a média de renda das famílias é um salário mínimo e a totalidade das famílias possui renda inferior a três salários mínimos mensais, por isso foi considerado somente realocação.

Já para a estimativa dos serviços de demolição para uma área edificada considerou-se a produção de 3,5 m³/m² de entulho, sendo necessária a previsão de carga e transporte do material demolido. A seguir a previsão de orçamento para a demolição, carga e transporte para cada alternativa.

4.5.1.9 Indenização

Conforme pesquisa de mercado realizada o preço unitário para a desapropriação da área é de R\$ 20,00/m². O Quadro a seguir mostra os valores de desapropriação para cada uma das alternativas.

4.5.1.10 Custos de Projetos, EIA e Programas Ambientais e Sociais

De acordo com o Custo Médios Gerenciais do DNIT, disponível no endereço eletrônico do Departamento os custos com os Estudos Ambientais e Implementação de Programas Ambientais, bem como do projeto o valor total a ser considerado é de 5% do valor do empreendimento.



4.5.1.11 Custos das Alternativas Estruturais Estudadas

O quadro a seguir (Quadro 22) apresenta o quantitativo por Polder bem como o orçamento, considerando a data base outubro de 2016. Deve-se considerar ainda que, para elaborar o orçamento, para alguns itens foi calculado o total do quantitativo e após foi dividido proporcionalmente pelos respectivos diques. O Quadro 23 apresenta o orçamento individualizado por ponte.



Quadro 23. Orçamento Pontes

Pontes	Item	Descrição	Estimativa de Custo Construção (Ref. DNIT)		Total (R\$)	Quant. (m²)	Unitário (R\$/m²)	Estimativa de Custo Demolição (Cotação)		Custo Total (R\$)
			Quant. (m²)	Unitário (R\$/m²)				Quant. (m²)	Unitário (R\$/m²)	
Ponte 01	16.1	Dique Principal	210	R\$ 4.928,30	R\$ 1.034.943,00	-	-	-	-	R\$ 1.034.943,00
Ponte 02	16.2	Arroio Santo Agostinho	105	R\$ 4.928,30	R\$ 517.471,50	210	R\$ 160,00	R\$ 33.600,00	R\$ 33.600,00	R\$ 551.071,50
Ponte 03	16.2	Arroio Santo Agostinho	98	R\$ 4.928,30	R\$ 482.973,40	700	R\$ 160,00	R\$ 112.000,00	R\$ 112.000,00	R\$ 594.973,40
Ponte 04	16.2	Arroio Santo Agostinho	98	R\$ 4.928,30	R\$ 482.973,40	700	R\$ 160,00	R\$ 112.000,00	R\$ 112.000,00	R\$ 594.973,40
Ponte 05	16.1	Dique Principal	210	R\$ 4.928,30	R\$ 1.034.943,00	-	-	-	-	R\$ 1.034.943,00
Ponte 06	16.2	Arroio Feijó	301	R\$ 4.928,30	R\$ 1.483.418,30	700	R\$ 160,00	R\$ 112.000,00	R\$ 112.000,00	R\$ 1.595.418,30
Ponte 07	16.2	Arroio Feijó	301	R\$ 4.928,30	R\$ 1.483.418,30	336	R\$ 160,00	R\$ 53.760,00	R\$ 53.760,00	R\$ 1.537.178,30
Ponte 08	16.1	Dique Principal	210	R\$ 4.928,30	R\$ 1.034.943,00	-	-	-	-	R\$ 1.034.943,00
Ponte 09	16.2	Arroio São João	98	R\$ 4.928,30	R\$ 482.973,40	504	R\$ 160,00	R\$ 80.640,00	R\$ 80.640,00	R\$ 563.613,40
Ponte 10	16.2	Arroio São João	147	R\$ 4.928,30	R\$ 724.460,10	336	R\$ 160,00	R\$ 53.760,00	R\$ 53.760,00	R\$ 778.220,10
Ponte 11	16.2	Arroio São João	98	R\$ 4.928,30	R\$ 482.973,40	336	R\$ 160,00	R\$ 53.760,00	R\$ 53.760,00	R\$ 536.733,40
Ponte 12	16.2	Arroio São João	182	R\$ 4.928,30	R\$ 896.950,60	525	R\$ 160,00	R\$ 84.000,00	R\$ 84.000,00	R\$ 980.950,60
Ponte 13	16.2	Arroio São João	182	R\$ 4.928,30	R\$ 896.950,60	245	R\$ 160,00	R\$ 39.200,00	R\$ 39.200,00	R\$ 936.150,60
Ponte 14	16.2	Arroio Águas Belas	336	R\$ 4.928,30	R\$ 1.655.908,80	700	R\$ 160,00	R\$ 112.000,00	R\$ 112.000,00	R\$ 1.767.908,80
Ponte 15	16.2	Arroio Águas Belas	231	R\$ 4.928,30	R\$ 1.138.437,30	252	R\$ 160,00	R\$ 40.320,00	R\$ 40.320,00	R\$ 1.178.757,30
Ponte 16	16.2	Arroio Águas Belas	210	R\$ 4.928,30	R\$ 1.034.943,00	262,5	R\$ 160,00	R\$ 42.000,00	R\$ 42.000,00	R\$ 1.076.943,00
Ponte 17	16.2	Arroio Águas Belas	308	R\$ 4.928,30	R\$ 1.517.916,40	525	R\$ 160,00	R\$ 84.000,00	R\$ 84.000,00	R\$ 1.601.916,40
Ponte 18	16.2	Arroios (Afluentes Águas Belas)	350	R\$ 4.928,30	R\$ 1.724.905,00	224	R\$ 160,00	R\$ 35.840,00	R\$ 35.840,00	R\$ 1.760.745,00
Ponte 19	16.2	Arroios (Afluentes Águas Belas)	350	R\$ 4.928,30	R\$ 1.724.905,00	171,5	R\$ 160,00	R\$ 27.440,00	R\$ 27.440,00	R\$ 1.752.345,00
			Totais (R\$)		R\$ 19.836.407,50			R\$ 1.076.320,00		R\$ 20.912.727,50
			BDI (21,24%)		R\$ 4.213.252,95					R\$ 4.441.863,32
			Custo Total da solução com BDI (R\$)		R\$ 24.049.660,45					R\$ 1.304.930,37
										R\$ 25.354.590,82

Estudos de Concepção e Anteprojeto de Engenharia de Proteção contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes em Alvorada e Porto Alegre/RS

Memorial Descritivo



5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As séries hidrológicas utilizadas para os dimensionamentos da obras de engenharia, chuvas, vazões e níveis de água, foram obtidas por órgãos e instituições públicas responsáveis para operação e manutenção da rede hidrológica nacional. Os dados foram analisados e consistidos com base nas informações hidrológicas regionais e o corpo técnico do anteprojeto de engenharia não é responsável pela aquisição e disponibilidade do dados empregados. Erros sistemáticos nas séries empregadas poderão afetar mudança das características da obras aqui dimensionadas e são de difícil identificação se os referidos erros forem regionais.

Aliado ao fato das obras serem projetadas considerando variáveis aleatórias estatísticas, é importante que os valores extremos de vazões, chuvas e níveis sejam revisados periodicamente, sendo ideal a cada 4 anos, ou, após ocorrência de cheias relevantes. Mudanças climáticas e alterações das precipitações extremas, verificadas nos últimos 20 anos⁶, são fatores motivadores para reavaliações periódicas. Dentro das verificações, faz-se necessário validar as cotas de coroamento dos diques, e, se os riscos de falhas permanecem o mesmo.

Considerando ainda que as obras dos diques adotaram um risco máximo de falha anual de 0,5%, ou, Tr 200 anos de proteção, pode-se, avaliar os riscos de falha ao longo da vida útil das principais estruturas e obras projetadas, conforme apresenta o Quadro 24.

Quadro 24. Relação entre o risco de falha e vida útil da obra projetada

Obras	Tr (anos)	Probabilidade falha anual (%)	Vida Útil (anos)	Risco falha na vida útil (%)
Diques Principais (junto ao rio Gravataí)	200	0,5%	100	30,4%
Diques internos	25	4,0%	100	7,0%
Pontes sobre os Diques Principais	200	0,5%	100	30,4%
Pontes sobre os Diques Internos	100	1,0%	100	37,0%
Canais de macrodrenagem e Arroios	25	4,0%	50	27,1%
Casa de Bombas (Equipamentos)	25	4,0%	25	37,5%

Finalizando, é importante a criação de zonas ou áreas restritas a ocupação que mais tarde deverão ser incorporadas ao Plano de Diretor de Uso e Ocupação do Solo e de Drenagem Pluvial Urbana, conforme mapa do Anexo 11. São áreas destinadas às construções dos reservatórios de detenção de cheias, diques, acessos e estradas as obras projetadas, casas de bombas, jazidas e bota-fora, bem como, áreas previstas para realocação das famílias que serão, no momento da construção, desapropriadas e idenizadas. Mais importante ainda é impedir a ocupação das várzeas de inundações do rio Gravataí que estarão fora do polder de proteção contra cheias. Vale ainda observar que nas futuras áreas a serem consolidadas, zonas rurais de Viamão, Alvorada e Porto Alegre, foi adotado uma taxa de ocupação do terreno máxima de 40% para estimativa das vazões futuras no horizonte de 2045.

O mapa do Anexo 11 resume as áreas prioritárias para congelamento a ocupação urbana.

⁶ Conforme apresenta o Relatório de Diagnóstico, as precipitações extremas com tempo de retorno inferiores a 25 anos dobraram, em geral, nos últimos 20 anos.





6 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 25. 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
	Glauber Candia Silveira	Eng. Civil	RS069355
	Letícia Coradini Frantz	Eng. Civil	RS 128158
	Luis Adriel Pereira	Eng. Ambiental	RS 194839
	Caroline Seger	Eng. Civil- orçamentista	RS 151647



7 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.



8 ANEXOS

Anexo 1. Mapa de Localização das Seções Tipo

Anexo 2. Seções Tipo do Dique Principal e dos Diques Internos

Anexo 3. Planta Geral

Anexo 4. Seções Transversais do Dique Principal

Anexo 5. Seções Transversais do Arroio Santo Agostinho

Anexo 6. Seções Transversais do Arroio Feijó

Anexo 7. Seções Transversais Arroio São João

Anexo 8. Seções Transversais do Arroio Águas Belas

Anexo 9. Detalhamento da Casa de bombas

Anexo 10. Detalhamento das Pontes

Anexo 11. Mapa das Zonas Restritas a Ocupação

Anexo 12. Cotações

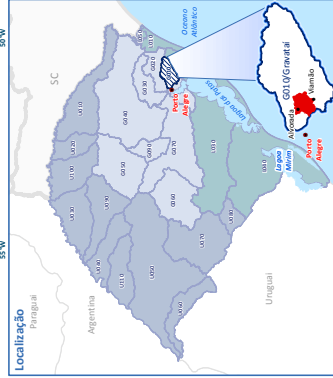
Anexo 13. Anotação de Responsabilidade Técnica



Anexo 1. Mapa de Localização das Seções Tipo



Mapa de Localização das Seções Tipo



Legenda

- Hidrografia
- Sistema viário
- Rodovias estaduais
- Rodovias federais
- Área de modelagem
- Limite municipal

Seções Tipo

- Tipo 1
- Tipo 2
- Tipo 3

Seções Clássicas

- Tipo 1
- Tipo 2
- Tipo 3

Informações cartográficas

Escala: 1:28.000

250.125 0 250 500 m

Datum horizontal: SIRGAS 2000

Projeção cartográfica: UTM

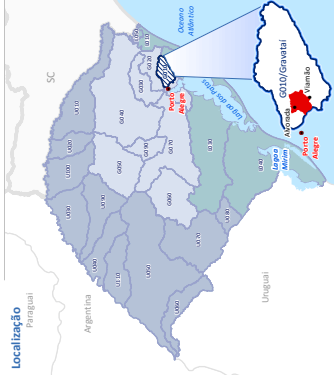
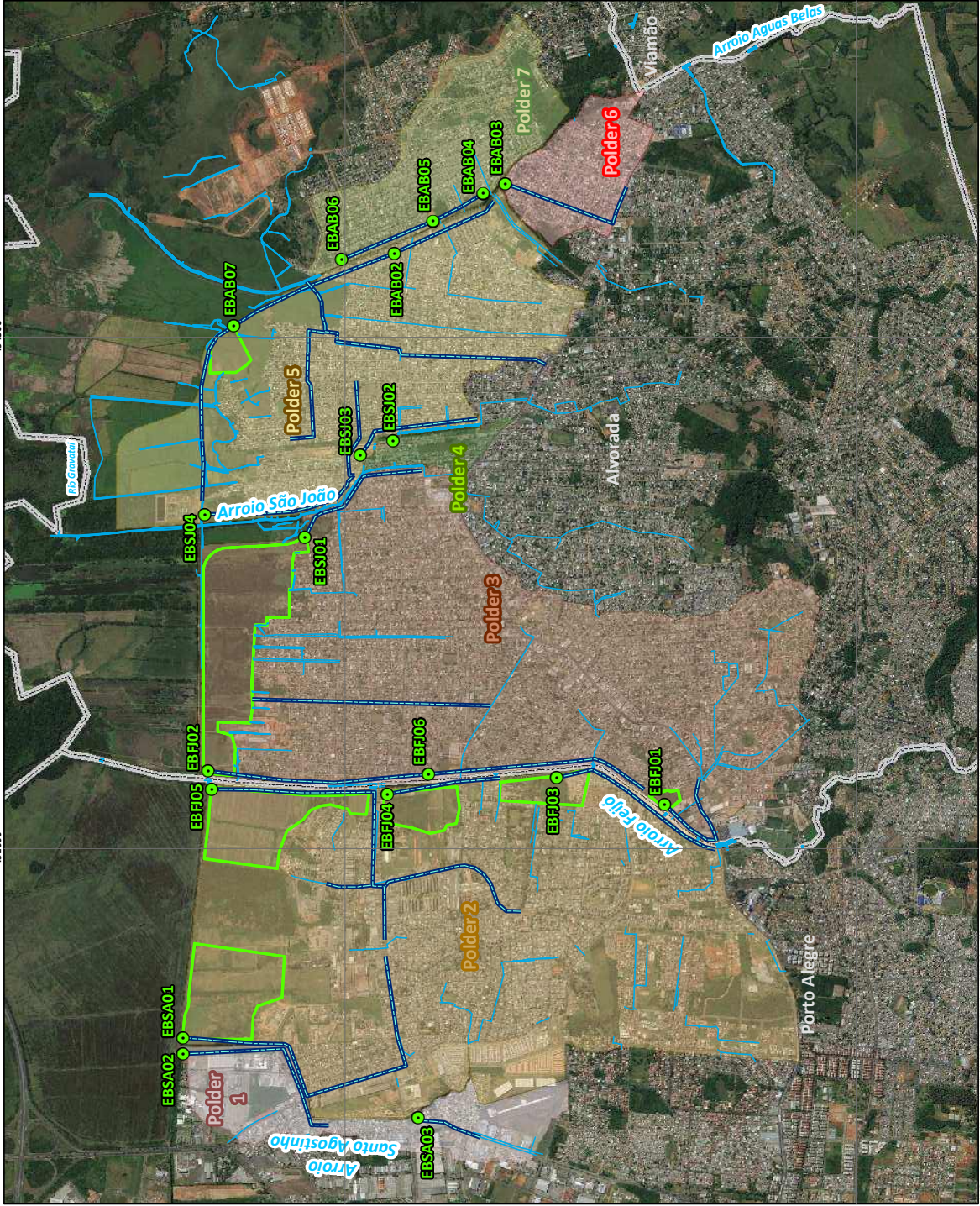
Zona: 22S

Projeto

Estudos de concepção e anteprojeto de engenharia para RDC contratada integrada (Lei 42.437/2011) para proteção contra cheias do rio Gravataí e afluentes em Alvorada e Porto Alegre-RS



Mapa da Macrodrainagem Planejada no Sistema de Polders



Legenda

- Casa de bombas
- ▭ Macrodrainagem complementar
- ▭ Macrodrainagem existente
- ▭ Bacia de reservação

Polders

- Polder 1
- Polder 2
- Polder 3
- Polder 4
- Polder 5
- Polder 6
- Polder 7

Informações cartográficas

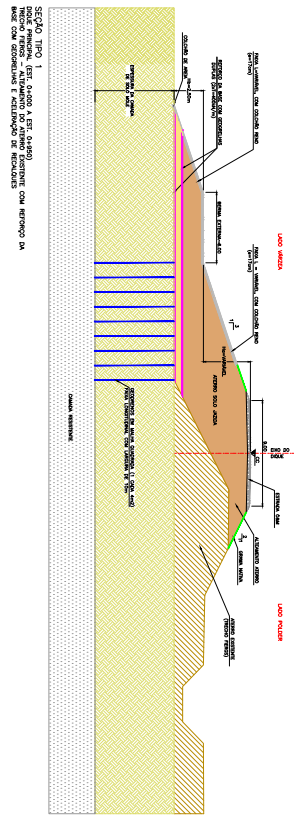
Escala: 1:27.000
 Datum horizontal: SIRGAS 2000
 Projeção cartográfica: UTM
 Zona: 22S

Projeto

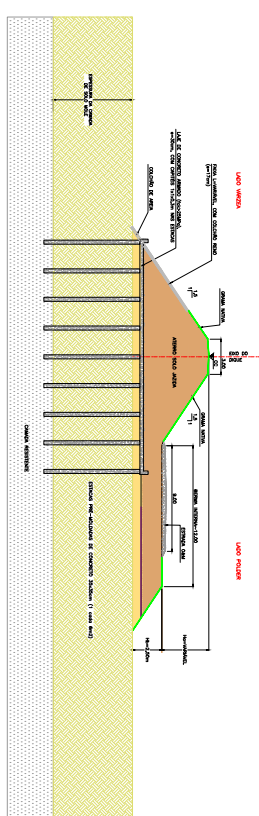
Estudos de concepção e anteprojetos de engenharia para RDC contratação integrada (Lei 12.462/2011) para proteção contra cheias do rio Gravata e afluentes em Alvorada e Porto Alegre-RS



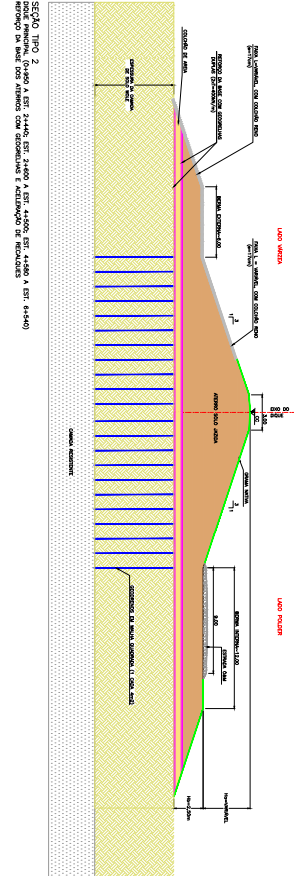
Anexo 2. Seções tipo do Dique Principal e dos Diques Internos



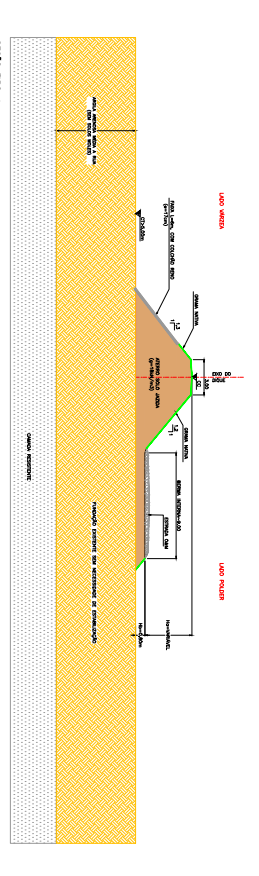
- Observações:
- 1) Considerar altura temporária durante a fase de obra, com coeficiente de 20% do altura do elemento definitivo, para dimensionar o apoio.
 - 2) A altura do elemento definitivo deve ser considerada com coeficiente de 1,25.
 - 3) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 4) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 5) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 6) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 7) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 8) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 9) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 10) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.



- Observações:
- 1) Considerar altura temporária durante a fase de obra, com coeficiente de 20% do altura do elemento definitivo, para dimensionar o apoio.
 - 2) A altura do elemento definitivo deve ser considerada com coeficiente de 1,25.
 - 3) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 4) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 5) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 6) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 7) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 8) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 9) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 10) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.



- Observações:
- 1) Considerar altura temporária durante a fase de obra, com coeficiente de 20% do altura do elemento definitivo, para dimensionar o apoio.
 - 2) A altura do elemento definitivo deve ser considerada com coeficiente de 1,25.
 - 3) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 4) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 5) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 6) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 7) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 8) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 9) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 10) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.



- Observações:
- 1) Considerar altura temporária durante a fase de obra, com coeficiente de 20% do altura do elemento definitivo, para dimensionar o apoio.
 - 2) A altura do elemento definitivo deve ser considerada com coeficiente de 1,25.
 - 3) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 4) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 5) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 6) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 7) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 8) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 9) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.
 - 10) Considerar a altura do elemento definitivo com coeficiente de 1,25.



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

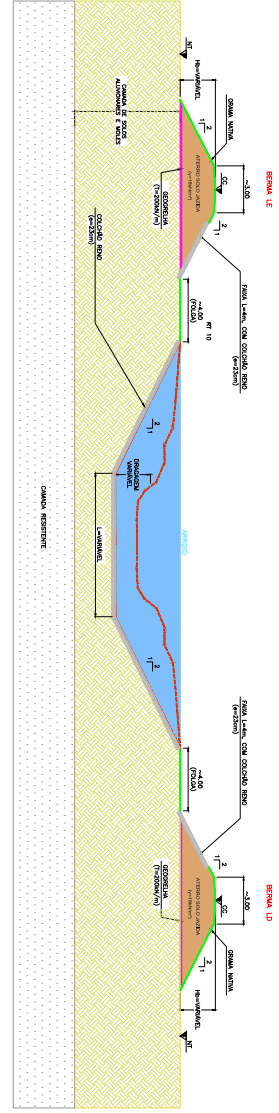
PROTEÇÃO CONTRA CHEIAS DO RIO GRAVATÁ E AILUNTAS
 EVANJAMENTO GEOTÉCNICO
 CADERNÃO TÉCNICO, GR. 802/04 V.3 N.4

ENGR. ANTONIO A. CORRÊA
 CREA: 01/01

ENGR. PAULO RIBEIRO
 CREA: 01/01

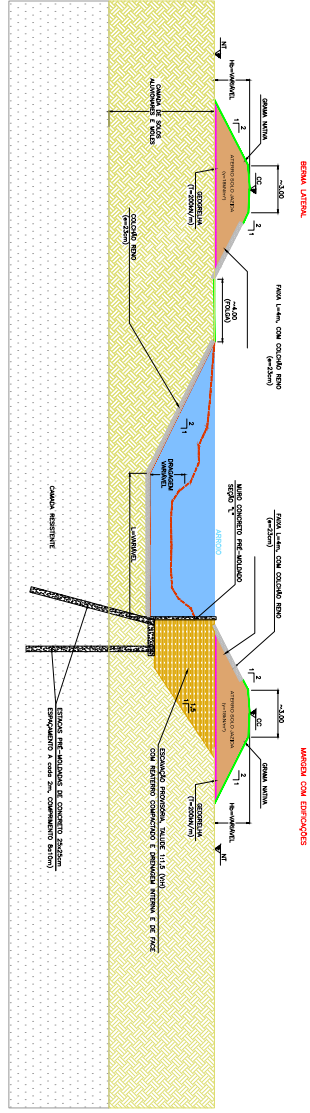
ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
 SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES

PROJETO Nº: 1290
 DATA: 10/04/2014



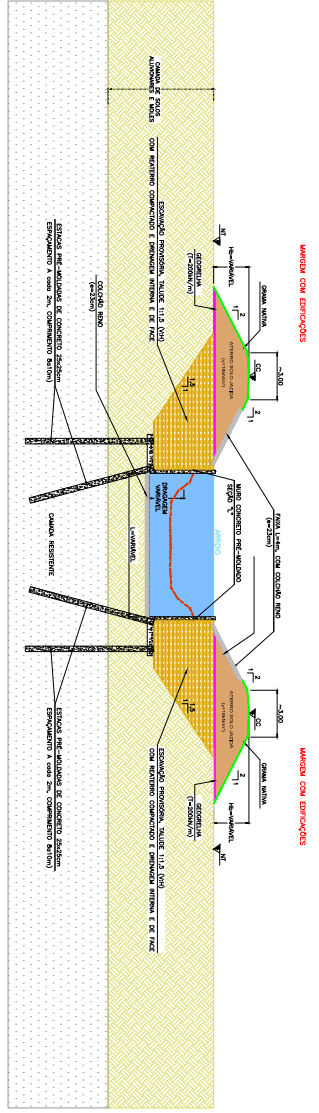
SEÇÃO TIPO 1
 DQUE INTERNO (EST. 0+400 A EST. 0+430)
 SEGMENTOS EM ZONA RURAL E/OU SEM EMPÍDICOES NAS MARGENS

Observações:
 1) Aproveitar as barras existentes com seus comprimentos (distância) com respeito ao eixo central de simetria. (200mm/1m) (400mm/2m)
 2) A disposição do reforço deve ser em conformidade com o projeto executivo.
 3) Deverá ser assegurada uma faixa mínima de 4,00m entre o pé do terreno e o eixo do ancoragem de montagem interno de concreto.
 4) O revestimento do tabuleiro de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 5) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 6) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 7) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 8) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 9) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 10) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.



SEÇÃO TIPO 2
 DQUE INTERNO (EST. 0+400 A EST. 0+430)
 SEGMENTOS COM EMPÍDICOES EM ÁREAS URBANAS

Observações:
 1) Aproveitar as barras existentes com seus comprimentos (distância) com respeito ao eixo central de simetria. (200mm/1m) (400mm/2m)
 2) A disposição do reforço deve ser em conformidade com o projeto executivo.
 3) Deverá ser assegurada uma faixa mínima de 4,00m entre o pé do terreno e o eixo do ancoragem de montagem interno de concreto.
 4) O revestimento do tabuleiro de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 5) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 6) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 7) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 8) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 9) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 10) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.



SEÇÃO TIPO 3
 DQUE INTERNO (EST. 0+400 A EST. 0+430)
 SEGMENTOS COM EMPÍDICOES EM ÁREAS URBANAS

Observações:
 1) Aproveitar as barras existentes com seus comprimentos (distância) com respeito ao eixo central de simetria. (200mm/1m) (400mm/2m)
 2) A disposição do reforço deve ser em conformidade com o projeto executivo.
 3) Deverá ser assegurada uma faixa mínima de 4,00m entre o pé do terreno e o eixo do ancoragem de montagem interno de concreto.
 4) O revestimento do tabuleiro de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 5) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 6) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 7) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 8) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 9) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.
 10) O revestimento de cada copeiro e do bloco de concreto deve ser executado com concreto armado e revestimento interno de concreto.



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

PROTEÇÃO CONTRA CHEIAS DO RIO GRAVATÁ E AULAVENAS
 EVANTAMENTO GEOTÉCNICO
 DADOS TÉCNICOS: DA-08/004/12.4.3

ENCL. ANEXO TÉCNICO A-02/000000
 DATA: 01/01/2014

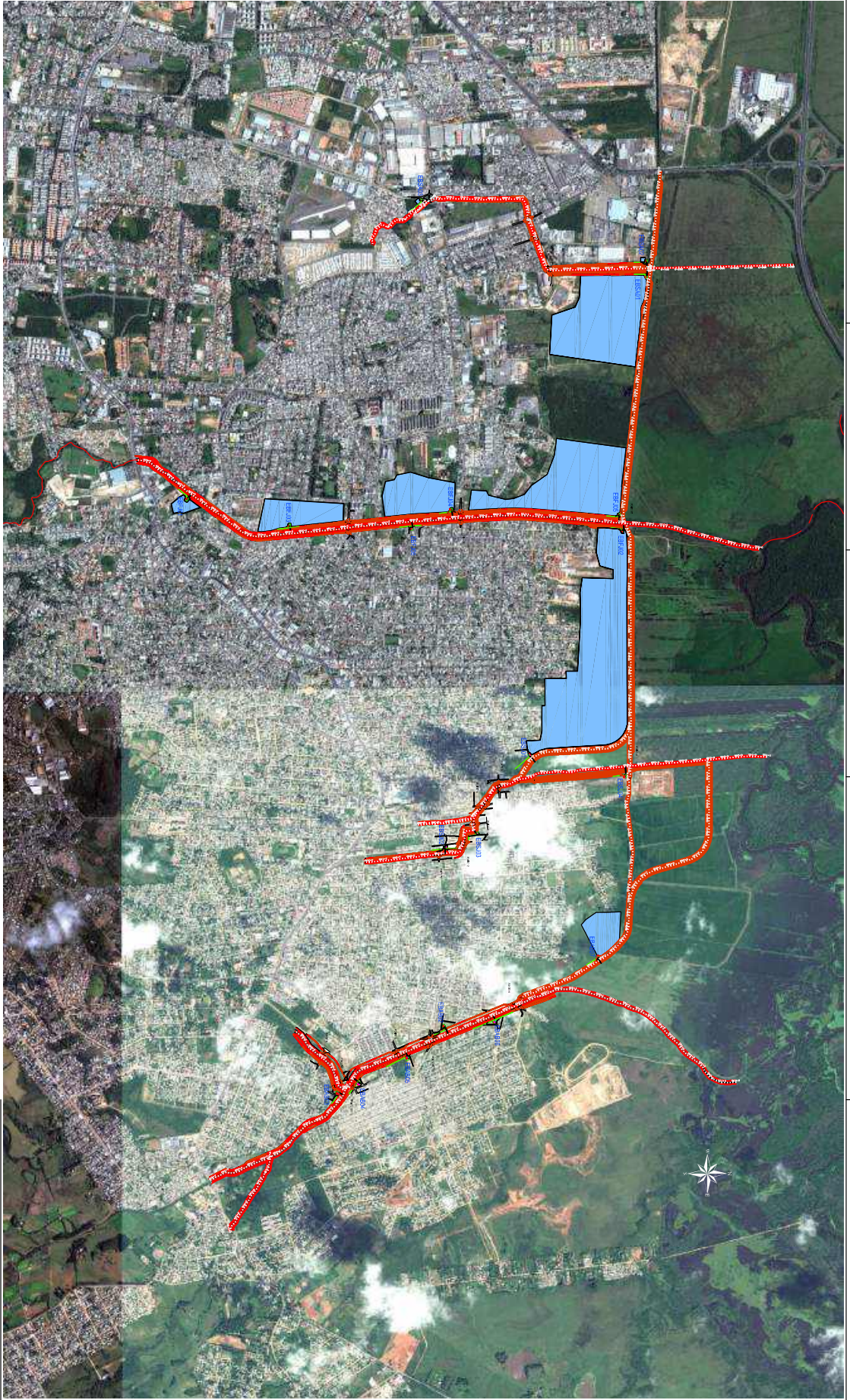
ENCL. ANEXO TÉCNICO
 DATA: 01/01/2014

ESTADO/PROVINCIA	ESTADO	TIPO	DATA	PROJETO
RS	RS	1150	14/04/2014	1150



Anexo 3. Planta Geral





Punção Salada de Prolongamento
Metropolitano e Regional

Projecção: Centro, Chispa do Rio Cavaleira e Alameda
ESTACIONES DE BOMBADEAMENTO E PONTES
PLANIMÉTRICA

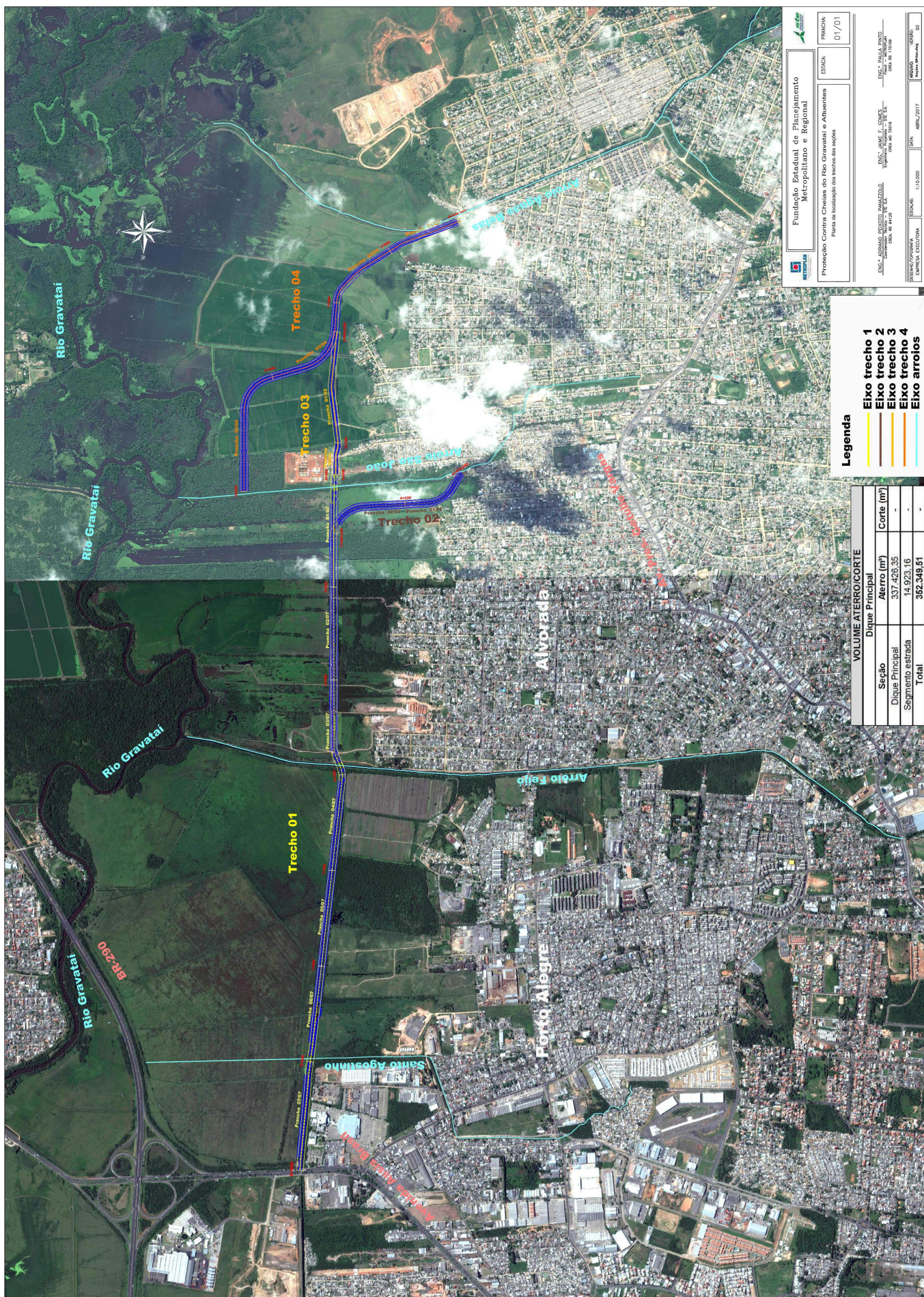
ESTADO: PARANÁ
01/01

PROJETO: 112300
DATA: 09/01/2017
AUTOR: [illegible]
VERSIÃO: 01

PROJETO: 112300
DATA: 09/01/2017
AUTOR: [illegible]
VERSIÃO: 01




Anexo 4. Seções Transversais do Dique Principal



Legenda

- Eixo trecho 1
- Eixo trecho 2
- Eixo trecho 3
- Eixo trecho 4
- Eixo ariários

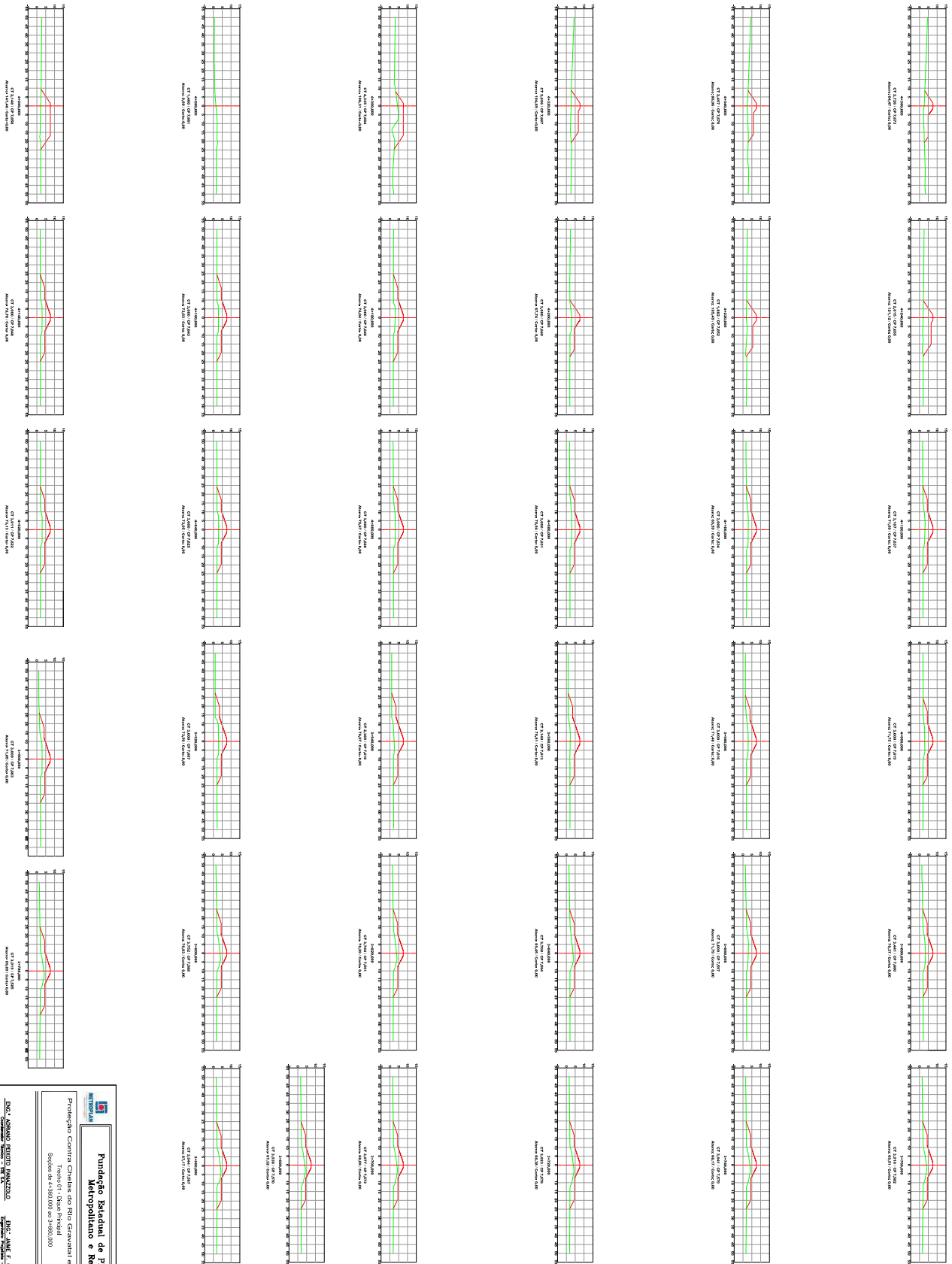
VOLUME ATERRO/CORTE			
Seção	Dique Principal		Corte (m ³)
	Ariário (m ³)	Total	
Dique Principal	337.426,35		--
Segmento estrada	14.923,16		
Total	352.349,51		


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitanamente e Regional
 Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes
 Planta de localização dos trechos das seções

ESCALA: 01/01
 PROJETO: 01/01
 DATA: 11/03/2017
 PROJETO: 01/01
 DATA: 11/03/2017

ENG. CARLOS EDUARDO BANZATO
 Engenharia Civil, CREA
 ENG. JANE E. GOMES
 Engenharia Civil, CREA

EMPRESA EXECUTORA: EMBRASA SUDAMATA S.A.
 END.: RUA E. RIBEIRO, 111
 CEP: 94140-000, FLORES DO SUDESTE, CURITIBA, PARANÁ



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

PROTEÇÃO CONTRA CHEIAS DO RIO GRAVATÁ E ALENTEJES

Tramo 01 - Ovale Finalizado

Superfície de 4.500.000 m² e 2.500.000

ESTRUC 01/07

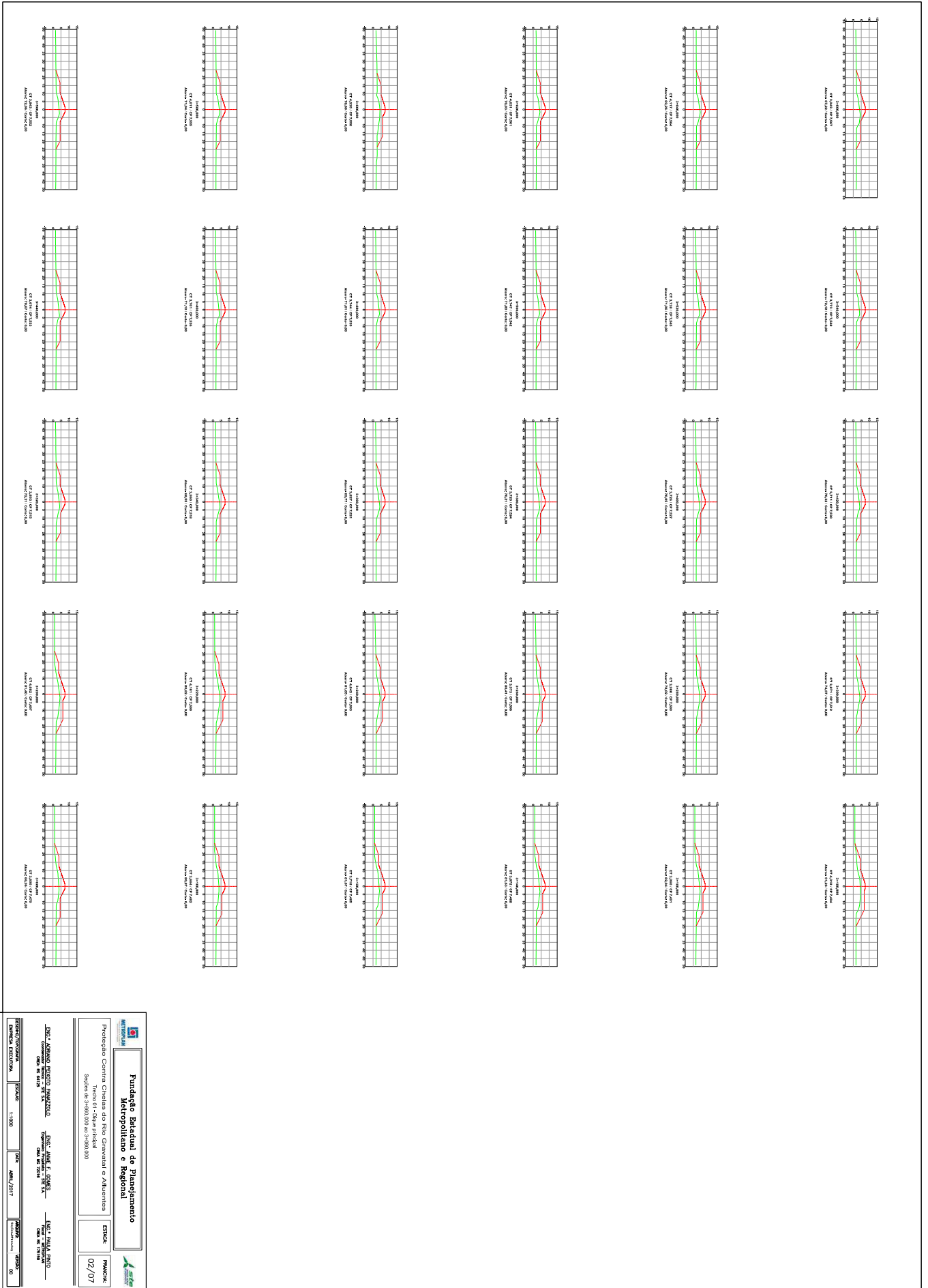
ENC. ANTONIO FERREIRO FERNANDES

ENC. JAMIL F. GOMES

ENC. MARINA BRUNO

ESTRUC. 01/07

ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07
ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07
ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07
ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07	ESTRUC. 01/07

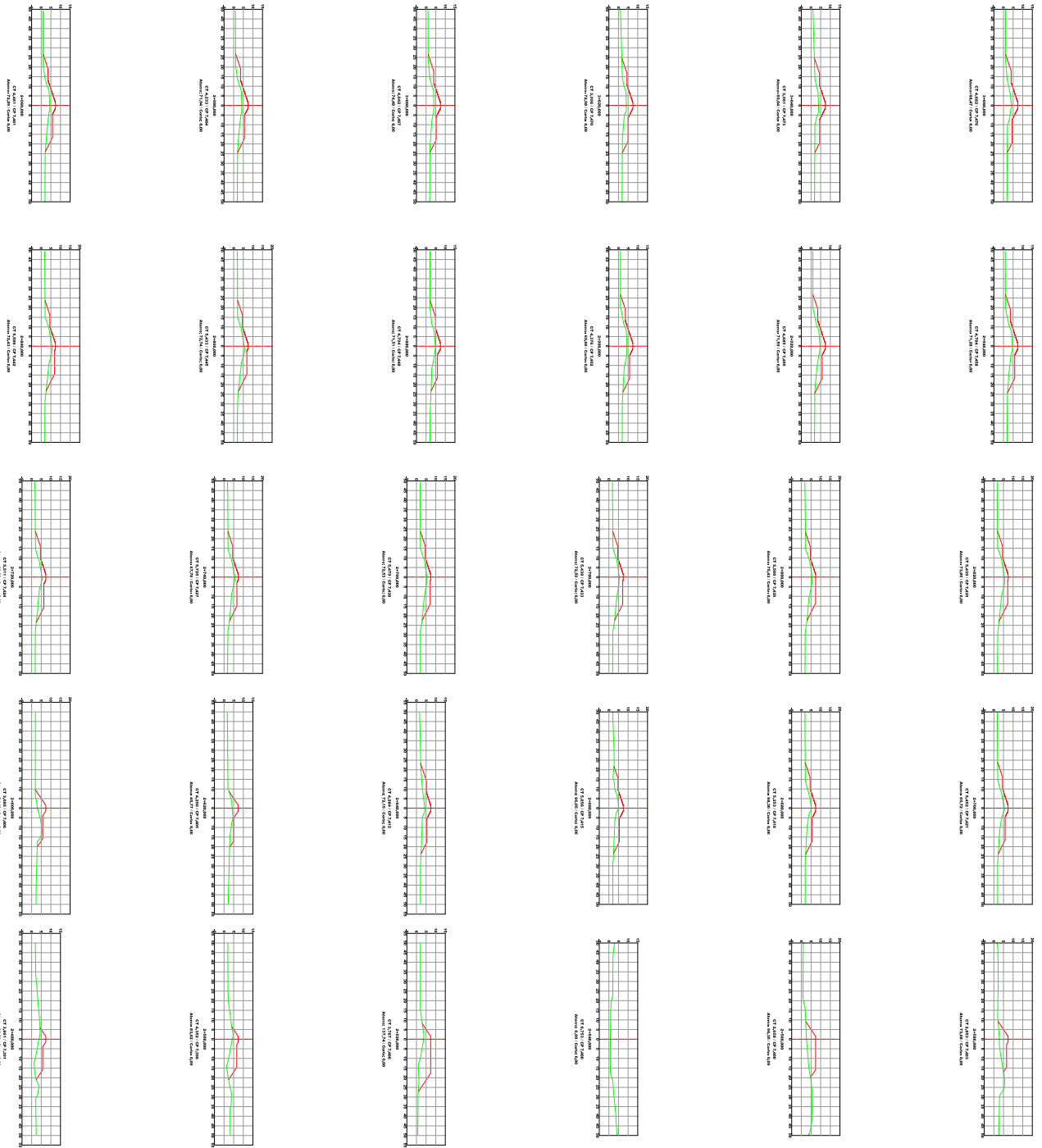


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil - Defesa Civil
 Rua: 1 - Defesa Civil
 Setor: 30000000 no 3000000

ESTADUAL
 02/07

PROA - SISTEMA DE GESTÃO DE PROCESSOS ADMINISTRATIVOS
 PROJETO: 11000
 DATA: 02/07/2017
 VERSÃO: 00

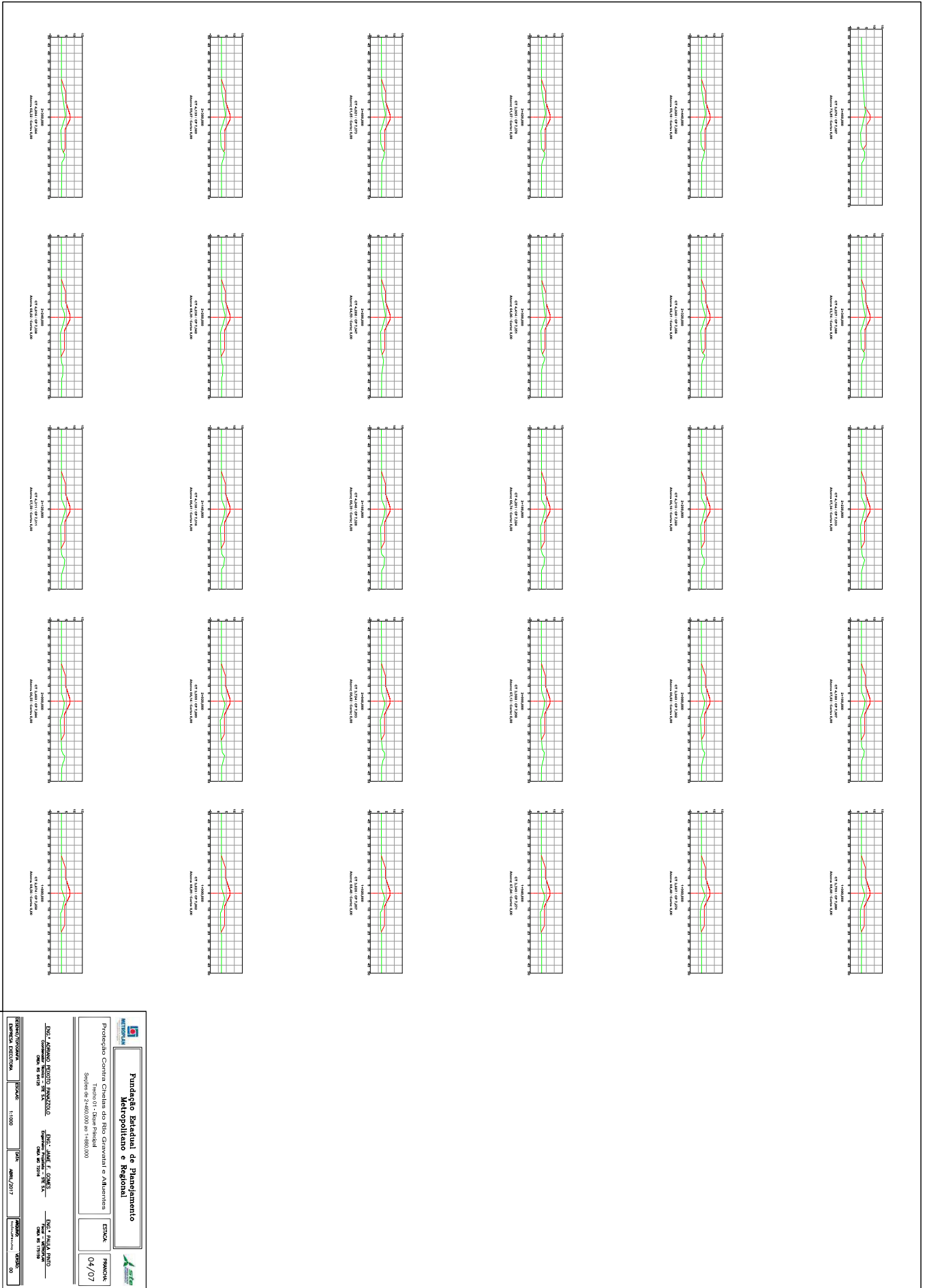


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil do Estado de São Paulo
 Rua da Liberdade, 1100 - São Paulo, SP
 CEP: 01305-900

PROA - SISTEMA DE GESTÃO DE PROCESSOS ADMINISTRATIVOS
 PROJETO DE LICITAÇÃO Nº 001/2017
 OBJETO: OBRAS DE RECONSTRUÇÃO DE INFRAESTRUTURA DE SANEAMENTO BÁSICO NO MUNICÍPIO DE SÃO CARLOS, ESTADO DE SÃO PAULO.

EMPRESA CONTRATADA: **EMPRESA SANEAMENTO SANEAMENTO SANEAMENTO**
 CNPJ: 08.907.888/0001-00
 ENDEREÇO: RUA DA LIBERDADE, 1100 - SÃO PAULO, SP - CEP: 01305-900

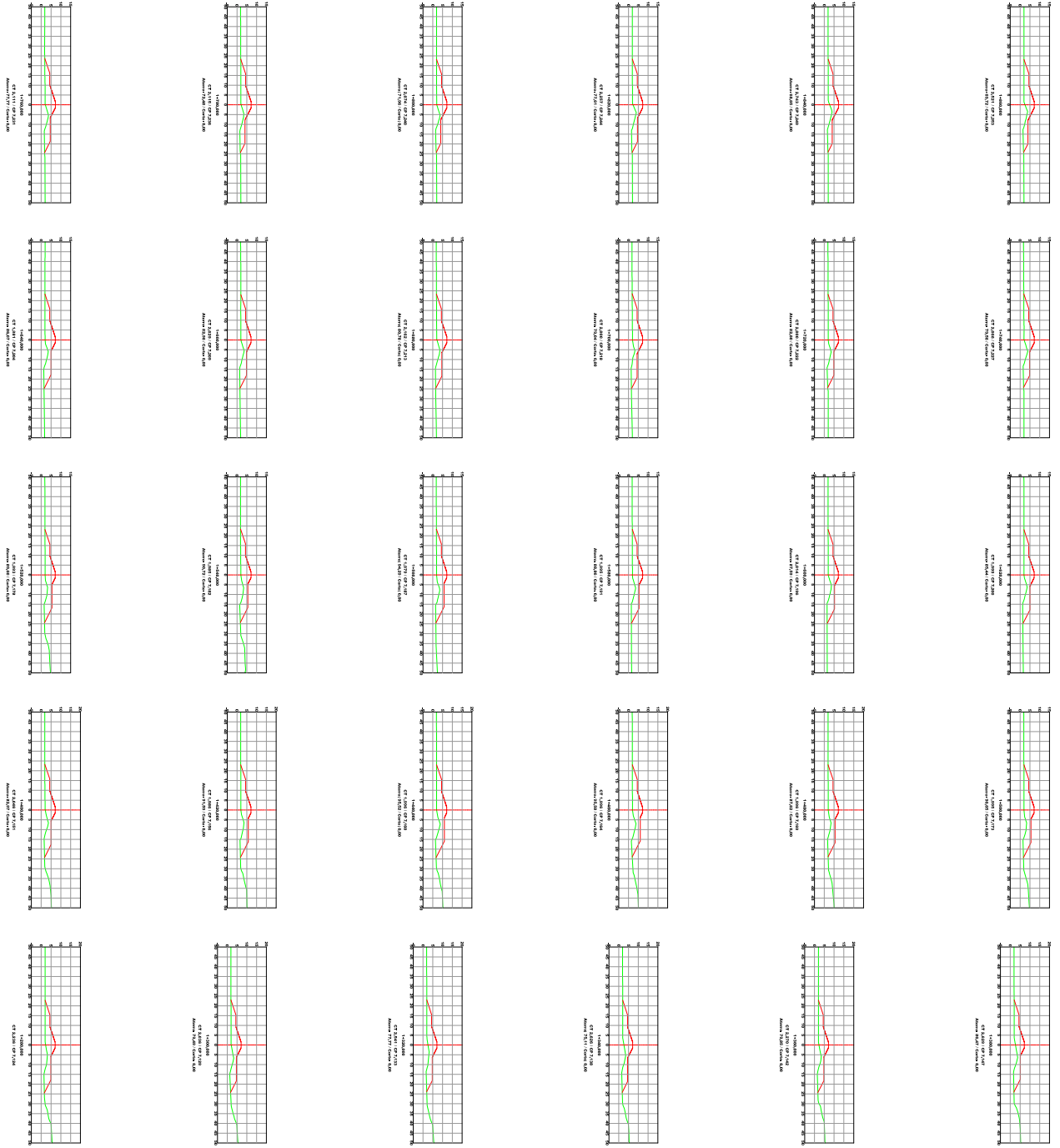


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil - Defesa Civil
 Rua: ...
 Telefone: ...

ENQ. ANTONIO FERREIRA FERREIRA
 ENQ. JAMIL F. GOMES
 ENQ. PAULO RIBEIRO

ESTADO/SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA
SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA
SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA	SECRETARIA

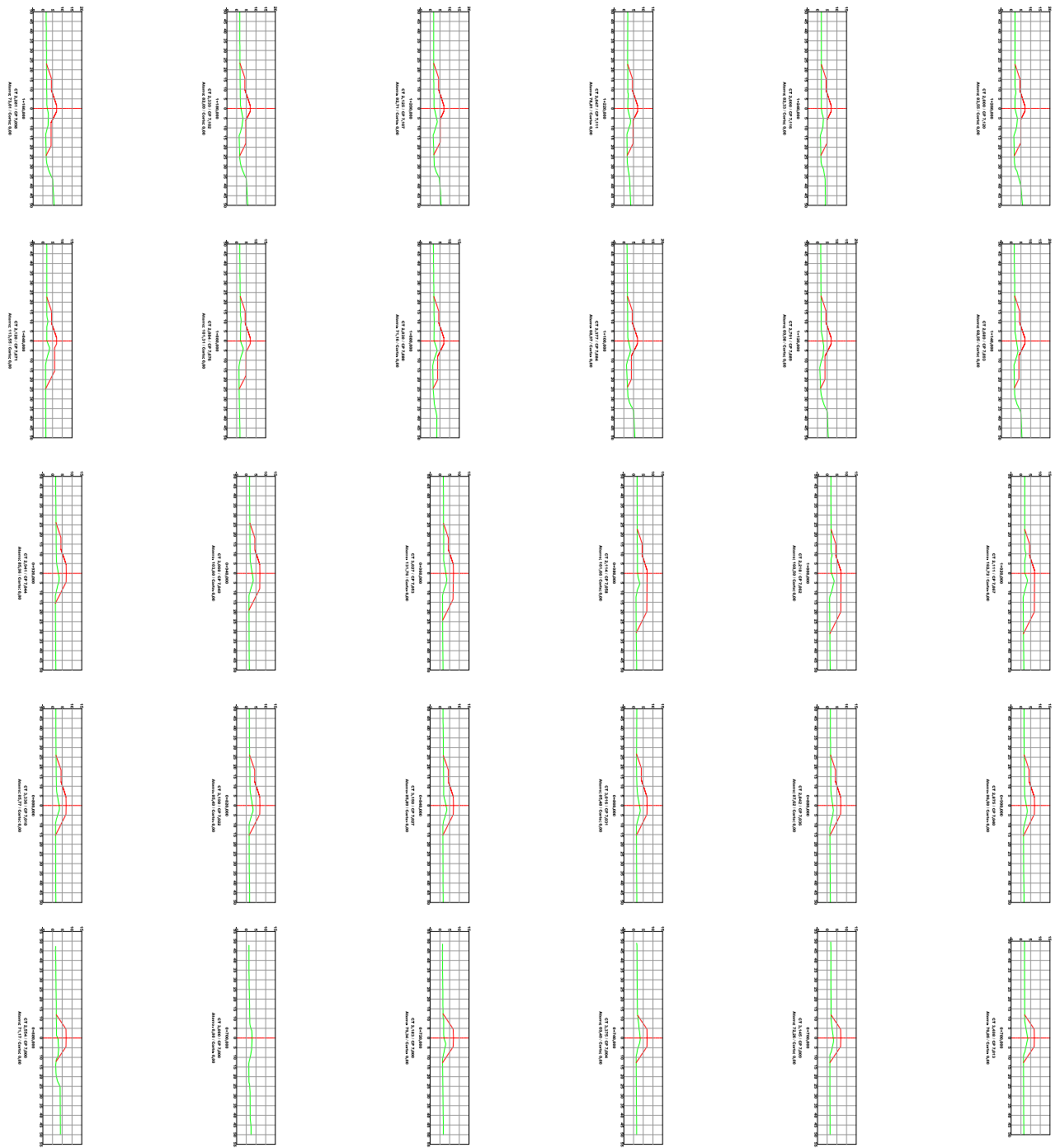


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Affluentes
 Trecho 01 - Dama Fideled
 Setor SA 1400/000 ao 1420/000

ENR. ANTONIO FERREIRO FERNANDES
 ENR. JAMES F. GOMES
 ENR. MARLA BENTO

ENR. CARLOS DE MOURA
 ENR. JACQUELINE DE MOURA
 ENR. JACQUELINE DE MOURA



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Affluentes
Tramo 01 - Dama Fideleda
Sobre as 1.200.000 m² de área

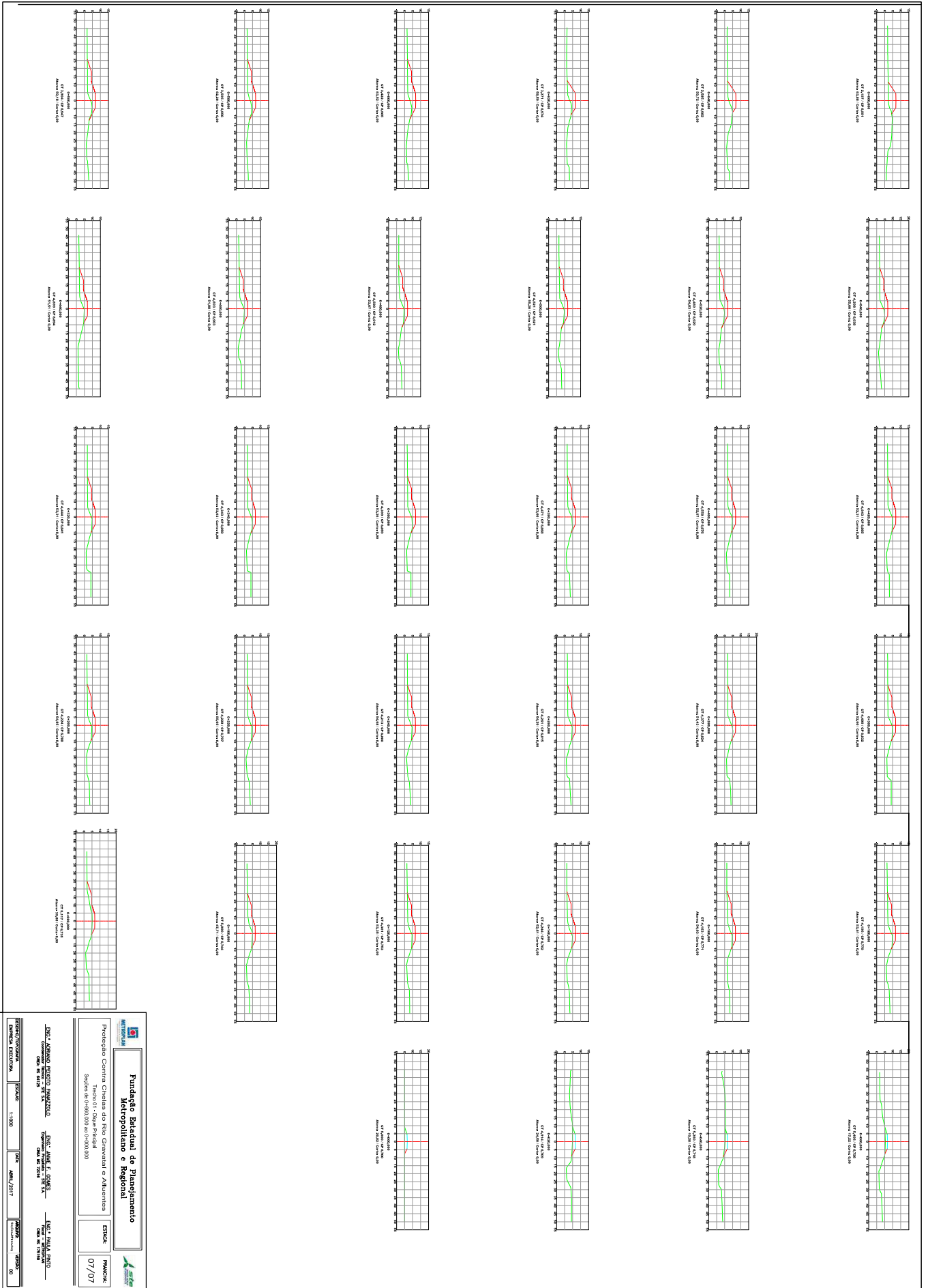
ESTRUC. 06/07
PRONCH

ENCLAVAMENTO

ENC. JAMES E. GOMES
ENCLAVAMENTO

ENC. MARLA BENTO

ESTRUC. 06/07	ENC. JAMES E. GOMES	ENC. MARLA BENTO
ENC. MARLA BENTO	ENC. JAMES E. GOMES	ENC. MARLA BENTO
ENC. JAMES E. GOMES	ENC. MARLA BENTO	ENC. JAMES E. GOMES
ENC. MARLA BENTO	ENC. JAMES E. GOMES	ENC. MARLA BENTO



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil - Defesa Civil
 Rua: Rua da Liberdade, 1000
 Fone: (51) 3091-1000

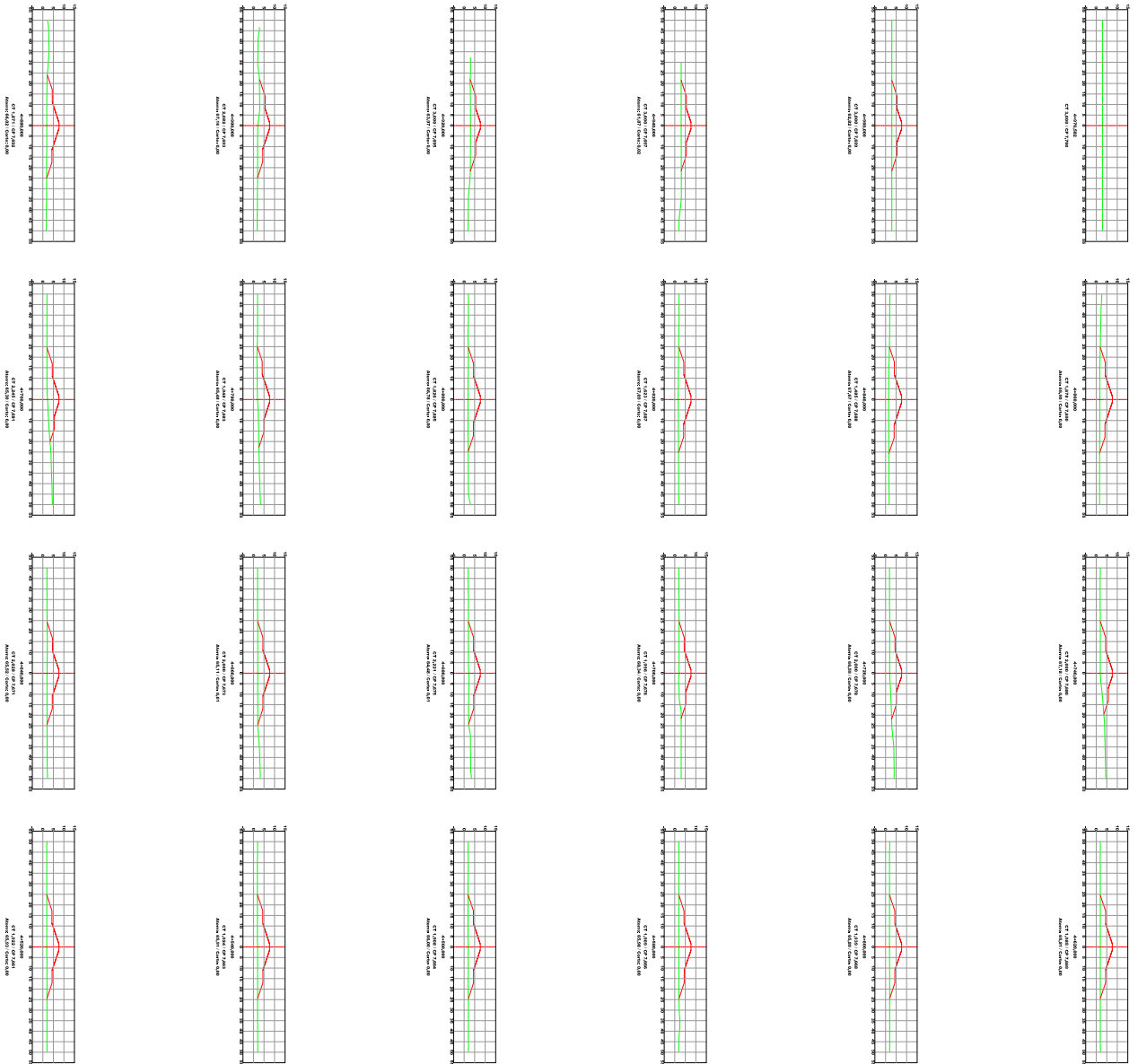
ENR. ANTONIO FERRETO FERNANDES
 ENR. JAMIL F. GOMES
 ENR. MARINA BENTO

ENR. JAMIL F. GOMES
 ENR. MARINA BENTO

ESTRUC. 07/07

ESTRUC. 07/07

ESTRUC. 07/07



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil de Defesa Civil do Rio Grande e Arvorezinha

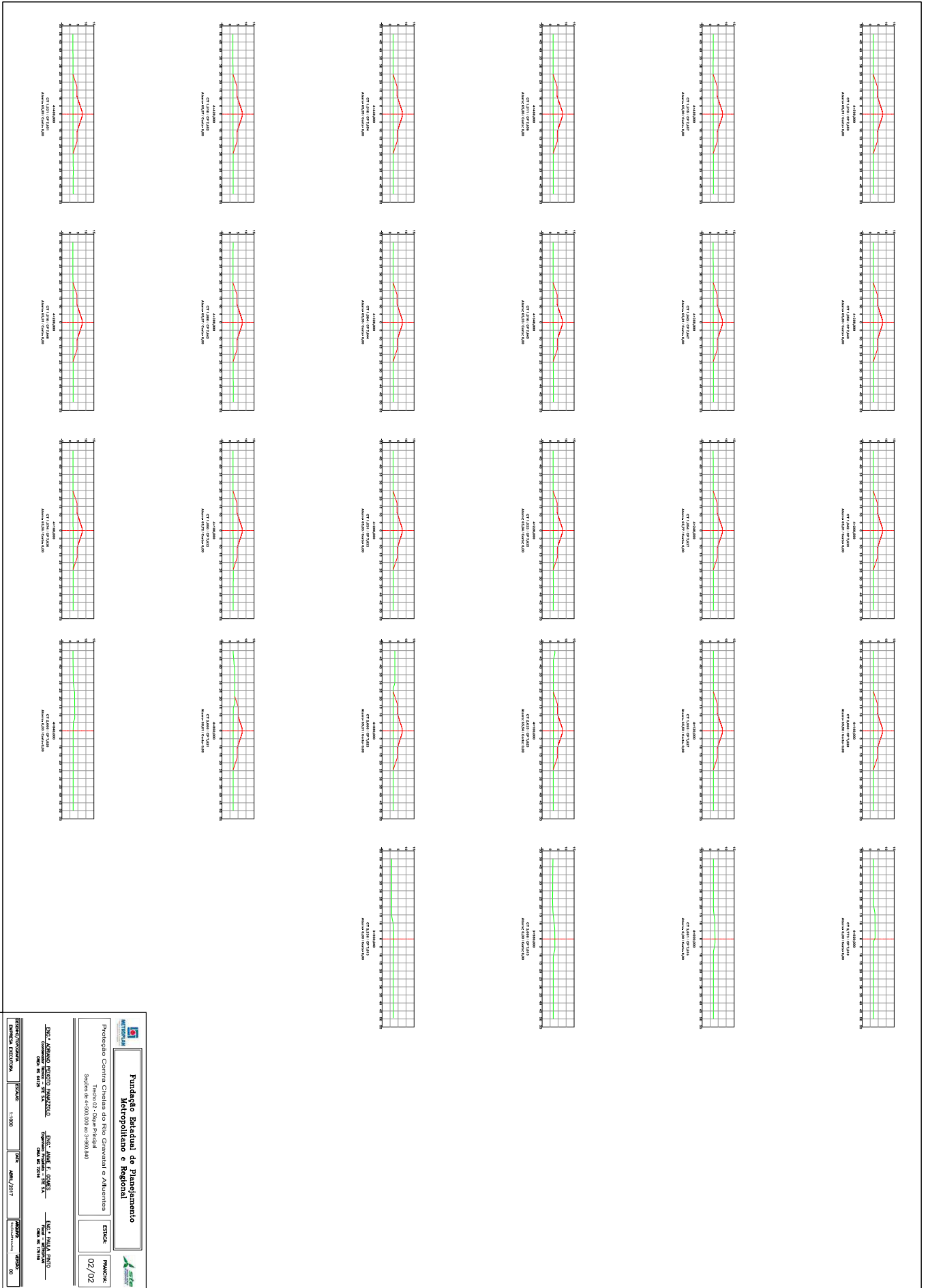
Tram: 02 - Defesa Civil
Sede: Rua 479/502, nº 452/500

ESTRUC: 01/02

FRANCA: 00

ENC. ADONIS PERIÓDICO FUNDACIÃO
COORDENADOR: ENC. JAMIL F. GOMES
ENC. ADONIS PERIÓDICO FUNDACIÃO
COORDENADOR: ENC. JAMIL F. GOMES

ESTRUC	01/02	FRANCA	00
DATA	04/02/2017	ASSINATURA	00

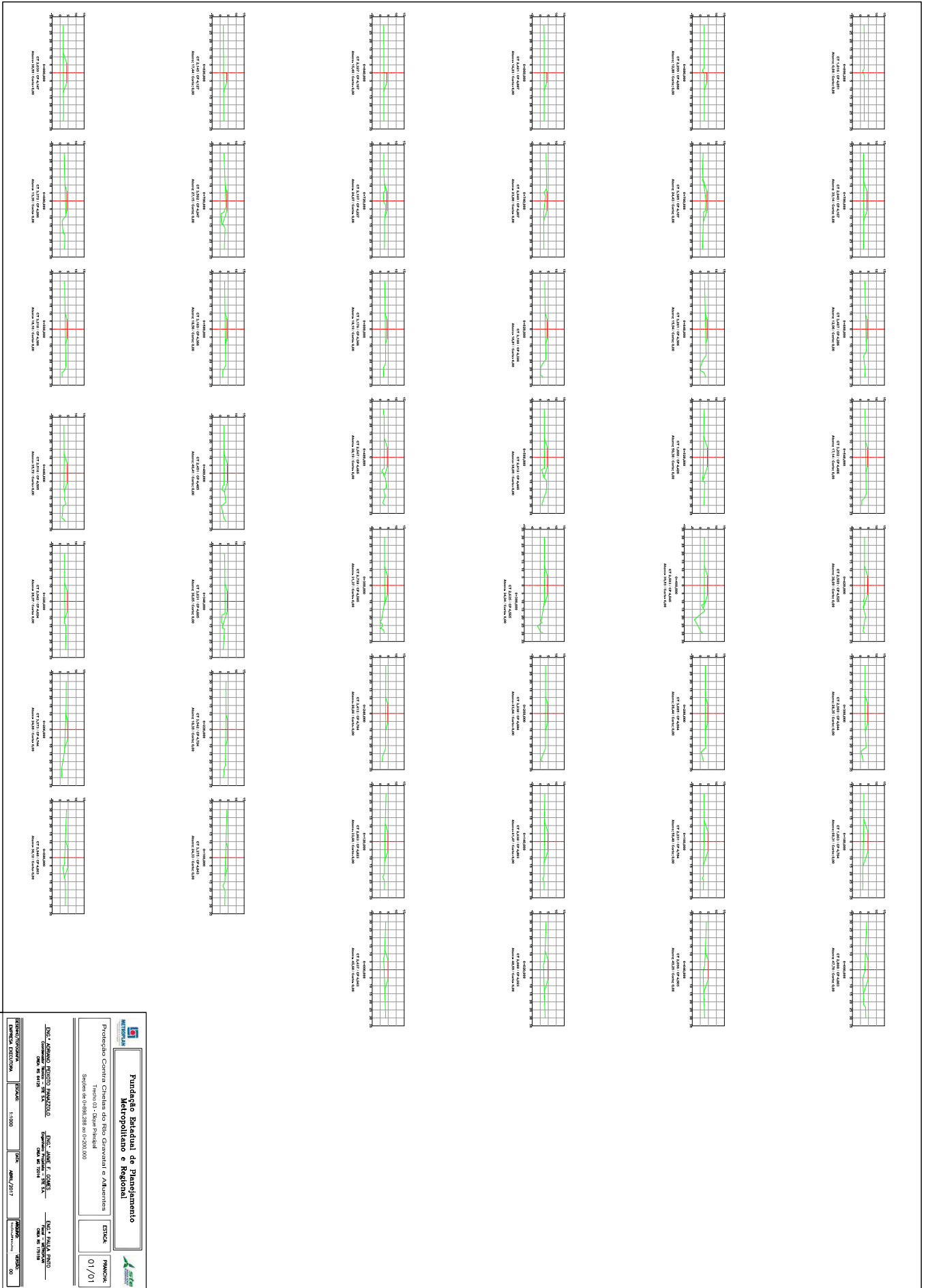


Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil do Rio Gravataí e Aluoritas
 Tramo 02: Tabas Fideis
 Setor de R\$ 200.000,00 a R\$ 200.000,00

ENGENHEIRO RESPONSÁVEL: **ENR. JAMIL F. GOMES**
 CREA: 068.001.251/8
 ENR. ARIANA BENTO
 CREA: 068.001.713/8

PROPOSTA Nº: 11/00
 DATA: 04/02/2017
 VALOR: R\$ 0,00



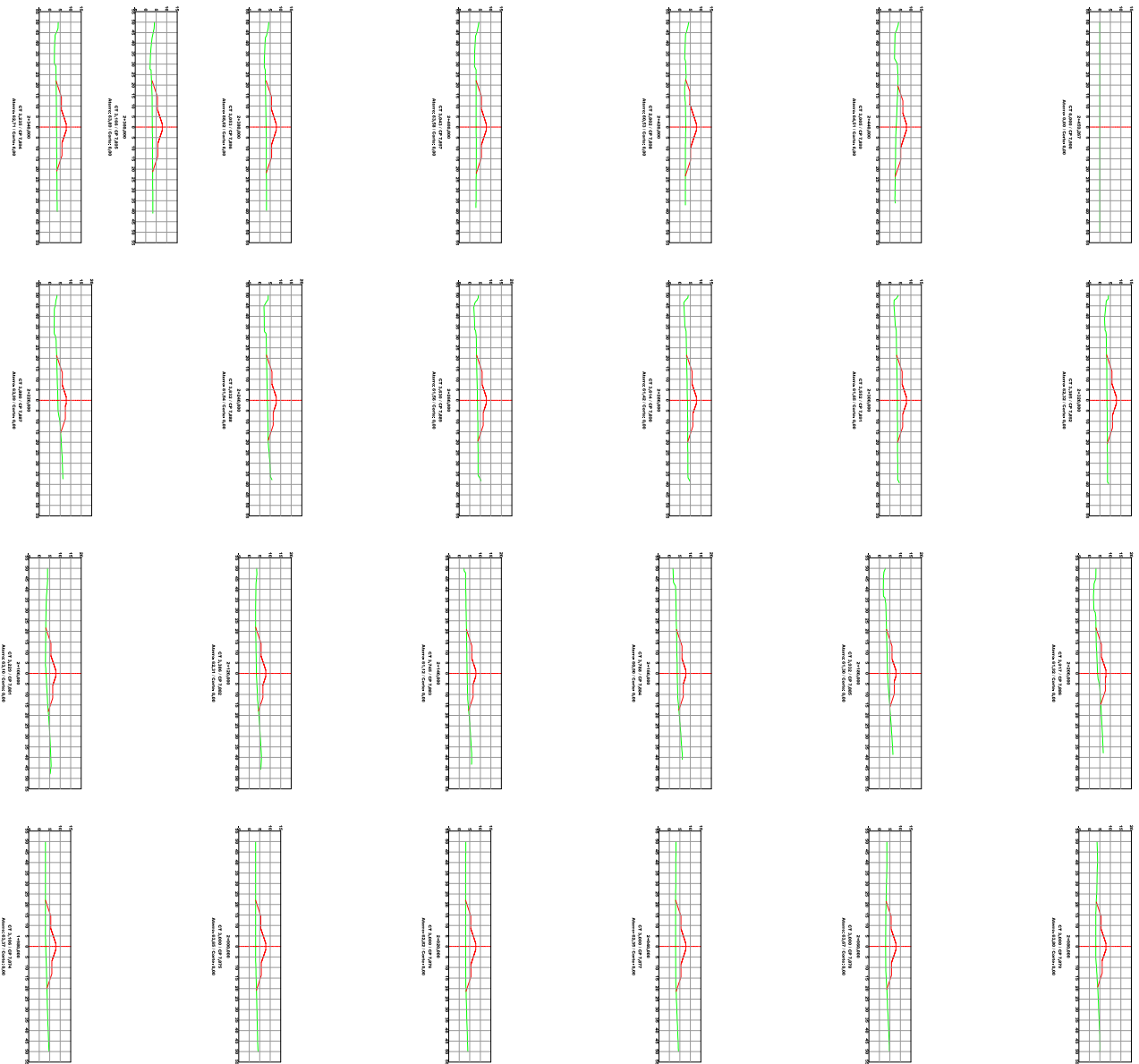
Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil - Rua Cavaliari e Alcantaras
 Tramo 01 - Bairro Fielidade
 Sede: 404 0-8082.2883 ou 04-202.000

ESTRUC: 01/01

PRINCIPAL: FRANCISCA

PROJETO/PROGRAMA	ESTRUC	DATA	PROJETO
PROJETO DE RECONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS	11/000	04/01/2017	00



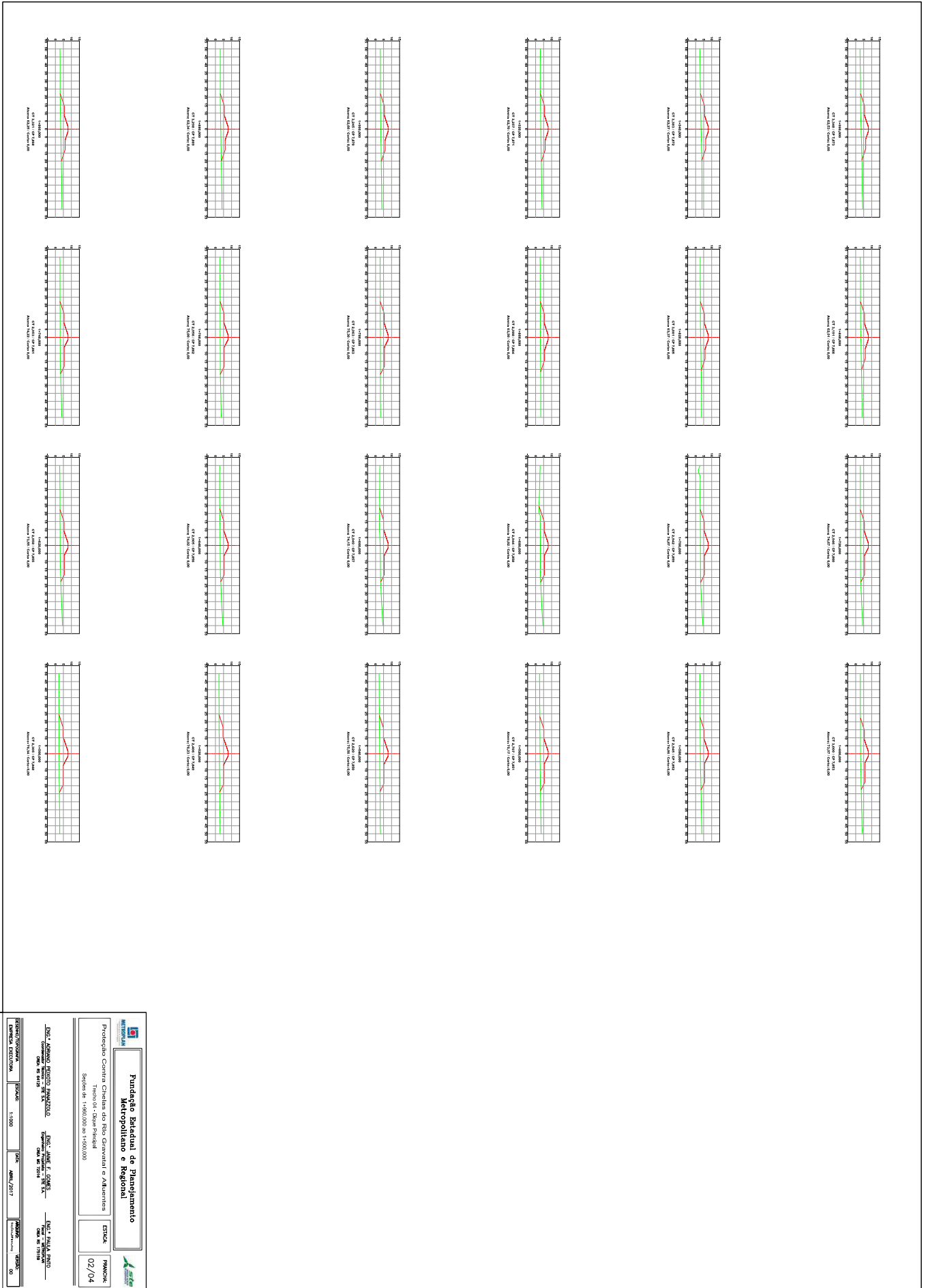
Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil - Defesa Civil
 Tronco de Defesa Civil
 Sede de Defesa Civil - 11850.000

ESTADUAL 01/04

ENQ. ADRIANO FERRETO FERNANDES
 ENQ. JAMIL F. GOMES
 ENQ. MÁRCIA RIBEIRO

REVISÃO/VERSÃO	ESTADO	DATA	PROJEÇÃO
01/00	11/00	04/02/2017	00



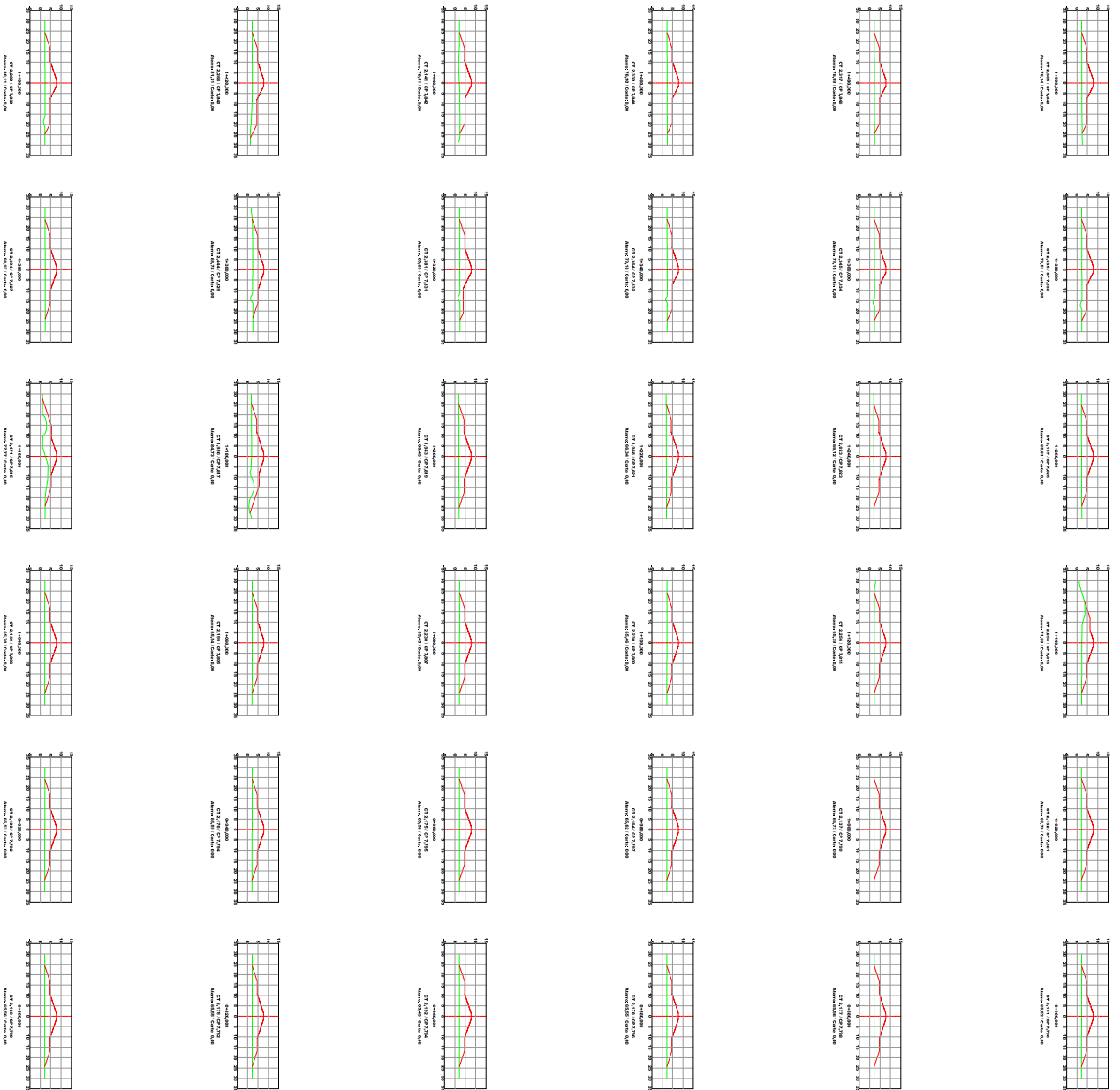
Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Civil do Rio Grande e Aluaretos
 Tramo 04 - Obra Finalizada
 Sede de R-1000.000 a R-1.000.000

ESTRUC 02/04

ENR. ANTONIO FERRETO FERNANDES ENR. JAMIL F. GOMES ENR. MARINA RAMO
 CREA: 068.888/0-3 CREA: 068.888/0-3 CREA: 068.888/0-3

ESTADO/ORGANIZAÇÃO	ESTRUC	DATA	PROJETO
SP/PROTEÇÃO CIVIL	11/00	04/02/2017	02



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Affluentes
 Tramo da - Ovar Filial II
 Solicitação nº 400/2003 do OAR/03/003

ENCLAVAMENTO: 11/003
 DATA: 04/04/2017
 ESCALA: 1:1000

PROJETO: 03/04

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. JAMIL F. GOMES
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

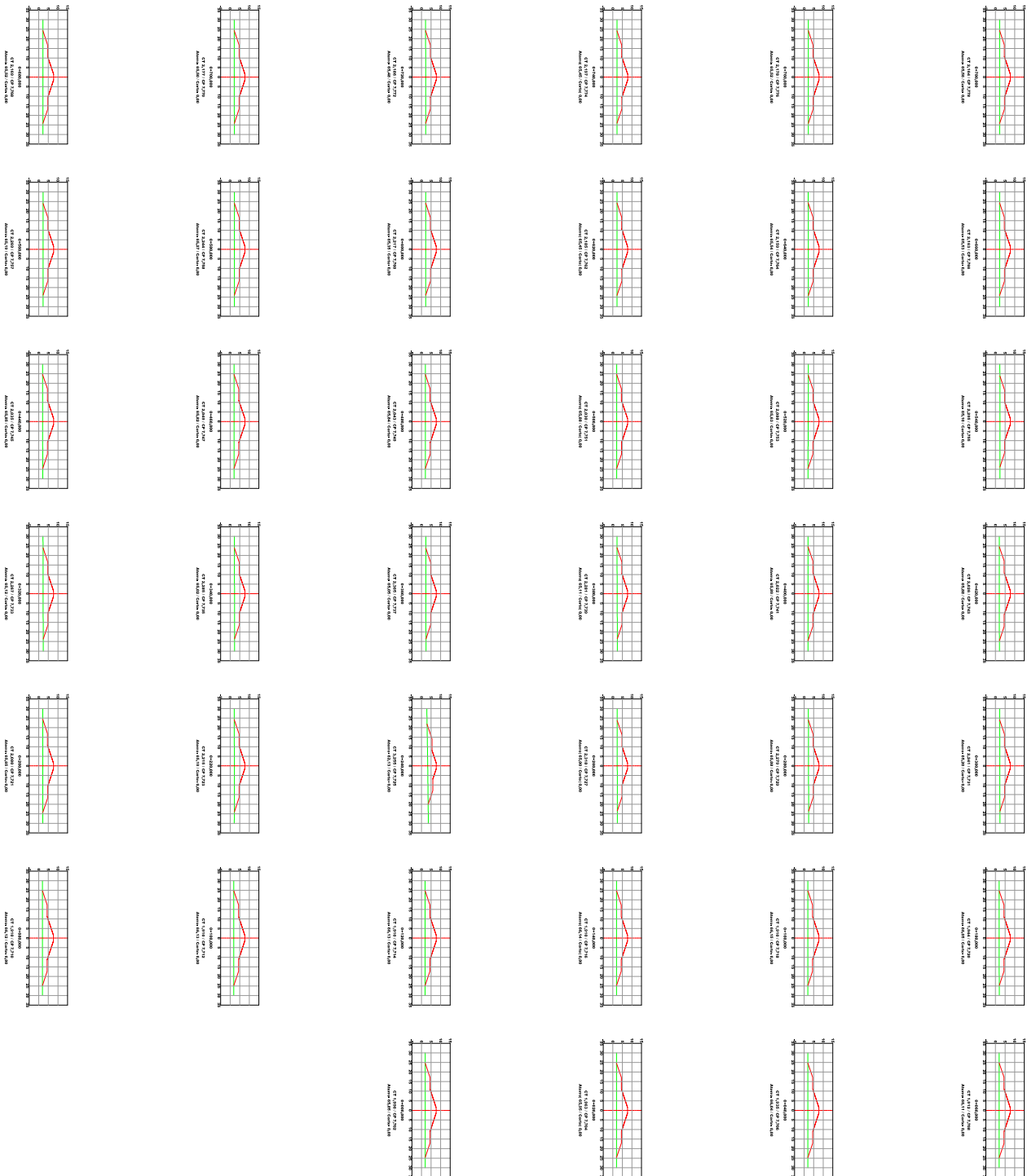
PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017

PROJETADE: ENG. ANTONIO FERREIRA DE SOUZA
 DATA: 04/04/2017



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

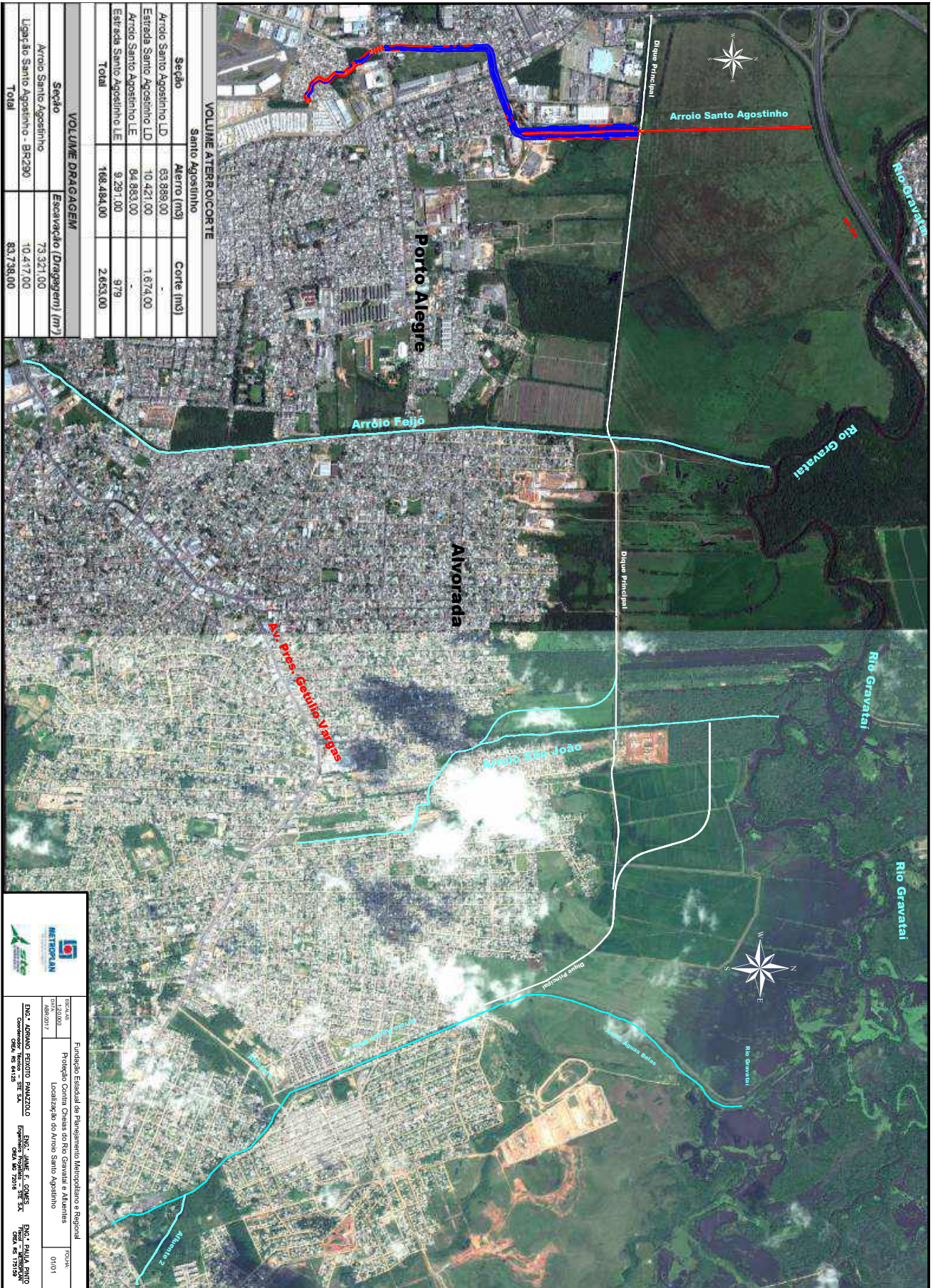
Proteção Civil - Defesa Civil
 Travesseiro - Defesa Civil
 Sede: Rua 978/000 ao 04/001/003

ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
 SECRETARIA DE DEFESA CIVIL
 Rua 978/000 ao 04/001/003
 CEP: 91220-000

PROJETO/PROCESSO: 11/000
 DATA: 04/04/2017
 FOLHA: 04/04



Anexo 5. Seções Transversais do Arroio Santo Agostinho



VOLUME ATERRO/CORTE		Santo Agostinho	
Sergio	Aterro (m3)	Corte (m3)	
Arroio Santo Agostinho LD	63.889,00	-	
Estrada Santo Agostinho LD	10.421,00	1.674,00	
Arroio Santo Agostinho LE	64.883,00	-	
Estrada Santo Agostinho LE	9.291,00	979	
Total	148.484,00	2.653,00	

VOLUME DRAAGEM		Escavação (Dragagem) (m³)	
Seção			
Arroio Santo Agostinho		73.321,00	
Arroio Santo Agostinho - BR290		10.477,00	
Total		83.798,00	

ENC. AERONAVES PORTO ALEGRE
 Rua... nº...
 CEP...

ENC. MANEJO DE RESÍDUOS SÓLIDOS
 Rua... nº...
 CEP...

ENC. TRATAMENTO DE ÁGUA
 Rua... nº...
 CEP...

Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
 Projeto: Obras de Defesa do Rio Gravataí e Arroios
 Localização: do Arroio Santo Agostinho

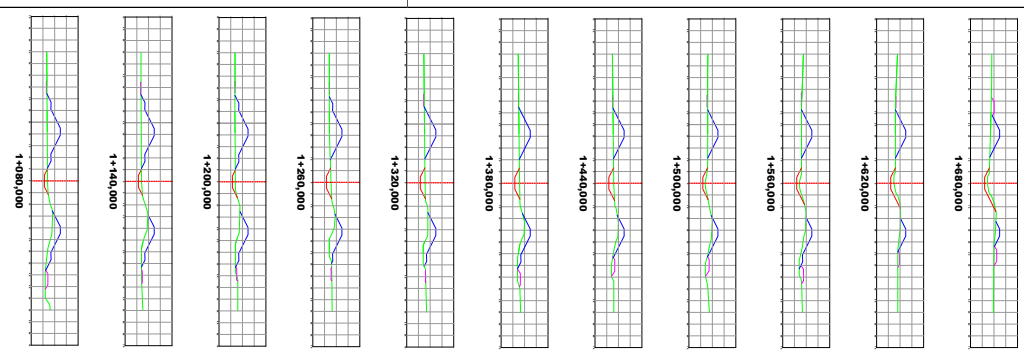
ESCALA: 1:50000
 DATA: 08/02/17

FOLHA: 01/01

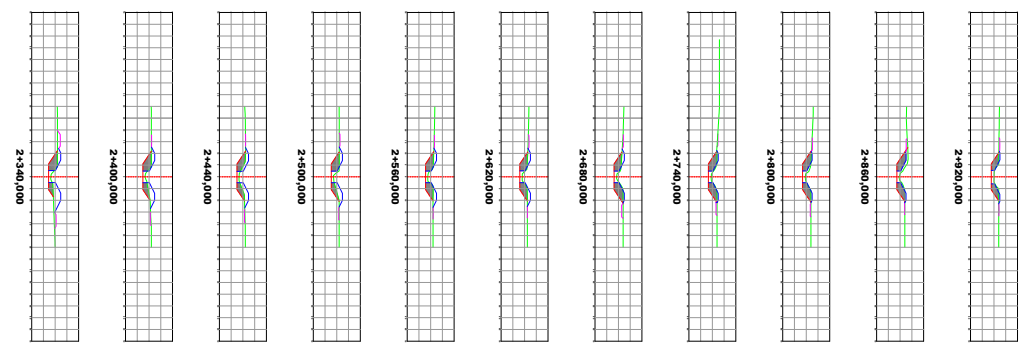




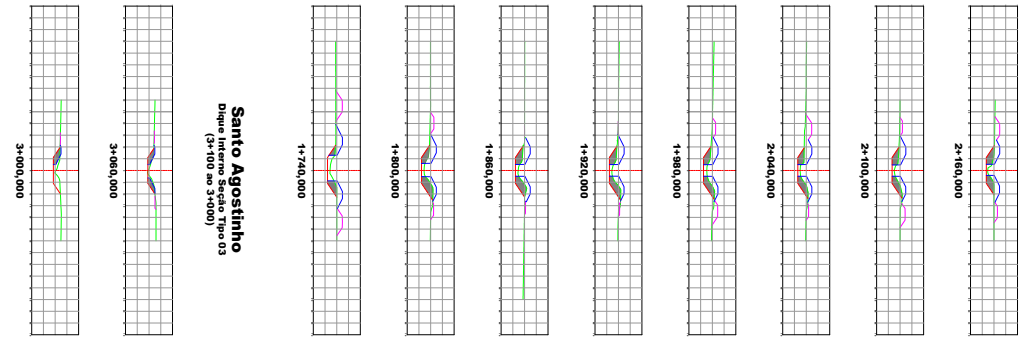
Santo Agostinho
Dique Interno Seção Tipo 01
(1+720 ao 1+820)



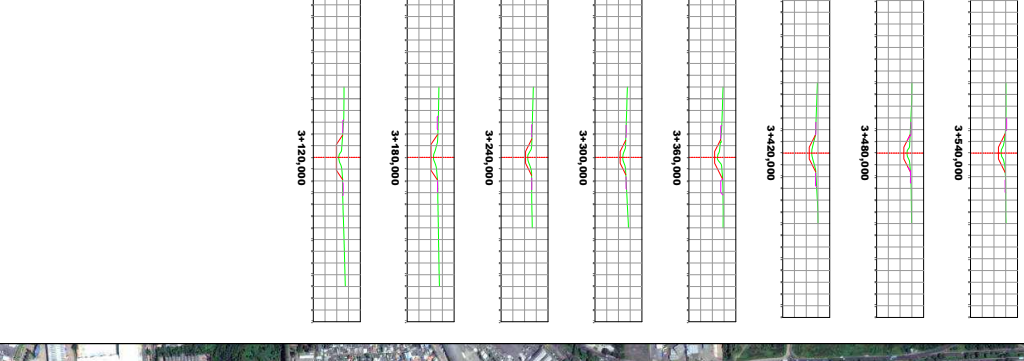
Santo Agostinho
Dique Interno Seção Tipo 03
(2+320 ao 2+740)



Santo Agostinho
Dique (2+740 ao 3+000)



Santo Agostinho
Seção Dragagem
(3+040 ao 3+140)



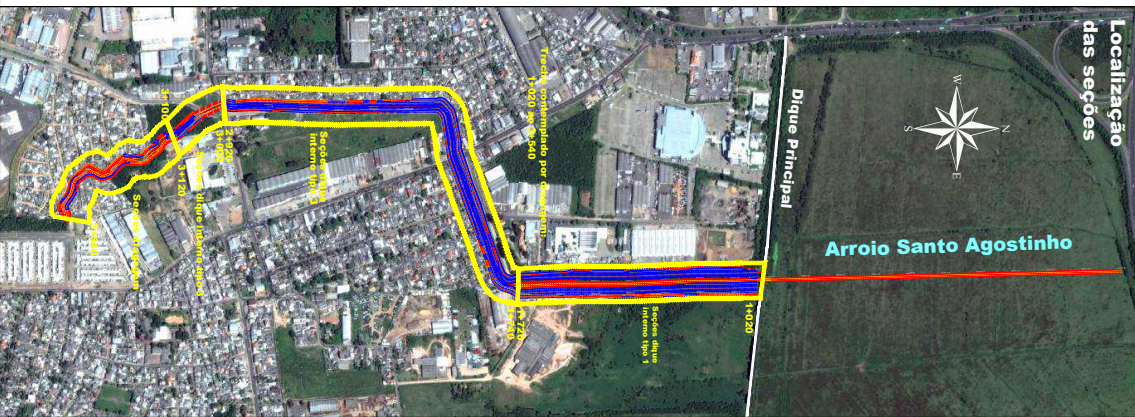
- Legenda**
- Terreno natural
 - Estrada
 - Dragagem
 - Dique
 - Reaterro

Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Afluências
Anexo Santo Agostinho
Seção Tipo Dique Interno

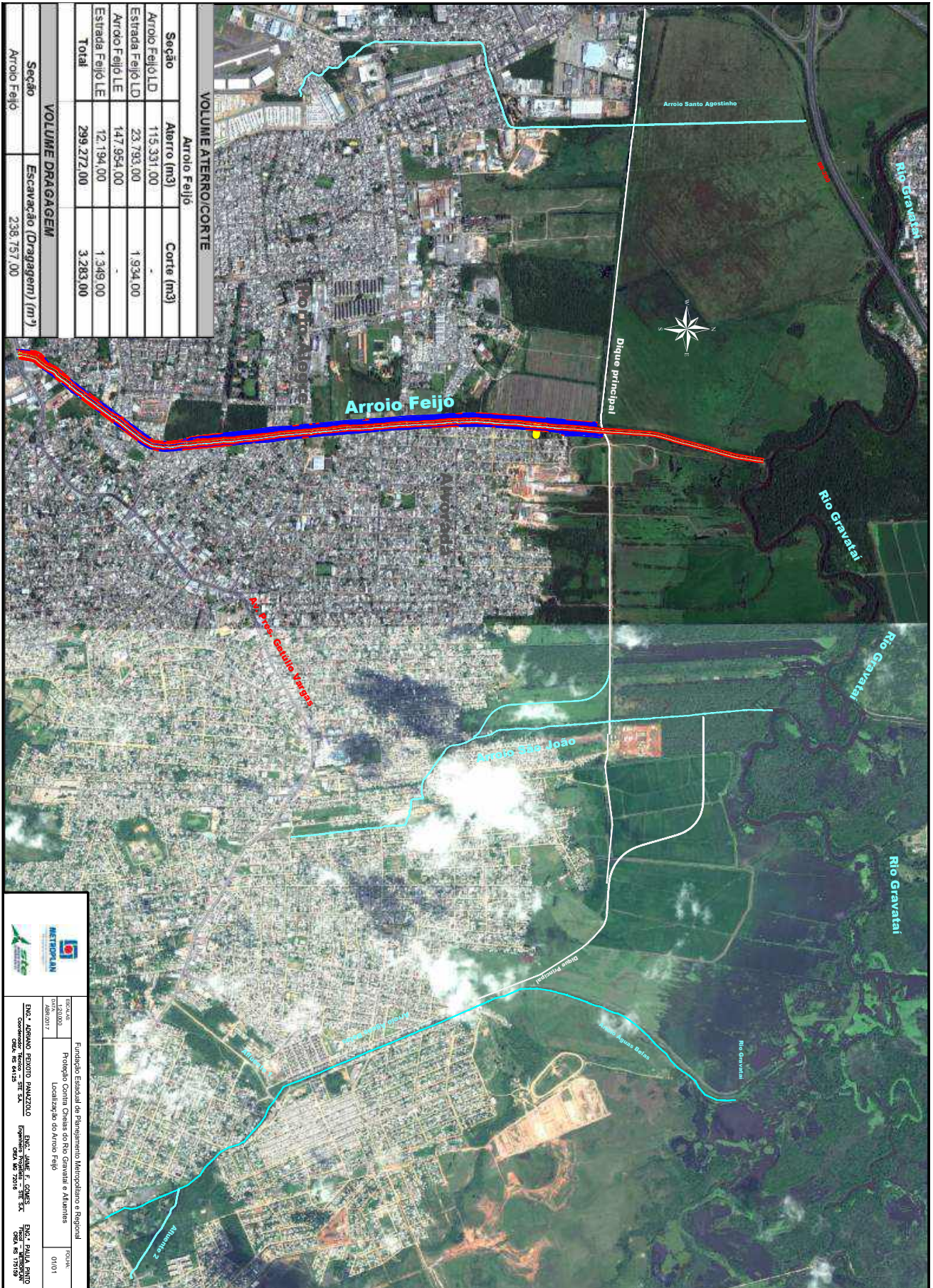
ESTRUC 01/01

PROJETA: ENG. ANA PAULA BASTOS
COORDENADOR: ENG. ANA PAULA BASTOS
AUTOR: ENG. ANA PAULA BASTOS
REVISOR: ENG. ANA PAULA BASTOS
APROVADO: ENG. ANA PAULA BASTOS





Anexo 6. Seções Transversais do Arroio Feijó



VOLUME ATERRO/CORTE		
Seção	Arroio Feijó	
	Aterro (m³)	Corte (m³)
Arroio Feijó LD	115.331,00	-
Estrada Feijó LD	23.793,00	1.934,00
Arroio Feijó LE	147.954,00	-
Estrada Feijó LE	12.194,00	1.349,00
Total	299.272,00	3.283,00

VOLUME DRAGAGEM	
Seção	Arroio Feijó
	Escavação (Dragagem) (m³)
Arroio Feijó	238.757,00

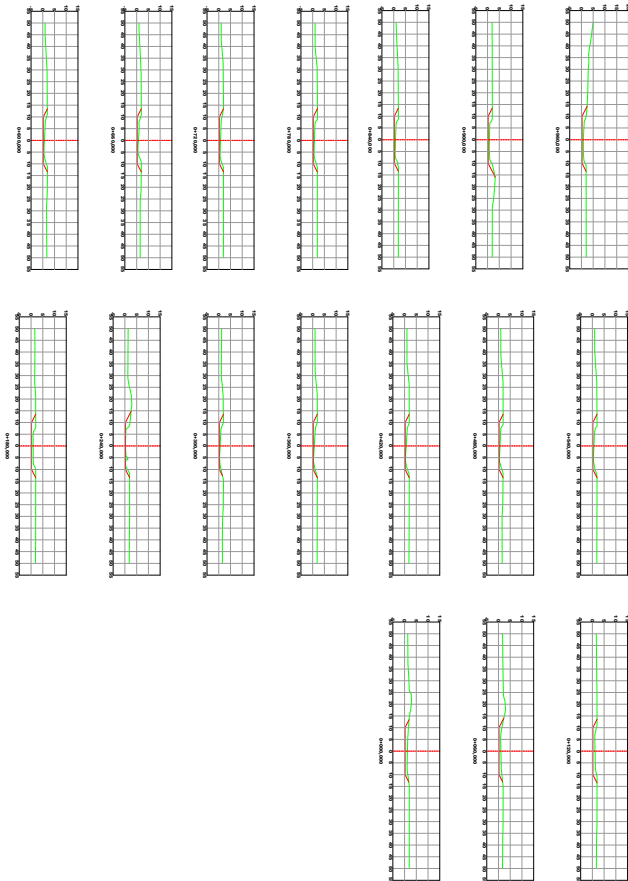
ENC. AERONAV PEREIRA PAULAZZO - **ENC. MARCELO GOMES** - **ENC. PAULO RIBEIRO**
 Diretor Geral - Coordenador Geral - Coordenador Geral
 OEA, MS 84125 - OEA, MS 75016 - OEA, MS 175159

Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
 Projeto: Conta-Corrente do Rio Gravataí e Arroios
 Localização: do Arroio Feijó

Escala: 1:25000
 Data: 16/08/2017
 Folha: 01/01



Feijó
Seção Dragagem
(0+300 a 0+850)



Localização das seções



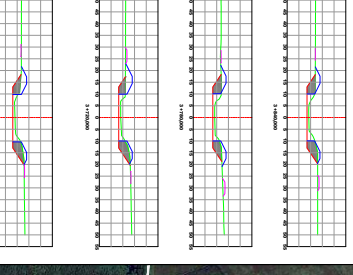
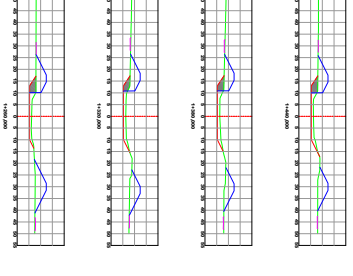
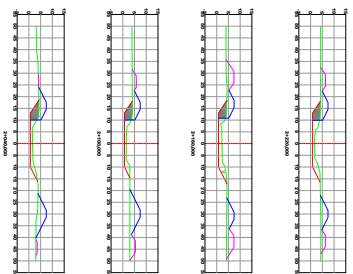
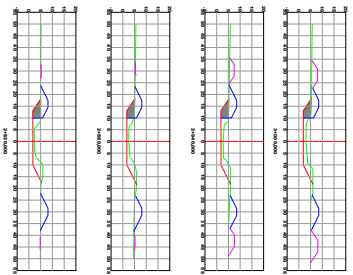
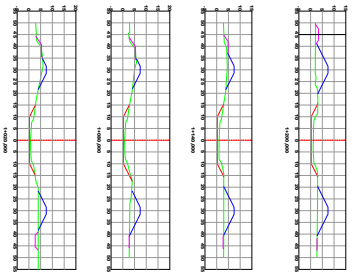
Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
 Prefeitura Central Chuvis do Rio Gravataí e Alifaneras
 Arroyo Feijó
 Serviço Engenharia

ESTRUK 01/01
INDICAD 01

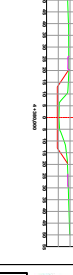
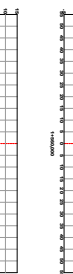
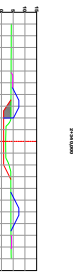
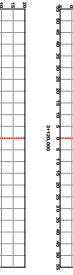
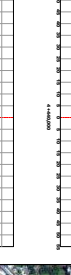
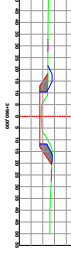
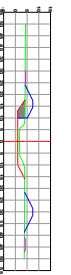
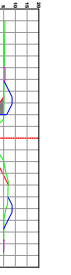
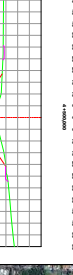
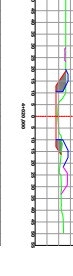
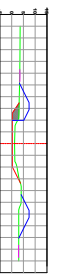
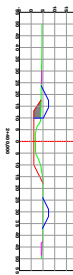
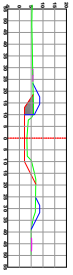
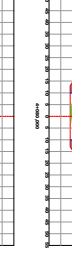
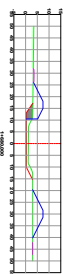
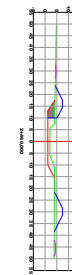
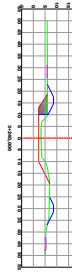
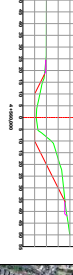
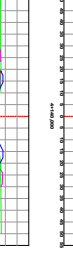
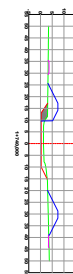
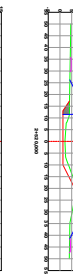
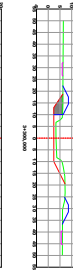
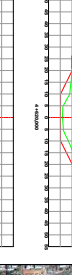
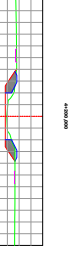
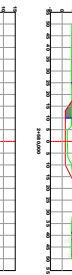
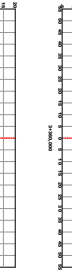
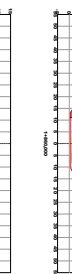
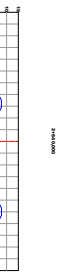
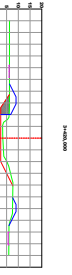
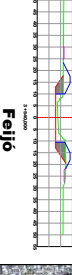
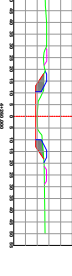
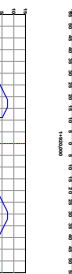
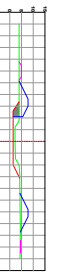
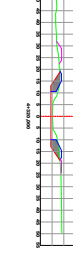
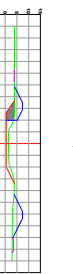
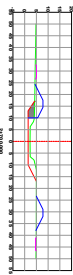
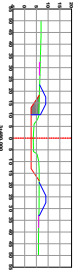
PROJETO/PROPOSTA	ESTADO	LOCAL	INDICAD	INDICAD	INDICAD
01/01	RS	GRAVATAÍ	01/01	01	01



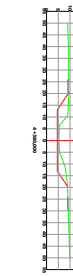
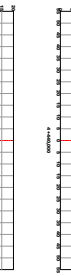
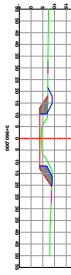
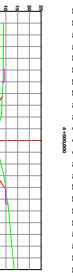
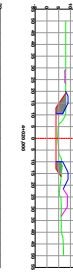
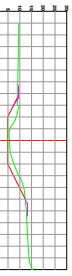
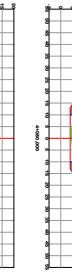
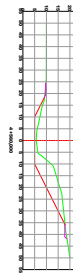
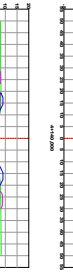
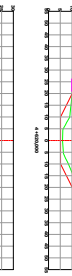
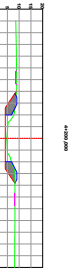
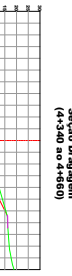
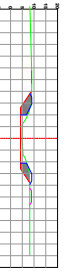
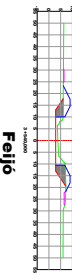
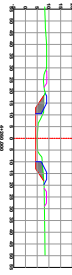
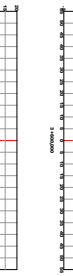
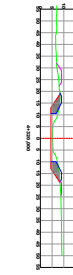
Feijó
Dique Interno Seção Tipo 01
(1+480 ao 1+520)



Feijó
Dique Interno Seção Tipo 02
(1+540 ao 3+480)



Feijó
Dique Interno Seção Tipo 03
(3+500 ao 4+520)



Legenda

- Terreno natural
- Dique
- Estrada
- Diagemem
- Reaterro

Localização das seções



Fundação Paranaiana de Planejamento Metropolitano e Regional

Projeto: Centro Cidades do Rio Gravataí e Alifanços

Arroio Feijó

Seções

01/01

ELABORADO POR: ENG. ANA PAULA BARRA

PROJETO: ENG. ANA PAULA BARRA

COORDENADOR: ENG. ANA PAULA BARRA

REVISÃO: ENG. ANA PAULA BARRA

APROVAÇÃO: ENG. ANA PAULA BARRA

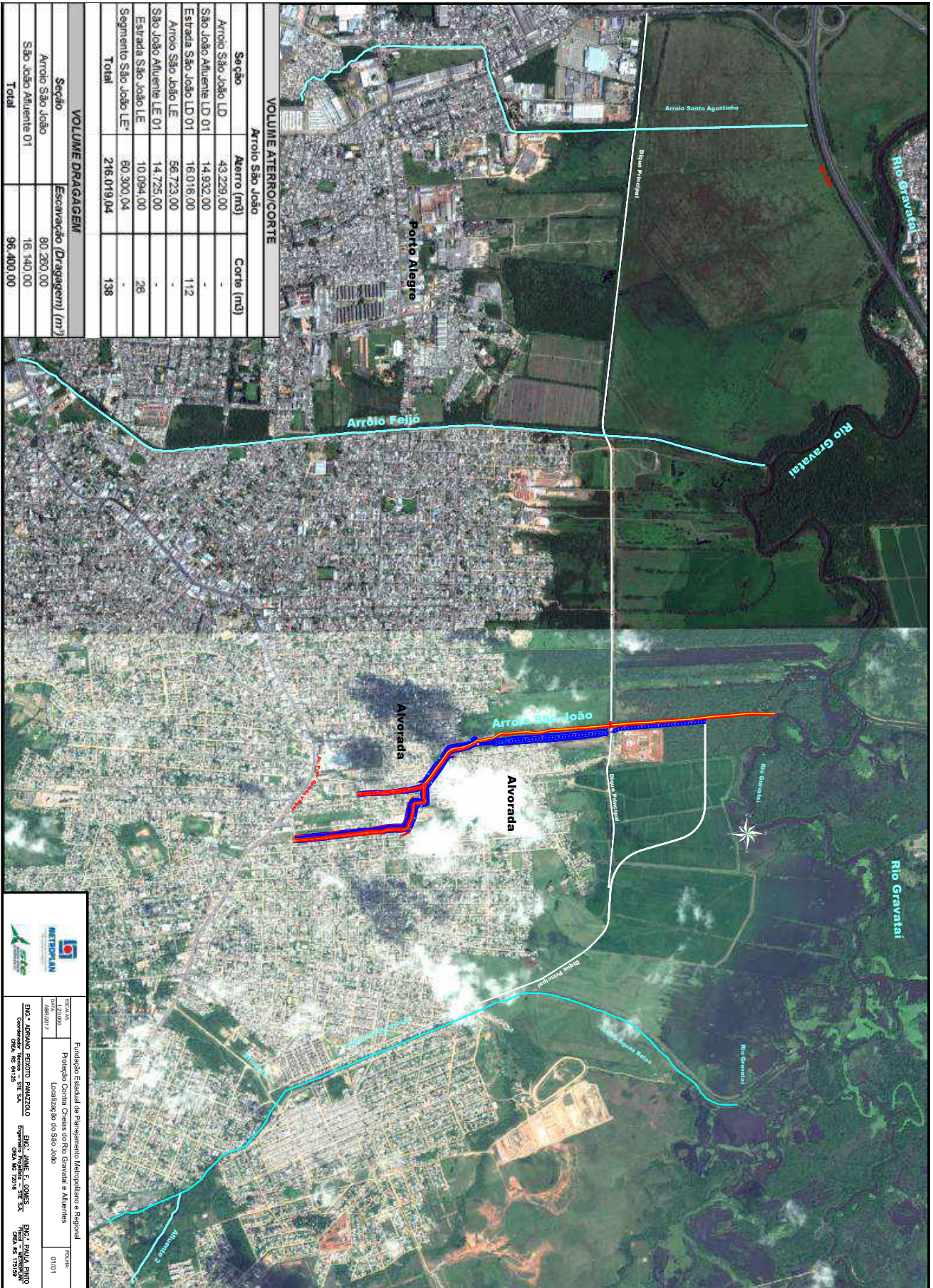
DATA: 01/01/2017

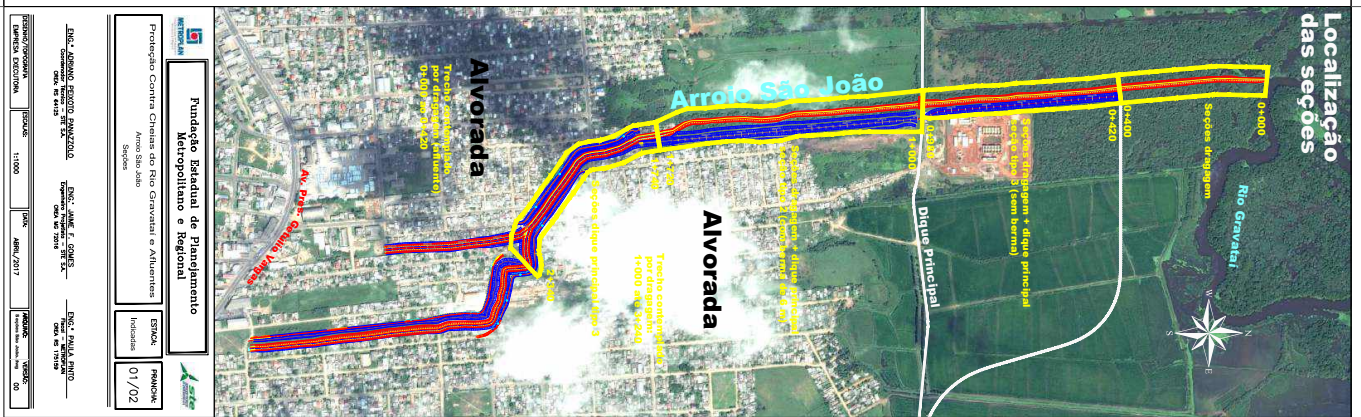
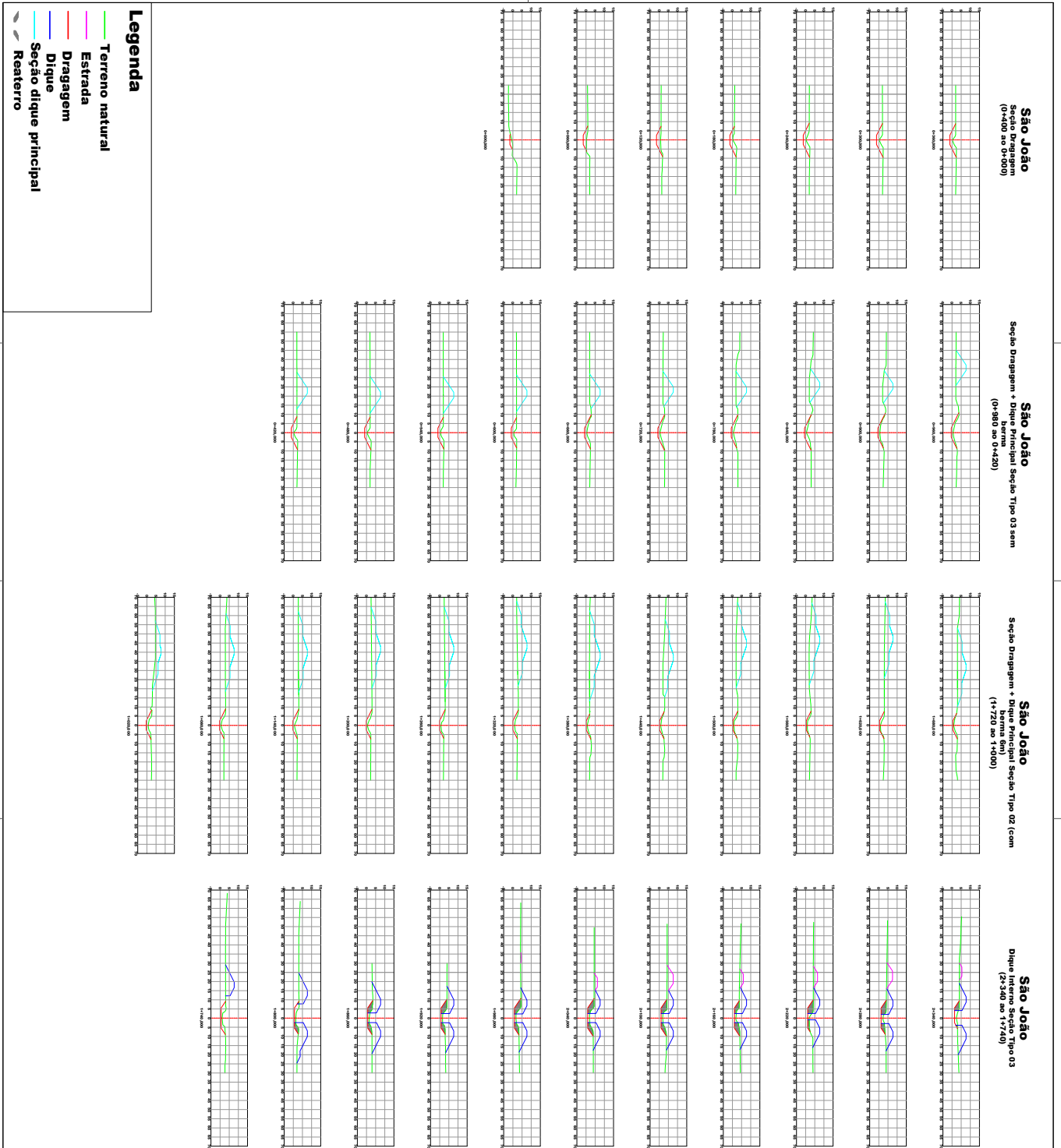
ESCALA: 1:1000

PROJETO: 01



Anexo 7. Seções Transversais Arroio São João





Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes

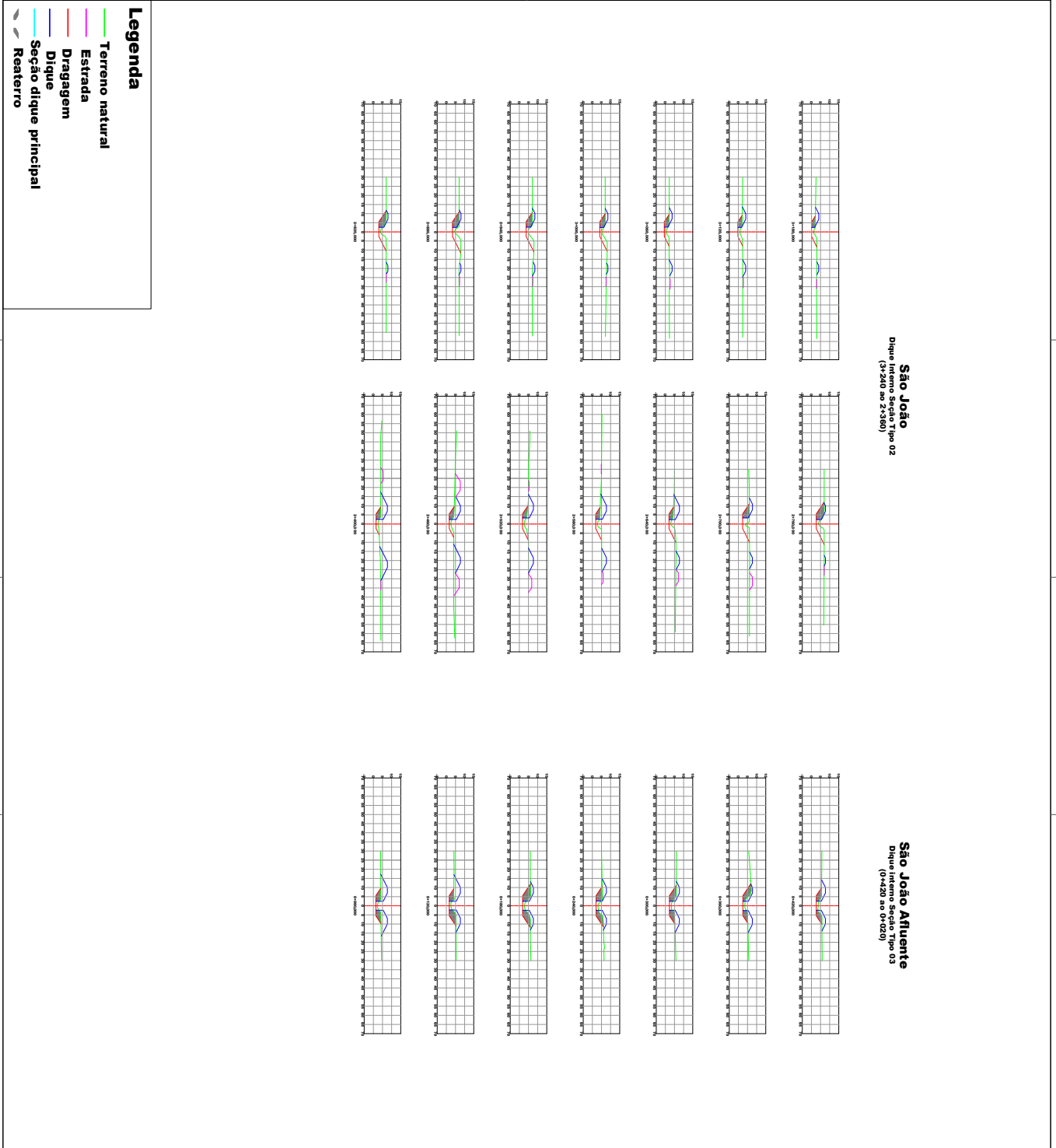
Arroio São João

Sede

ESTRUC: 01/02

PROJETO: 01/02

PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02	PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02
PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02	PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02
PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02	PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02
PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02	PROJETO: 01/02	ESTRUC: 01/02

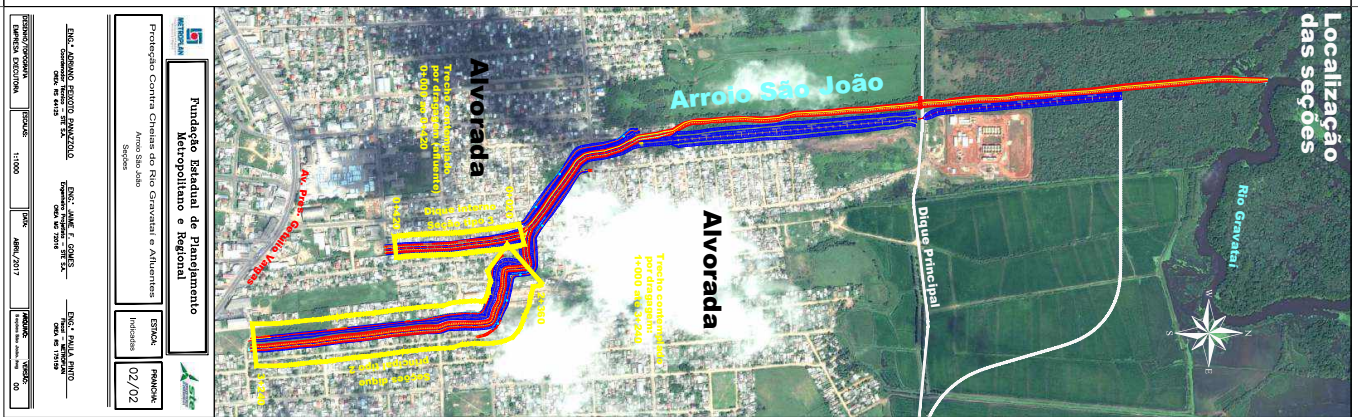


São João
Dique Interno Seção Tipo 02
(3+240 ao 2+330)

São João Afluente
Dique Interno Seção Tipo 03
(0+420 ao 0+020)

Legenda

- Terreno natural
- Estrada
- Dragagem
- Dique
- Seção dique principal
- Resteiro



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

Proteção Contra Cheias do Rio Gravataí e Afluentes

Arroio São João

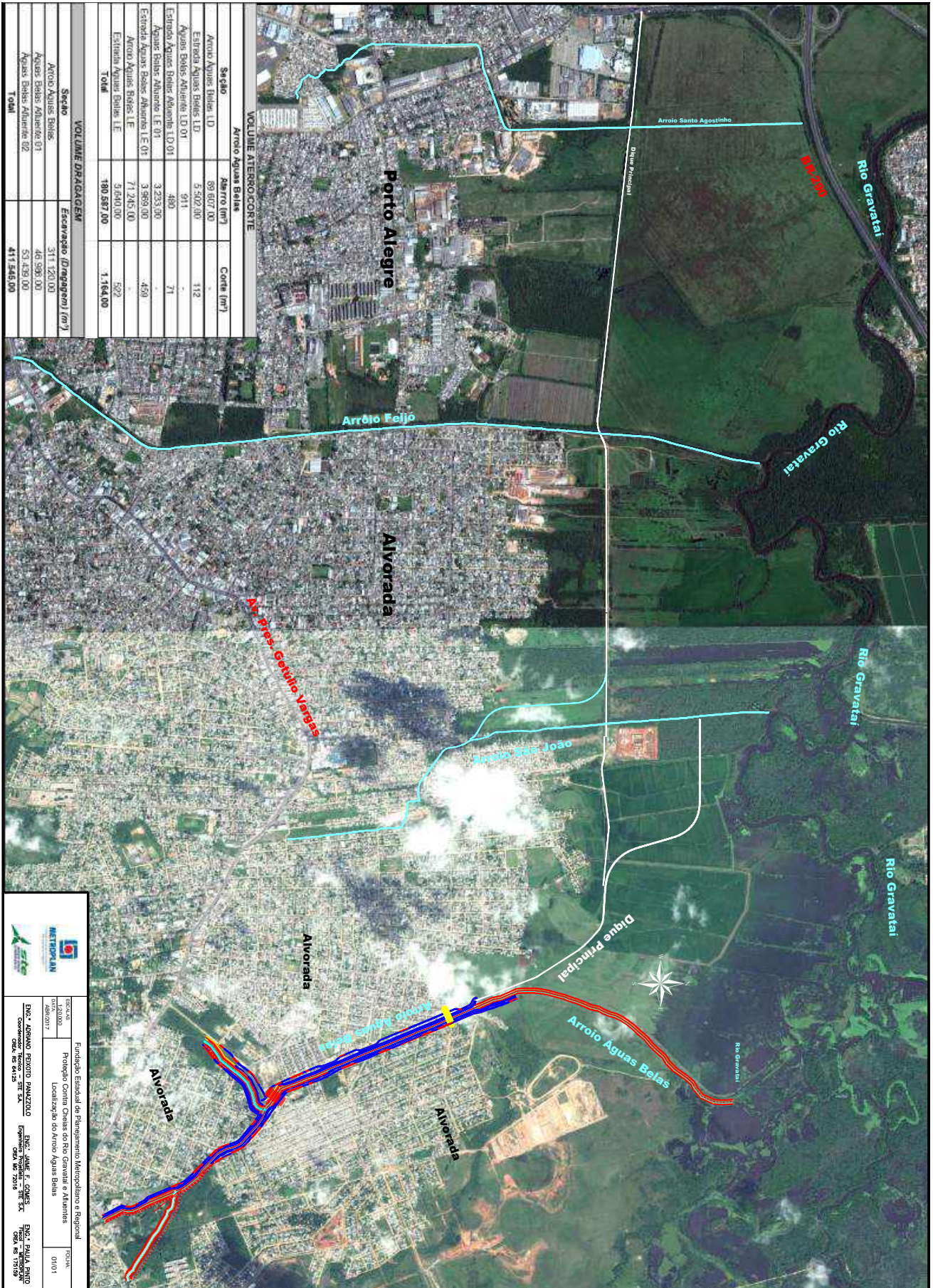
Seção

INDIC. 02/02

PROJETO/EXECUÇÃO	ESTADO	ESCALA	DATA	PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.
PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.	PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.	PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.	PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.	PROJ. EXEC. AUT. PROJ. EXEC. AUT.



Anexo 8. Seções Transversais do Arroio Águas Belas



VOLUME ATERRO/CORTE		
Setor	Área (m²)	Conte (m³)
Arroio Aguas Belas LD	69.607,00	112
Estreito Aguas Belas LD	5.502,00	-
Aguas Belas Alvarada LD 01	911	-
Estreito Aguas Belas Alvarada LD 01	480	71
Aguas Belas Alvarada LE 01	3.233,00	-
Estreito Aguas Belas Alvarada LE 01	3.969,00	400
Arroio Aguas Belas LE	71.245,00	-
Estreito Aguas Belas LE	3.640,00	529
TOTAL	180.587,00	1.164,00

VOLUME DRAGAGEM		
Setor	Escoamento (litros/m²)	Volume (m³)
Arroio Aguas Belas	311.120,00	-
Aguas Belas Alvarada 01	46.595,00	-
Aguas Belas Alvarada 02	53.428,00	-
TOTAL	411.143,00	-

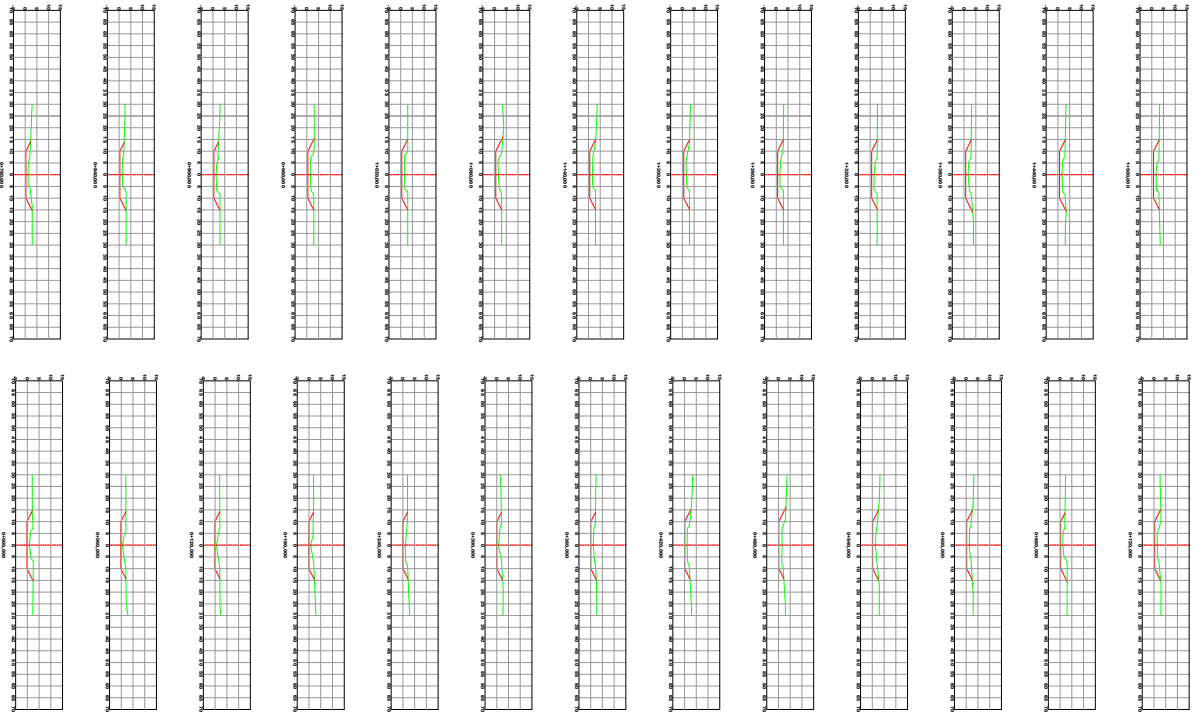
ENR. AERONAVES PORTO PARAZUL
 Rua: ... nº 1125
 CEP: ...

Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
 Projeto: Contra Cheias do Rio Gravataí e Alvarada
 Localização: do Arroio Aguas Belas

ENR. MARCELO GOMES
 Rua: ... nº 7501
 CEP: ...



Águas Belas
 Seção Dragagem
 (1+920 ao 0+000)



Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional
 Prefeitura Central Chuvis do Rio Gravataí e Afluentes
 Arroyo Águas Belas
 Sistema Dragagem

ESTUDO: 01/01

ESTADO/SECRETARIA	ESTADO	11000	DATA	04/01/2017	PROJETO	VELOCIDADE	50
PROJETO	ESTUDO	11000	DATA	04/01/2017	PROJETO	VELOCIDADE	50

