

Anexo
(G) *Projeto Estrutural e*
Estimativa de Custos

**STUDO PREPARATÓRIO
PARA
O PROJETO DE MEDIDAS DE PREVENÇÃO
E
MITIGAÇÃO DE DESASTRES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ**

RELATÓRIO FINAL

**VOLUME III: ANEXOS
G PROJETO ESTRUTURAL E
ESTIMATIVA DE CUSTOS**

Índice

	<u>Página</u>
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	G-1
CAPÍTULO 2 PROJETO DE INSTALAÇÕES DO PLANO DIRETOR.....	G-2
2.1 Medidas de Mitigação dos Desastres de Enchentes	G-2
2.2 Sobre-elevação das barragens de contenção de cheias existentes.....	G-2
2.3 Obras de Melhoramento fluvial	G-19
CAPÍTULO 3 CUSTO DO PLANO DIRETOR	G-39
3.1 Custo Total	G-39
3.2 Estrutura do custo.....	G-39
3.3 Medidas de mitigação dos desastres de enchentes	G-40
3.3.1 Quantidade de obras.....	G-40
3.3.2 Custo unitário.....	G-41
3.3.3 Custo de Obras.....	G-41
3.4 Medidas de mitigação dos desastres de escorregamentos.....	G-41
3.4.1 Custo unitário de obras e Custo dos empreendimentos	G-41
3.5 Sistema de alerta/alarme de enchentes	G-42
3.5.1 Equipamentos.....	G-42
3.5.2 Custo	G-42
3.6 Sistema de alerta e alarme dos desastres de escorregamentos e enchentes rápidas	G-42
CAPÍTULO 4 COMPORTAS NO RIO MIRIM	G-44
4.1 Introdução	G-44
4.2 Observação de Campo	G-45
4.2.1 Propriedades do local.....	G-45
4.2.2 Condições Geológicas.....	G-45
4.2.3 Meio ambiente e estruturas vizinhas.....	G-46
4.2.4 Condições da Construção.....	G-47
4.3 Condições Básicas.....	G-47
4.3.1 Condições Dadas.....	G-47

4.3.2	Posicionamento do eixo da comporta	G-48
4.4	Projeto da comporta	G-49
4.4.1	Projeto de cada estrutura	G-49
4.4.2	Análise da estabilidade	G-52
4.4.3	Fundações	G-57
4.4.4	Estacas-Prancha do Projeto.....	G-57
4.5	Dique para a Contracorrente	G-68
4.5.1	Geral	G-68
4.5.2	Layout.....	G-69
4.5.3	Tipo de Estrutura.....	G-70
4.5.4	Estrutura de Projeto	G-70
CAPÍTULO 5 SOBRE-ELEVAÇÃO DAS BARRAGENS		G-76
5.1	Estudo de viabilidade da barragem Oeste	G-76
5.1.1	Levantamentos de Campo.....	G-76
5.1.2	Conceito do Projeto Básico.....	G-78
5.1.3	Projeto Estrutural	G-85
5.1.4	Análise da estabilidade	G-88
5.2	Estudo de Viabilidade da Barragem Sul.....	G-93
5.2.1	Levantamentos de Campo.....	G-93
5.2.2	Condições Básicas	G-94
5.2.3	Análise da Estabilidade do Vertedouro da Barragem.....	G-96
5.2.4	Análise da Estabilidade da Seção de Enrocamento	G-97
5.3	Instalações adicionais.....	G-102
5.4	Recomendações.....	G-104
CAPÍTULO 6 ANÁLISE DA VIABILIDADE DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO		G-108
6.1	Introduction.....	G-108
6.2	Controle de Comporta.....	G-109
6.2.1	Condições de Projeto	G-109
6.2.2	Investigação do Local	G-110
6.2.3	Avaliação da necessidade de substituição	G-115
6.2.4	Ítems e Métodos de Reparação	G-117
6.2.5	Estimação de custos	G-117
6.3	Comportas para Enchente	G-117
6.3.1	Condições do Projeto	G-117
6.3.2	Seleção do tipo de comporta.....	G-118
6.3.3	Seleção das medidas de proteção à corrosão	G-119
6.3.4	Estimação de cargas de projeto.....	G-120
6.3.5	Estimação de Custos	G-123
CAPÍTULO 7 PLANO DE CONSTRUÇÃO E ESTIMATIVA DE CUSTO.....		G-125
7.1	Introdução	G-125
7.2	Plano de Construção.....	G-125

7.2.1	Descrição do Projeto	G-125
7.2.2	Condições Básicas	G-126
7.2.3	Método de Construção Padrão	G-127
7.3	Estimativa de Custos	G-139
7.3.1	Condições para a Estimativa de Custos	G-139
7.3.2	Quantidades das obras	G-140
7.3.3	Análise do Custo Unitário.....	G-142
7.3.4	Custos Diretos de Construção.....	G-144
7.3.5	Custo da Aquisição de terras e da Compensação.....	G-144

ÍNDICE DE TABELAS

	<u>Página</u>
Tabela 2.2.1	Critérios para a sobre-elevação das barragens no Brasil. G-2
Tabela 2.2.2	Métodos de sobre-elevação das barragens de concreto-gravidade G-3
Tabela 2.2.3	Condições de carregamento..... G-3
Tabela 2.2.4	Taxa de estabilidade por condição de carregamento G-4
Tabela 2.2.5	Combinações para cada condição analisada. G-4
Tabela 2.2.6	Peso Unitário G-5
Tabela 2.2.7	Coefficiente Sísmico..... G-5
Tabela 2.2.8	Nível de Água de Projeto (barragem Oeste)..... G-6
Tabela 2.2.9	Resultado do Fluxo Uniforme (Rio Oeste)..... G-7
Tabela 2.2.10	Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento G-8
Tabela 2.2.11	Resultado da Análise da Seção do Vertedouro..... G-9
Tabela 2.2.12	Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento G-10
Tabela 2.2.13	Resultado da Análise da Seção do Vertedouro..... G-10
Tabela 2.2.14	Condições de carregamento..... G-11
Tabela 2.2.15	Taxa de estabilidade por condição de carregamento G-11
Tabela 2.2.16	Combinações de carregamentos G-11
Tabela 2.2.17	Nível de água de projeto à jusante (barragem Sul)..... G-14
Tabela 2.2.18	Resultado da Análise da Seção do Vertedouro..... G-15
Tabela 2.3.1	Trecho do melhoramento fluvial para cada plano de enchentes G-19
Tabela 2.3.2	Número Necessário de Barragens Pequenas para Controle das Cheias..... G-35
Tabela 4.2.1	Propriedades Geológicas G-46
Tabela 4.4.1	Principais Características das Comportas..... G-49
Tabela 4.4.2	Condição de Estabilidade G-53
Tabela 4.5.1	Condições Geológicas G-68
Tabela 4.5.2	Comparação dos Tipos de Estrutura G-70
Tabela 5.1.1	Características Marcantes G-77
Tabela 5.1.3	Condições de carga..... G-78
Tabela 5.1.2	Condição Geológica G-78
Tabela 5.1.4	Fatores de segurança para as condições de carga G-79

Tabela 5.1.5	Combinação de Cargas para a Análise da Estabilidade	G-79
Tabela 5.1.7	Fator Sísmico	G-80
Tabela 5.1.6	Peso Unitário	G-80
Tabela 5.1.8	Método de Sobre-elevação da Barragem de Concreto por Gravidade.....	G-81
Tabela 5.1.9	Nível de Água à Montante e à Jusante.....	G-83
Tabela 5.1.10	Nível de Água de Projeto.....	G-84
Tabela 5.1.11	Vazão de 100 anos na barragem Oeste	G-86
Tabela 5.1.12	Resultado da Análise do Dissipador de Energia do Tipo Bucket.....	G-87
Tabela 5.1.13	Resultados da Análise de Estabilidade	G-88
Tabela 5.1.14	Condição de Projeto da Barragem Existente	G-89
Tabela 5.1.15	Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento	G-90
Tabela 5.1.16	Resultado da Análise da Seção do Vertedouro.....	G-90
Tabela 5.1.17	Condição de Projeto da Sobre-Elevação da Barragem Oeste	G-91
Tabela 5.1.18	Análise do Resultado da Sobre-elevação (Barragem Oeste)	G-91
Tabela 5.1.19	Resultados da Análise com a Contra-Medida	G-92
Tabela 5.2.1	Características Marcantes	G-94
Tabela 5.2.2	Condições Geológicas	G-94
Tabela 5.2.3	Condição de Projeto da Barragem Existente	G-96
Tabela 5.2.4	Resultado do cálculo.....	G-97
Tabela 5.2.5	Resultado do cálculo.....	G-97
Tabela 5.2.6	Propriedades dos materiais para cálculo.....	G-98
Tabela 5.2.7	Nível de Água de Projeto.....	G-98
Tabela 5.2.8	Velocidade da infiltração em cada zona.....	G-99
Tabela 5.2.9	Velocidade Crítica da Fórmula de Justin	G-100
Tabela 5.2.10	Fator de Segurança do Escorregamento Circular	G-101
Tabela 5.2.11	Resultado do Círculo de Deslizamento.....	G-101
Tabela 5.3.1	Comparação das Contra-medidas Contra a Inundação	G-103
Tabela 5.3.2	Custo de Implementação das Contra-medidas.....	G-103
Tabela 6.1.1	Objetivos das Estruturas de Aço	G-108
Tabela 6.1.2	Conteúdo do projeto de análise de viabilidade	G-108
Tabela 6.2.1	Condições de Projeto de Controle de Comporta.....	G-109
Tabela 6.2.2	Operação de níveis de água	G-110
Tabela 6.2.3	Condição presente das comportas.....	G-110
Tabela 6.2.4	Sistema de Operação das Comportas.....	G-112
Tabela 6.2.5	Registros de manutenção das comportas	G-112
Tabela 6.2.6	Resultado da Medição	G-114
Tabela 6.2.7	Tensões Admissíveis.....	G-115
Tabela 6.2.8	Relação entre a Carga real e o Coeficiente	G-115
Tabela 6.2.9	Resultados do Cálculo (Viga de Reforço)	G-116
Tabela 6.2.10	Resultados dos Cálculos (Força de Acionamento)	G-116
Tabela 6.2.11	Resultados do Cálculo (Tubo conduto)	G-117
Tabela 6.3.1	Condições do Projeto.....	G-117

Tabela 6.3.3	Preço unitário de material de aço.....	G-120
Tabela 6.3.4	Pesos das Comportas Painel	G-120
Tabela 6.3.5	Pesos dos guinchos	G-121
Tabela 6.3.6	Operação de cargas	G-122
Tabela 6.3.7	Carga de Pressão Hidráulica.....	G-122
Tabela 6.3.8	Design Loads	G-123
Tabela 6.3.9	Custo Estimado das Comportas de Enchente	G-124
Tabela 7.2.1	Resumo dos Quantitativos	G-126
Tabela 7.2.2	Método da Instalação Temporária de Desvio	G-128
Tabela 7.2.3	Tipo de Ensecadeira.....	G-129
Tabela 7.2.4	Capacidade Operacional	G-132
Tabela 7.2.5	Capacidade Operacional	G-133
Tabela 7.2.6	Altura da Ensecadeira.....	G-133
Tabela 7.2.7	Capacidade Operacional	G-135
Tabela 7.2.8	Dimensões do Canal de Desvio e da Ensecadeira	G-136
Tabela 7.2.9	Capacidade Operacional	G-138
Tabela 7.3.1	Resumo das Quantidades da Sobre-elevação das Barragens	G-140
Tabela 7.3.2	Resumo das Quantidades das Comportas e do Revestimento	G-141
Tabela 7.3.3	Resumo das Quantidades da aquisição de terras e da compensação	G-142
Tabela 7.3.4	Resumo dos Custos Unitários para a Estimativa de Custos.....	G-142
Tabela 7.3.5	Resumo dos Custos Diretos de Construção	G-144
Tabela 7.3.7	Resumo dos Custos da Aquisição de terras e da Compensação	G-144
Table 7.3.6	Summary of Direct Construction Cost (details)	G-145

ÍNDICE DE FIGURAS

	<u>Página</u>	
Figure 2.2.1	Load Diagram	G-5
Figure 2.2.2	Diagram of Seismic Factor	G-5
Figure 2.2.3	Diagram of Dynamic Water Pressure	G-6
Figure 2.2.4	Water Level at Downstream(Oeste Dam).....	G-7
Figura 2.2.5	Capacidade de escoamento do vertedouro da Barragem Sul.....	G-12
Figura 2.2.8	Seção de Transbordamento (Sobre-elevação de 2,0 m)	G-13
Figura 2.2.6	Situação de transbordamento da enchente de 1000 anos na barragem Sul.....	G-13
Figura 2.2.7	Seção de Transbordamento (Típica)	G-13
Figura 2.1.9	Seção Transversal Típica e Vertedouro na Barragem Sul (Condição de Cálculo)	G-15
Figura 2.2.10	Desenho estrutural da sobre-elevação da barragem Oeste.....	G-17
Figura 2.2.11	Desenho estrutural da sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul	G-18
Figura 2.3.1	Condições de projeto do dique	G-19
Figura 2.3.2	Condições de projeto para a escavação do canal fluvial.....	G-20

Figura 2.3.3	Trecho do melhoramento fluvial na região da foz do Rio Itajaí-açu	G-20
Figura 2.3.4	Seção transversal da foz do Rio Itajaí-açu, de melhoramento fluvial (IT-03, enchente de 25 anos).....	G-20
Figura 2.3.5	Planta baixa do dique anelar da cidade de Ilhota.....	G-21
Figura 2.3.6	Seção Transversal na Cidade de Ilhota no Dique Anel (T12, enchente de 25 anos).....	G-21
Figura 2.3.7	Extensão das obras de melhoramento fluvial na cidade de Blumenau	G-22
Figura 2.3.8	Seção transversal de melhoramento fluvial em Blumenau (IT32, enchente de 50 anos).....	G-22
Figura – 2.3.9	Trecho das obras de melhoramento fluvial em Rio do Sul (enchente de 25 anos)	G-22
Figura 2.3.10	Seção transversal na cidade de Rio do Sul (IT-77, enchente de 25 anos)....	G-23
Figura 2.3.11	Extensão das obras de melhoria fluvial em Rio do Sul	G-23
Figura 2.3.12	Seção transversal de melhoria fluvial na cidade do Rio do Sul (IT-83, enchente de 50 anos).....	G-23
Figura 2.3.13	Trecho das obras de melhoria fluvial na cidade de Taió.....	G-24
Figura 2.3.14	Seção transversal de melhoria fluvial em Taió (IO-06a, enchente de 50 anos)	G-24
Figura 2.1.15	Trecho das obras de melhoria fluvial na cidade de Timbó	G-25
Figura 2.3.16	Seção transversal da melhoria fluvial em Timbó (BE-04, enchente de 50 anos)	G-25
Figura 2.3.17	Trecho da obra de melhoramento fluvial no canal retificado do Rio Itajaí Mirim.....	G-26
Figura 2.3.18	Seção transversal de melhoramento fluvial no rio Itajaí Mirim (IM-A, enchente de 50 anos).....	G-26
Figura 2.3.19	Trecho das obras de melhoramento fluvial nos ribeirões em Blumenau (Ribeirão Garcia e ribeirão Velha).....	G-27
Figura 2.3.20	Seção Transversal de melhoramento fluvial no ribeirão Garcia (GA-02, enchente de 25 anos).....	G-27
Figura 2.3.21	Seção transversal de melhoramento fluvial no ribeirão Velha(VE-04, enchente de 25 anos).....	G-27
Figura 2.3.22	Localização das comportas de jusante e de montante no canal antigo do Rio Itajaí Mirim	G-28
Figura 2.3.23	Perfil do Rio Mirim Velho (esquerda) e do Rio Mirim (direita).....	G-28
Figura 2.3.24	Diagrama do plano de construção do canal extravasor.....	G-29
Figura 2.3.25	Distribuição das Vazões de Projeto do Canal Extravasor (cheia de 50 anos)	G-30
Figura 2.3.26	Desenho Estrutural do Canal Extravasor	G-31
Figura 2.3.27	Desenho Estrutural do Dique de Desvio.....	G-32
Figura 2.3.28	Layout Molhe	G-33
Figura 2.3.29	Desenho Estrutural da Barragem de Controle de Cheias no Rio Itajaí Mirim.....	G-34
Figura 2.3.30	Desenho Estrutural da Barragem Pequena (Local-1 no rio Trombudo)	G-36
Figura 2.3.31	Desenho Estrutural da Barragem Pequena (Local-2 no rio Trombudo)	G-37
Figura 2.3.32	Utilização das Pequenas Barragens para Agricultura	G-38

Figura 4.1.1	Mapa de Localização	G-44
Figura 4.2.1	Local da Comporta à Jusante Planejada	G-45
Figura 4.2.2	Local da Comporta à Montante Planejada.....	G-45
Figura 4.2.3	Resultado do Levantamento Geológico.....	G-46
Figura 4.2.4	Ponte em Construção	G-46
Figura 4.3.1	Níveis de Água de Projeto das Comportas	G-47
Figura 4.3.2	Perfil da declividade do leito do rio.....	G-48
Figura 4.3.3	Perfil da largura do rio.....	G-48
Figura 4.4.1	Perfil das Comportas	G-49
Figura 4.4.2	Imagem da comporta do tipo separado.....	G-50
Figura 4.5.1	Trecho Objeto do Dique para Contracorrente na Comporta à Jusante	G-68
Figura 4.5.2	Condição do Nível da Água à Jusante	G-69
Figura 4.5.3	Nível de Água do Perfil Longitudinal	G-69
Figura 4.5.4	Nível de Água do Perfil Longitudinal	G-70
Figura 5.1.1	Mapa de Localização	G-76
Figura 5.1.2	Seção Típica	G-77
Figura 5.1.3	Nível da Fundação	G-78
Figure 5.1.4	Load diagram.....	G-79
Figura 5.1.5	Diagrama de Pressão Dinâmica da Água.....	G-80
Figura 5.1.6	Diagrama do Fator Sísmico	G-80
Figura 5.1.7	Diagrama do Fator Sísmico	G-81
Figura 5.1.8	Nível de Água à Montante e à Jusante.....	G-82
Figura 5.1.9	Vazão Média Mensal (para 75 anos, na Cidade de Taió).....	G-84
Figura 5.1.10	Nível de Água à Montante e à Jusante.....	G-85
Figura 5.1.11	Dimensões Padrão e Parâmetro de Fluxo	G-85
Figura 5.1.12	Determinação das Dimensões da Seção do Vertedouro.....	G-85
Figura 5.1.13	Gráfico de Projeto e Dissipador de Energia do Tipo Bucket.....	G-86
Figura 5.1.14	Nível de Água à Montante e à Jusante.....	G-87
Figura 5.1.15	Diagrama da Parede Divisória.....	G-87
Figura 5.1.16	Determinação da Elevação do Dissipador de Energia do Tipo Bucket	G-88
Figura 5.1.17	Contra-medidas necessárias na seção do vertedouro.....	G-88
Figura 5.1.18	Seção Típica da Barragem Existente	G-89
Figura 5.1.19	Determinação da Sobre-elevação da Seção do Vertedouro.....	G-92
Figura 5.2.1	Mapa de Localização	G-93
Figura 5.2.2	Comparação das Figuras em cada fase	G-94
Figura 5.2.4	Vista Frontal do Vertedouro da Barragem Sul.....	G-95
Figura 5.2.5	Relacionamento do Nível de Água	G-95
Figura 5.2.6	Dimensões Padrão e Parâmetro de Vazão.....	G-95
Figura 5.2.3	Curva H-Q.....	G-95
Figura 5.2.7	Determinação das dimensões do vertedouro de transbordamento.....	G-96
Figura 5.2.8	Seção Típica da Barragem Existente	G-96
Figura 5.2.9	Nível de Água de Projeto.....	G-98

Figura 5.2.10	Desenho Antigo do Traçado	G-98
Figura 5.2.11	Gráfico Isobárico e de Velocidade	G-99
Figura 5.2.12	Resultado do Círculo de Deslizamento.....	G-101
Figura 5.3.1	Resultado do Levantamento (Barragem Oeste).....	G-102
Figura 5.3.2	Seção típica de Novo Traçado de Rodovia.....	G-104
Figura 5.3.3	Melhoria Da Barragem Oeste (1)	G-105
Figura 5.3.4	Melhoria Da Barragem Oeste (2)	G-106
Figura 5.3.5	Melhoria Da Barragem Sul.....	G-107
Figura 6.1.1	Fluxograma de análise	G-109
Figura 6.2.1	Controle de Comporta e Tubo Conduto.....	G-114
Figura 6.2.2	Medidor ultra sônico de espessura.....	G-114
Figura 6.2.3	Location of Strength Calculation (Sectional View).....	G-116
Figura 6.3.1	Relação das Dimensões e Estrutura da Comporta	G-118
Figura 6.3.2	Vão livre e vão da Comporta.....	G-118
Figura 6.3.3	Sistema de Fornecimento de Eletricidade.....	G-119
Figura 6.3.4	Relação entre o peso da Comporta e a área da Comporta Painel	G-120
Figura 6.3.5	Relação entre o peso do guincho e a área da comporta painel	G-121
Figura 6.3.6	Relação entre a Operação de Carga e a Área da Comporta Painel	G-122
Figura 6.3.7	Design Loads	G-123
Figura 6.3.8	Relação entre o Peso Total da Comporta e a Área da Comporta Painel	G-123
Figura 6.3.9	Resultados do Preço Unitário	G-124
Figura 7.2.1	Precipitação Média Mensal	G-127
Figura 7.2.2	Imagem do Cálculo da Vazão de Projeto	G-127
Figura 7.2.3	Escala da Escavação da Asa do Corpo da Barragem.....	G-129
Figura 7.2.4	Exemplo de Construção de uma Ensecadeira Celular	G-130
Figura 7.2.5	Seção Típica da Ensecadeira Celular.....	G-130
Figura 7.2.6	Plano Geral do Método de Desvio em Múltiplas Etapas	G-130
Figura 7.2.8	Escopo da obra de construção	G-131
Figura 7.2.9	Cronograma de Construção	G-132
Figura 7.2.11	Escopo da obra de construção	G-132
Figura 7.2.10	Fluxo da Construção da Sobre-Elevação da Barragem Sul	G-132
Figura 7.2.12	Cronograma de Construção	G-133
Figura 7.2.13	Localização da Ensecadeira.....	G-134
Figura 7.2.14	Fluxo da Construção da Comporta à Jusante.....	G-134
Figura 7.2.15	Diagrama da Obra (fixação da estaca-prancha de concreto a partir da plataforma flutuante)	G-135
Figura 7.2.16	Cronograma de Construção	G-135
Figura 7.2.17	Seção do Canal de Desvio	G-136
Figura 7.2.18	Localização do Canal de Desvio e da Ensecadeira.....	G-136
Figura 7.2.19	Fluxo da Construção da Comporta à Montante	G-137
Figura 7.2.20	Cronograma de Construção	G-138
Figura 7.2.21	Cronograma do Projeto.....	G-138

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata do plano de construção e da estimativa de custo dos projetos propostos no estudo do plano diretor e no estudo de viabilidade.

O Plano Diretor contém as seguintes medidas estruturais

- Sobre-elevação da barragem Oeste (para evitar transbordamento e no trecho do Vertedouro)
- Sobre-elevação da barragem Sul (trecho do Vertedouro)
- Alargamento do Dique
- Armazenamento na Bacia (pequenas barragens)
- Nova barragem para o Controle de Cheias
- Diques em anel
- Canal extravasor
- Seção Composta
- Comportas

Estudo de Viabilidade foi feito para as seguintes medidas estruturais:

- Sobre-elevação da barragem Oeste (para evitar transbordamento e no trecho do vertedouro)
- Sobre-elevação da barragem Sul (trecho do Vertedouro)
- Comportas

CAPÍTULO 2 PROJETO DE INSTALAÇÕES DO PLANO DIRETOR

2.1 Medidas de Mitigação dos Desastres de Enchentes

Na elaboração dos projetos das instalações, a níveis de detalhes do Plano Diretor, foram feitas presunções das condições topográficas e geológicas, confirmando as circunstâncias locais através de estudos de campo, devido ao atraso na elaboração do mapa topográfico na escala 1:10000 que está sendo executada pela SDS e a falta de informações geológicas e topográficas. Para os projetos de sobre-elevação das barragens existentes, foram adquiridos desenhos antigos e adotadas as dimensões das estruturas. No tocante às características geológicas, não existem informações sobre a fundação das barragens, foram determinadas as condições de carregamento e a resistência ao cisalhamento do terreno das fundações, partindo da premissa de que as atuais barragens satisfazem todas as condições de estabilidade. Na avaliação dos projetos, foi utilizado o documento “CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS” da Eletrobrás.

2.2 Sobre-elevação das barragens de contenção de cheias existentes

(1) Metodologia de sobre-elevação

Abaixo, a ilustração dos critérios para sobre-elevação das barragens no Brasil.

Tabela 2.2.1 Critérios para a sobre-elevação das barragens no Brasil.

Item	Classificação	Tipo	Critérios do projeto
Borda livre	Situação normal	Barragem de enrocamento	A borda livre será definida para absorver o efeito das ondas provocadas pelo vento, segundo método de Saville. Deverá ser limitada ao mínimo de 3,0 metros.
		Barragem de concreto	A borda livre será limitada ao mínimo de 1,5 metros.
	Situação de enchente	Barragem de enrocamento	A borda livre mínima deverá ser de 1,0 metro acima do nível de máxima enchente do reservatório.
		Barragem de concreto	A borda livre mínima deverá ser de 0,5 metros acima do nível de máxima enchente do reservatório.
Vazão de enchente anormal	Situação normal	Vazão de enchente máxima provável	Para barragem com altura maior do que 30 m ou quando existe habitação permanente a jusante e o colapso da barragem envolva risco de perdas de vidas humanas
	Barragem de pequeno porte	Vazão provável de 1000 anos	Para barragem de altura inferior a 30 m ou com reservatório com volume menor do que 50 milhões de m ³ e inexistência de habitações permanentes a jusante.

Fonte: Critérios de projeto civil de Usinas Hidrelétricas, Eletrobrás – Outubro/2003.

A barragem Oeste é barragem com menos de 30 m de altura e não existe habitante logo a jusante, neste caso, a instalação para descarga que suporta a vazão provável tem que ser de 1.000 anos (1.010 m³/s). No caso da barragem Sul que é barragem de aterro com altura superior a 30 m, é necessária instalação que possibilita com segurança a descarga da vazão provável de 10.000 anos (2.570 m³/s).

A barragem Oeste é barragem de concreto-gravidade e pode ser considerado como barragem relativamente fácil de realizar a obra. A sobre-elevação de 2 metros da barragem Oeste será realizada no vertedouro e na parte do corpo da barragem simultaneamente, simplesmente elevando a altura em 2 metros proporcionalmente. A Barragem Sul é uma barragem de enrocamento com camadas zoneadas. Nas barragens de aterro, existe dificuldade para garantir a qualidade do material utilizado para construção do corpo da barragem, ocorrem problemas de junção da parte do corpo antigo e da parte do corpo novo. Além disso, no caso de barragens de aterro, a resistência da superfície rochosa da fundação é relativamente menor do que a das

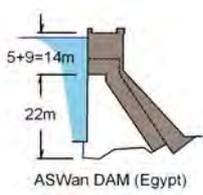
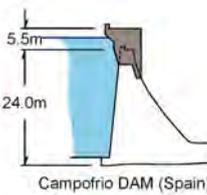
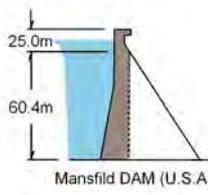
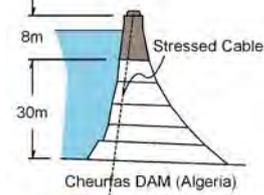
barragens de concreto, portanto, a possibilidade de sobre-elevação é menor. Como não foi possível identificar o material utilizado para construção do corpo da barragem e a condição da fundação, optou-se em não realizar a sobre-elevação do corpo da barragem. Entretanto, como a altura do vertedouro da Barragem Sul permite garantir uma borda livre suficiente com relação à sobre-elevação de 2 metros, foi decido a sobre-elevação somente do vertedouro (estrutura de concreto).

(2) Sobre-elevação da Barragem Oeste

1) Método de Sobre-elevação da Barragem de Concreto

Na figura abaixo, a ilustração dos modos de sobre-elevação para barragens de concreto. Como a altura para sobre-elevação da Barragem Oeste é de somente 2 metros, será analisada uma forma de sobre-elevação através do método de sobre-elevação da crista.

Tabela 2.2.2 Métodos de sobre-elevação das barragens de concreto-gravidade

	Método de Cobertura por Nova Barragem	Método de Sobre-elevação da Crista	Método de alargamento do Lado a Montante	Método Âncora
Descrição Esquemática	 ASWan DAM (Egypt)	 Campofrio DAM (Spain)	 Mansfield DAM (U.S.A)	 Cheufas DAM (Algeria)
Método de Sobre-elevação	Consiste em injetar novo concreto na face de jusante da barragem existente de modo que o concreto novo e o velho formem um só corpo	Consiste em aumentar a crista da barragem existente de modo que o concreto novo e o velho formem um só corpo	Consiste em injetar novo concreto na face de montante da barragem existente de modo que o concreto novo e o velho formem um só corpo	Consiste em utilizar um cabo tensor fixado no terreno da fundação do lado de montante da barragem existente de modo a amarrar o terreno da fundação e a barragem

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2) Condições de Projeto

a. Critérios

Os critérios de projeto aplicados são os “CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS”, de outubro/2003 no Brasil.

b. Dimensionamento da barragem Oeste

Os desenhos típicos da barragem Oeste são mostrados na figura 2.2.3. Foram realizadas várias observações em campo para se tomar a decisão sobre as dimensões da barragem

c. Estudo de Caso

Os critérios do Brasil estabelecem que as 4 condições de carregamento abaixo devem ser consideradas para a estabilidade da barragem.

Tabela 2.2.3 Condições de carregamento

Condições de Carregamento	Observações
Normal (CCN)	Normal
Excepcional (CCE)	Normal + Terremoto
Limite (CCL)	Normal + Terremoto
Construção (CCC)	Na Construção

Fonte: Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, outubro/2003, Eletrobrás.

d. Fator de Segurança

Conforme a tabela abaixo, as taxas de estabilidade são diferentes para cada condição de carregamento.

Tabela 2.2.4 Taxa de estabilidade por condição de carregamento

Condição de Carregamento		CCN (Normal)	CCE (Normal + Terremoto)	CCL (Inundação + Terremoto)	CCC (Construção)
FSF (Fator de Segurança à Flutuação)		1,3	1,1	1,1	1,2
FST (Fator de Segurança ao Tombamento)		3,0	2,0	1,5	1,3
FSD (Fator de Segurança ao Deslizamento)	c	3,0	1,5	1,3	2,0
	φ	1,5	1,1	1,1	1,3
σ (Força de sustentação)		3,0	2,0	1,5	1,3

Fonte: Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, outubro/2003

Normalmente a análise da capacidade de carregamento é baseada no estudo geológico e na sondagem geotécnica, porém, no presente estudo o cálculo foi efetuado considerando a força de sustentação (σ) necessária para a estabilidade. No tocante ao valor constante de projeto da base rochosa da fundação, fixou-se o ângulo de atrito interno φ=45°.

e. Equação do Cálculo de Estabilidade

As quatro (4) equações de segurança são apresentadas a seguir.

Lifting	$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	Sliding	$FSF = \frac{\Sigma V \cdot \tan \phi + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{FSD_\phi} \geq 1.0$
Overturning	$FST = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_i}$	Bearing capacity	$e = \frac{L}{2} - \frac{M_e - M_i}{\Sigma V}$ $q_{(u,d)} = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

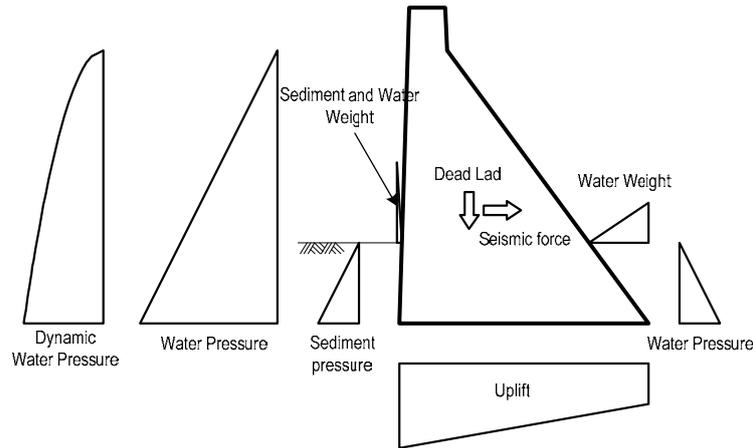
f. Combinação de Cargas

Na tabela abaixo, a ilustração de carregamento a ser utilizado no cálculo de estabilidade para cada condição analisada.

Tabela 2.2.5 Combinações para cada condição analisada.

Load	CCN	CCE	CCL	CCC
Own weight	Yes	Yes	Yes	Yes
Water weight	Yes	Yes	Yes	—
Dynamic pressure by earthquake	—	—	Yes	—
Earthquake force	—	—	Yes	—
Water pressure	Yes	Yes	Yes	—
Uplift pressure	Yes	Yes	Yes	—
Sediment weight	Yes	Yes	Yes	—
Sediment pressure	Yes	Yes	Yes	—

Source : JICA Survey Team



Source: JICA Survey Team

Figure 2.2.1 Load Diagram

g. Condições Básicas

- Peso Unitário

As propriedades físicas para a análise da estabilidade são normalmente decididas considerando as características locais. No momento, uma vez que não existem folhas de cálculo nem dados sobre levantamento geológico, foram utilizados os números típicos.

Tabela 2.2.6 Peso Unitário

Item	Peso Unitário (kN/m ³)	Observações
Concreto	23,5	
Água	10,0	
Sedimentos (Sob a Água)	8,5	=17,5-9,0

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

- Fator Sísmico

A força sísmica se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$$F_h = 0.05 \cdot P \text{ (Horizontal)}$$

$$F_v = 0.03 \cdot P \text{ (Vertical)}$$

A força inercial que atua sobre a estrutura se baseia no coeficiente apresentado na tabela a seguir.

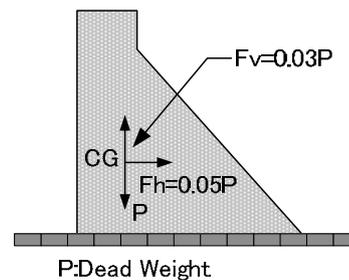


Figure 2.2.2 Diagram of Seismic Factor

Tabela 2.2.7 Coeficiente Sísmico

	Módulo	Observações
horizontal	$F_h = 0,05$	
vertical	$F_v = - 0,03$	Direção superior

- Coeficiente de Pressão da Terra de Rankine

A pressão da terra é calculada segundo o fator de pressão da terra de Rankine. Supõe-se que o sedimento na barragem seja composto de solo coesivo e que o ângulo de atrito interno seja 25°.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) \doteq 0.4$$

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \text{ (kN / m)}, y_e = \frac{h}{3} \text{ (m)}$$

A altura dos sedimentos à montante é EL. 338,5 m, que será elevada no futuro.

- Pressão Dinâmica da Água

A pressão dinâmica da água que atua na estrutura se baseia na fórmula de Westergaard. .

$$p_d = \frac{7}{8} \cdot W_0 \cdot K_d \cdot \sqrt{H \cdot h} \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$P_d = \int \frac{7}{8} \cdot W_0 \cdot K_d \cdot \sqrt{H \cdot h} \cdot dh = \frac{7}{12} \cdot W_0 \cdot K_d \cdot \sqrt{H} \cdot h^{3/2} \text{ (kN / m)}$$

$$y_d = 0.4 \cdot h \text{ (m)}$$

Notas:

P_d : pressão dinâmica da água (kN)

W_0 : peso unitário da água (kN/m³)

K_h : Fator sísmico

H : Profundidade da água do reservatório no ponto base (m)

h : Profundidade da água do reservatório em qualquer ponto (m)

y_d : Altura do ponto trabalhado (m)

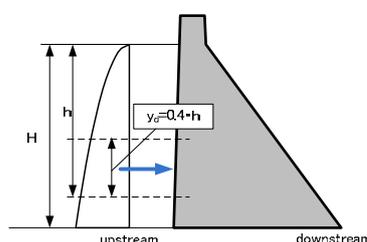


Figure 2.2.3 Diagram of Dynamic Water Pressure

- Pressão da Água

A pressão da água se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$$P = W_0 \cdot h Y_w = \frac{1}{3} \cdot h$$

P : pressão da água (kN/m²), W_0 : peso unitário da água, h : nível da água, Y_w : ponto de aplicação

- Nível de Água de Projeto

O nível de água utilizado na análise da estabilidade é o dos dois casos abaixo.

- No último ponto para iniciar o transbordamento
- Vazão ordinária

A vazão no último ponto para iniciar o transbordamento é a vazão de saída no nível de água EL. 360,0 m. A vazão ordinária é calculada através da área de captação no ponto Oeste vezes a vazão específica que é observada na Cidade de Taió.

Tabela 2.2.8 Nível de Água de Projeto (barragem Oeste)

Condição de Carga	N.A. à Montante	N.A. à Jusante	Observações
CCN	341,50 m	337,50 m	Q=28 m ³ /s
CCE	341,50 m	337,50 m	
CCL	362,50 m	341,95 m	Q=163 m ³ /s (EL 360,00)
CCC	---	---	

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(Vazão Ordinária)

A Vazão Ordinária na barragem Oeste é calculada pela conversão da escala da bacia com a média do nível de água na cidade de Taió (dados de 75 anos). A vazão ordinária é $Q = 28,0 \text{ m}^3/\text{s}$

(Nível de Água Original)

O nível de água original à jusante é EL. 337,50 m sendo a profundidade crítica da barragem contrária ao dissipador de energia.

$$hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} = \sqrt[3]{\frac{27.4^2}{g \cdot 100^2}} = 0.197 \cong 0.20\text{m}$$

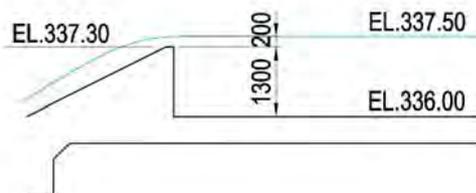


Figure 2.2.4 Water Level at Downstream(Oeste Dam)

(Vazão de Cheia)

A curva de vazões do canal para controle de cheias é calculada através das seguintes equações.

Canal para controle de cheias (Existente); $Q = 0.6667 \times 7 \times 1.7663 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (360 - 340.05)} = 163.0 \text{ m}^3 / \text{s}$

Canal para controle deEEED0XXXXXXXXXXEW Cheias (Sobre-elevação): $Q = 0.6667 \times 7 \times 1.7663 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (362 - 340.05)} = 171.0 \text{ m}^3 / \text{s}$

(Nível de Água na Cheia)

O nível de água na cheia é calculado com a vazão calculada para fluxo uniforme.

Tabela 2.2.9 Resultado do Fluxo Uniforme (Rio Oeste)

Barragem Oeste		Existente	Sobre-elevação
Nível Total	EL.m	336,00	336,00
Nível de Água	EL.m	338,00	338,05
Largura do rio	m	100	100
Altura da água	m	2,000	2,050
Inclinação Lateral (1:n)		1,00	1,00
Módulos de Rugosidade		0,0320	0,0320
Inclinação do Leito (i)		1/3600	1/3600
Área do Fluxo	m ²	204,00	209,20
Raio Hidráulico	m	1,93	1,98
Velocidade	m/s	0,808	0,821
Vazão	m ³ /s	164,7	171,7

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

- Sustentação

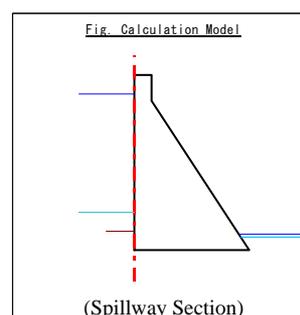
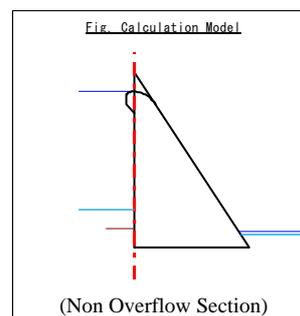
O coeficiente de sustentação é 1/3 porque supõe-se que a fundação da barragem seja de rocha.

iii) Análise da Estabilidade da barragem Oeste Existente

Como mencionado anteriormente, não existem dados geológicos sobre a fundação da barragem disponíveis, sendo o caso da barragem existente calculado através da estimativa das propriedades físicas. O resultado da análise foi um ângulo de atrito interno e uma tensão de cisalhamento de $\phi=45^\circ$ e $c=50 \text{ kN/m}^2$, respectivamente. A condição de carga definitiva é CCL (Cheia + Terremoto). A capacidade de sustentação crítica necessária da fundação é $q_u=1900 \text{ kN/m}^2$.

(Condições de Cálculo)

1. Elevation of Top of Dam	$H_o =$	363.000 m
2. Downstream Slope	$1 : n$	0.750
3. Dam base elevation	$H_o =$	335.500 m
4. Crest width of non-overflow section	$B =$	3.000 m
5. Upper surface of the downstream slope	$1 : o1$	0.000
6. Reservoir sediment level	$H_D =$	338.500 m
7. Reservoir water level (CCN: normal)	$H_{w1} =$	341.500 m
8. (CCE: Always + earthquake)	$=$	341.500 m
9. (CCL: flood + earthquake)	$=$	360.000 m
10. Downstream water level (CCN: normal)	$H_{w2} =$	337.500 m
11. (CCE: Always + earthquake)	$=$	337.500 m
12. (CCL: flood + earthquake)	$=$	338.000 m
13. Unit weight of concrete dams	$\gamma_c =$	23.5 kN/m^3
14. Weight of sediment in the water	$\gamma_s =$	8.5 kN/m^3
15. Unit weight of water	$\gamma_w =$	10.0 kN/m^3
16. Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	$K_h =$	0.050
17. Seismic factor: vertical (kv)	$K_v =$	0.030
18. Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	$k_a =$	0.40
19. Uplift pressure coefficient	$\mu =$	1/3
20. Shear strength of foundation	$C =$	50.0 kN/m^2
21. Friction angle of foundation	$\phi' =$	45.00 $^\circ$
22. Internal friction coefficient	$f =$	1.00



(Resultado) Seção de Não-transbordamento

Tabela 2.2.10 Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento

	FSF	FST	FSD ≥ 1.0
[CCN]	12,41 > 1,30	113,84 > 1,50	25,81 $\geq 1,0$
[CCE]	12,03 > 1,10	13,96 > 1,20	40,16 $\geq 1,0$
[CCL]	5,21 > 1,10	1,18 > 1,10	1,62 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	$629,85 \leq 30M/3,0=10M$	$-21,80 \geq -200$
[CCE]	$655,12 \leq 30M/2,0=15M$	$-66,87 \geq -200$
[CCL]	$133,67 \leq 30M/1,5=20M$	$385,39 \geq -200$
[CCC]	$669,67 \leq 30M/1,3=23M$	$-9,74 \geq -200$

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(Resultado) Seção do Vertedouro

Tabela 2.2.11 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro

	FSF	FST	FSD ≥ 1.0
[CCN]	12,12 > 1,30	111,48 > 1,50	25,22 $\geq 1,0$
[CCE]	11,76 > 1,10	14,67 > 1,20	41,27 $\geq 1,0$
[CCL]	5,09 > 1,10	1,16 > 1,10	1,59 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	611,55 $\leq 30M/3,0=10M$	-18,67 ≥ -200
[CCE]	634,73 $\leq 30M/2,0=15M$	-61,19 ≥ -200
[CCL]	118,51 $\leq 30M/1,5=20M$	385,84 ≥ -200
[CCC]	651,37 $\leq 30M/1,3=23M$	-6,61 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

iv) Estabilidade para a Sobre-elevação da barragem Oeste

Apenas a sobre-elevação do topo da barragem não é suficiente para a estabilidade com a elevação do nível de água em 2,0 m . A contra-medida proposta é a colocação de uma manta de concreto no pé do talude. Os detalhes são mostrados na Figura XXX.

A condição definitiva é com o ângulo de atrito interno e a tensão de cisalhamento de $\phi=45^\circ$ e $c=50 \text{ kN/m}^2$, respectivamente, e a condição de carga é CCL (Cheia + Terremoto). A capacidade de sustentação crítica necessária da fundação é $q_u=2.000 \text{ kN/m}^2$.

- Seção de não-transbordamento

(Condições de Cálculo)

1. Elevation of Top of Dam	$H_o =$	365.000 m	<p>Fig. Calculation Model</p> <p>(Non Overflow Section)</p>
2. Downstream Slope	1 : n	0.750	
3. Dam base elevation	$H_o =$	335.500 m	
4. Crest width of non-overflow section	B =	3.000 m	
5. Upper surface of the downstream slope	1 : o1	0.300	
6. Reservoir sediment level	$H_D =$	338.500 m	
7. Reservoir water level (CCN: normal)	$H_{w1} =$	341.500 m	
8. (CCE: Always + earthquake)	=	341.500 m	
9. (CCL: flood + earthquake)	=	362.000 m	
10. Downstream water level (CCN: normal)	$H_{w2} =$	337.500 m	
11. (CCE: Always + earthquake)	=	337.500 m	
12. (CCL: flood + earthquake)	=	338.050 m	
13. Unit weight of concrete dams	$\gamma_c =$	23.5 kN/m ³	
14. Weight of sediment in the water	$\gamma_s =$	8.5 kN/m ³	
15. Unit weight of water	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³	
16. Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	$K_h =$	0.050	
17. Seismic factor: vertical (kv)	$K_v =$	0.030	
Coefficient of earth pressure			
18. (Rankine coefficient of earth pressure)	$k_a =$	0.40	
19. Uplift pressure coefficient	$\mu =$	1/3	
20. Shear strength of foundation	C =	50.0 kN/m ²	
21. Friction angle of foundation	$\phi' =$	45.00 °	
22. Internal friction coefficient	f =	1.00	

(Resultado)

Tabela 2.2.12 Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento

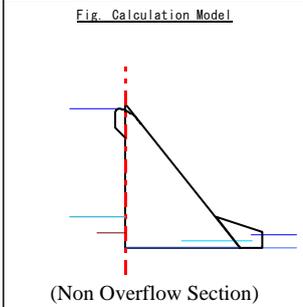
	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	13,04 > 1,30	134,35 > 1,50	28,46 $\geq 1,0$
[CCE]	12,65 > 1,10	13,97 > 1,20	35,91 $\geq 1,0$
[CCL]	5,16 > 1,10	1,11 > 1,10	1,53 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	655,51 $\leq 30M/3,0=10M$	-13,52 ≥ -200
[CCE]	682,58 $\leq 30M/2,0=15M$	-61,43 ≥ -200
[CCL]	94,97 $\leq 30M/1,5=20M$	448,69 ≥ -200
[CCC]	693,50 $\leq 30M/1,3=23M$	1,85 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

- Seção do Vertedouro

(Condições de Cálculo)

1. Elevation of Top of Dam	$H_o =$	365.000 m	
2. Downstream Slope	1 : n	0.750	
3. Dam base elevation	$H_o =$	335.500 m	
4. Crest width of non-overflow section	B =	0.000 m	
5. Upper surface of the downstream slope	1 : o1	0.000	
6. Reservoir sediment level	$H_D =$	338.500 m	
7. Reservoir water level (CCN: normal)	$H_{W1} =$	341.500 m	
8. (CCE: Always + earthquake)	=	341.500 m	
9. (CCL: flood + earthquake)	=	362.000 m	
10. Downstream water level (CCN: normal)	$H_{W2} =$	337.500 m	
11. (CCE: Always + earthquake)	=	337.500 m	
12. (CCL: flood + earthquake)	=	338.050 m	
13. Unit weight of concrete dams	$\gamma_c =$	23.5 kN/m ³	
14. Weight of sediment in the water	$\gamma_s =$	8.5 kN/m ³	
15. Unit weight of water	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³	
16. Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	$K_h =$	0.050	
17. Seismic factor: vertical (kv)	$K_v =$	0.030	
Coefficient of earth pressure			
18. (Rankine coefficient of earth pressure)	$ka =$	0.40	
19. Uplift pressure coefficient	$\mu =$	1/3	
20. Shear strength of foundation	C =	50.0 kN/m ²	
21. Friction angle of foundation	$\phi' =$	45.00 °	
22. Internal friction coefficient	f =	1.00	

(Resultado)

Tabela 2.2.13 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	11,08 > 1,30	139,09 > 1,50	27,26 $\geq 1,0$
[CCE]	10,75 > 1,10	17,72 > 1,20	37,44 $\geq 1,0$
[CCL]	4,38 > 1,10	1,12 > 1,10	1,47 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	568,24 $\leq 30M/3,0=10M$	-30,72 ≥ -200
[CCE]	581,22 $\leq 30M/2,0=15M$	-61,46 ≥ -200
[CCL]	120,40 $\leq 30M/1,5=20M$	321,85 ≥ -200
[CCC]	605,15 $\leq 30M/1,3=23M$	-14,30 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

v) Tubulação

Uma vez que o nível de água será elevado em 2,0 m, será necessária uma tubulação de reforço. O guincho das comportas deverá ser substituído por causa do sistema hidráulico.



Comportas na barragem Oeste

i) Condições de Projeto

Os critérios do Brasil estabelecem que as 4 condições de carregamento abaixo devem ser consideradas para a estabilidade da barragem.

Tabela 2.2.14 Condições de carregamento

Condições de Carregamento	Observações
Normal (CCN)	Normal
Excepcional (CCE)	Normal + Terremoto
Limite (CCL)	Normal + Terremoto
Construção (CCC)	Na Construção

Fonte: Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, outubro/2003, Eletrobrás.

Conforme a tabela abaixo, as taxas de estabilidade são diferentes para cada condição de carregamento.

Tabela 2.2.15 Taxa de estabilidade por condição de carregamento

Condição de Carregamento	CCN (Normal)	CCE (Normal + Terremoto)	CCL (Inundação + Terremoto)	CCC (Construção)
FSF (Fator de Segurança à Flutuação)	1,3	1,1	1,1	1,2
FST (Fator de Segurança ao Tombamento)	3,0	2,0	1,5	1,3
FSD (Fator de Segurança ao Deslizamento)	c	3,0	1,5	2,0
	ϕ	1,5	1,1	1,3
σ (Força de sustentação)	3,0	2,0	1,5	1,3

Fonte: Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, outubro/2003

Normalmente a análise da capacidade de carregamento é baseada no estudo geológico e na sondagem geotécnica, porém, no presente estudo o cálculo foi efetuado considerando a força de sustentação (σ) necessária para a estabilidade. No tocante ao valor constante de projeto da base rochosa da fundação, fixou-se o ângulo de atrito interno $\phi=45^\circ$. Na tabela abaixo, a ilustração de carregamento a ser utilizado no cálculo de estabilidade para cada condição analisada.

Tabela 2.2.16 Combinações de carregamentos

Condição de Carregamento	CCN (Normal)	CCE (Normal + Terremoto)	CCL (Inundação + Terremoto)	CCC (Construção)
Peso próprio	O	O	O	O
Peso da água	O	O	O	—
Pressão dinâmica do terremoto	—	O	O	—
Força sísmica	—	O	O	—

Pressão da água	O	O	O	—
Força da pressão de sustentação	O	O	O	—
Peso do lodo	O	O	O	—
Pressão do lodo	O	O	O	—

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

ii) Resultado do cálculo de estabilidade

Baseado nas condições abaixo e em função da sobre-elevação das barragens existentes foi efetuado o cálculo de estabilidade, estabelecendo a força de sustentação limite necessária para a base da fundação.

Base da fundação: ângulo de atrito interno $\phi=45^\circ$ e resistência ao cisalhamento $c=50 \text{ kN/m}^2$

Caso de determinação do cálculo de estabilidade: CCL (durante enchente + terremoto)

Força de sustentação limite necessária: $q_u=1900 \text{ kN/m}^2$ (instalação existente), $q_u=2000 \text{ kN/m}^2$ (sobre-elevação)

Os detalhes dos cálculos de estabilidade dos 2 casos acima são explanados no relatório anexo. Na figura 11.1.3 a ilustração das dimensões estruturais.

As elevações da crista do vertedouro e do corpo da barragem são 399,0 m e 410,0 m, respectivamente.

A diferença entre elevações é 11,0 m. A altura de transbordamento do vertedouro é no máximo 7,0 m e o nível de água provável é 406,0 m, sendo o bordo livre estimado em 4,0 m. A barragem de enrocamento requer um bordo livre de 1,0 m, de modo que mesmo que a barragem seja sobre-elevada em 2,0 m, ainda haverá um espaço de 2,0 m para o bordo livre.

(3) Sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul

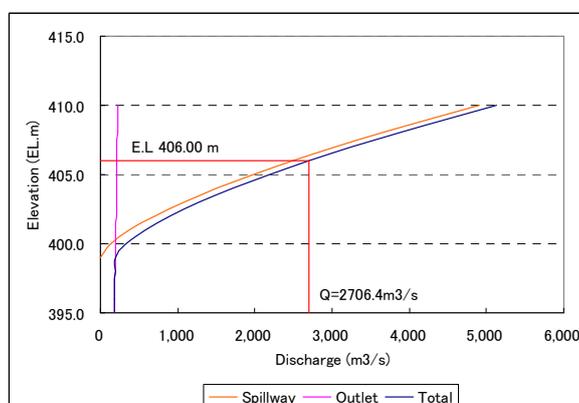
Conforme a ilustração abaixo, a barragem Sul tem a capacidade de escoamento da vazão provável de 10.000 anos ($Q=2.570 \text{ m}^3/\text{s}$) com a profundidade da água $h=7,0 \text{ m}$.

i) Forma do Vertedouro da Barragem Sul

A figura do projeto disponibilizada pela Equipe de Estudo da JICA é mostrada na figura 2.1.5. As seções típicas da barragem Sul foram determinadas com base nas condições topográficas reais obtidas pela investigação de campo.

ii) Sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul

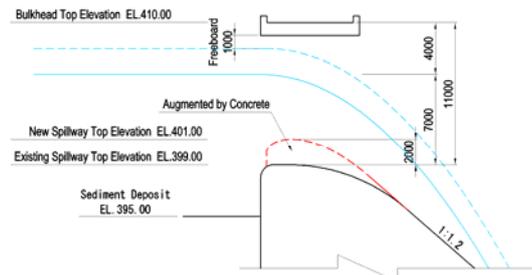
Conforme a ilustração abaixo, a barragem Sul tem a capacidade de escoamento da vazão provável de 10.000 anos ($Q=2.570 \text{ m}^3/\text{s}$) com a profundidade da água $h=7,0 \text{ m}$.



Source : JICA Survey Team

Figura 2.2.5 Capacidade de escoamento do vertedouro da Barragem Sul

Considerando a altura da viga da ponte sobre o vertedouro da barragem igual a 1,0 m, a altura entre a parte inferior da viga e a crista do vertedouro é 10,0 m (410,0 – 399,0), é possível garantir a banda livre de 1,0 m entre o topo da ponte e a crista do vertedouro, após a sobre-elevação de 2 metros, considerando enchente de 1.000 anos.



Source : JICA Survey Team

Figura 2.2.6 Situação de transbordamento da enchente de 1000 anos na barragem Sul

iii) Projeto estrutural da Sobre-elevação da Seção de Transbordamento

A forma da crista do vertedouro deve basicamente manter o coeficiente de vazão alto com o transbordamento livre e evitar a sucção na seção de transbordamento. Para atender estas condições a forma é do vertedouro típico.

Forma Padrão do Vertedouro de Transbordamento da Curva

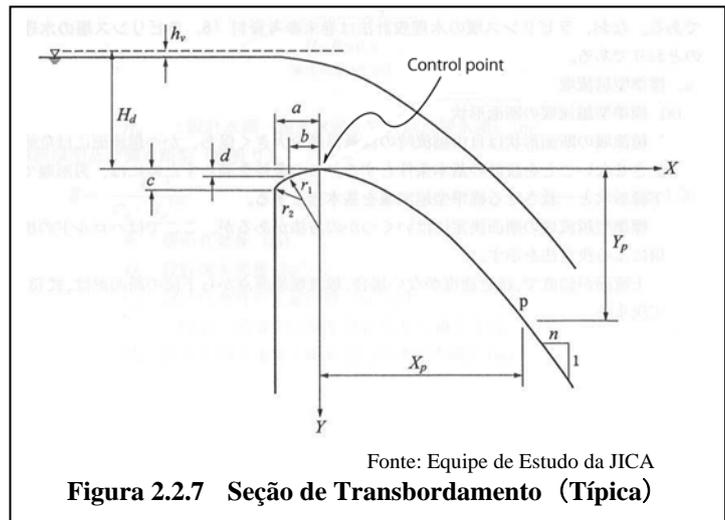
$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \cdot Hd^{0.85}}$$

Hd=	7.000m
a=0.282*Hd →	1.974m
b=0.175*Hd →	1.225m
c=0.125*Hd →	0.875m
d=0.032*Hd →	0.224m
r1=0.5*Hd →	3.500m
r2=0.2*Hd →	1.400m

$$X_p = 1.096 \cdot Hd \cdot (1/n)^{1.176}$$

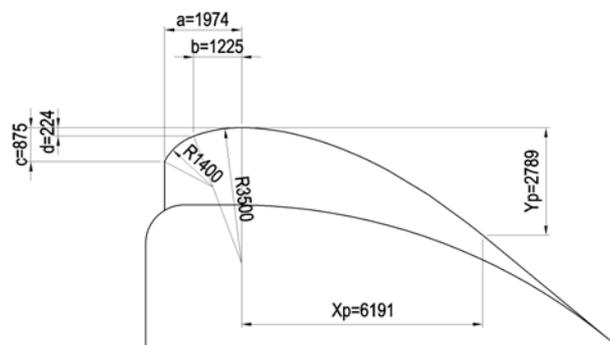
$$= 6.191m$$

$$1/n = 1/1.2$$



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 2.2.7 Seção de Transbordamento (Típica)



Source: JICA Survey Team

Figura 2.2.8 Seção de Transbordamento (Sobre-elevação de 2,0 m)

iv) Condição de projeto

As análises, as condições de estabilidade e a combinação do carregamento foram consideradas como sendo iguais ao da barragem Oeste.

Condição do Nível da Água

O vertedouro na barragem Sul tem inclinação à jusante e, portanto, o nível de água à jusante não atua na estabilização do vertedouro.

Tabela 2.2.17 Nível de água de projeto à jusante (barragem Sul)

Condição de Carga	Nível de água (Existente)	Nível de água (Sobre-elevação)	Observações
CCN (Normal)	387,00	387,00	A altura da fundação
CCE1 (Cheia)	406,00	408,00	Q=2.567m ³ /s (cheia de 1.000 anos)
CCE2 (Normal+Terremoto)	387,00	387,00	A altura da fundação
CCL (Cheia+Terremoto)	399,00	401,00	A crista do vertedouro
CCC (Durante a Construção)	387,00	387,00	A altura da fundação

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

v) Estabilidade da barragem Sul existente

Como mencionado anteriormente, não existem dados geológicos sobre a fundação da barragem disponíveis, sendo o caso da barragem existente calculado através da estimativa das propriedades físicas. O resultado da análise foi um ângulo de atrito interno e uma tensão de cisalhamento de $\phi=45^\circ$ e $c=50 \text{ kN/m}^2$, respectivamente. A condição de carga definitiva é CCE (Cheia, cheia de 1.000 anos). A capacidade de sustentação crítica necessária da fundação é $q_u=1.000 \text{ kN/m}^2$.

(Condições de Cálculo)

1. Spillway crest elevation	$H_1 =$	399.000 m
2. Elevation spillway foundation	$H_2 =$	387.000 m
3. High Dam	$H_3 =$	12.000 m
3. Base width	$H_4 =$	19.000 m
4. Elevation of sediment	$\gamma_s =$	17.5 kN/m ³
5. Reservoir water level (CCE: flood)	$H_{w1} =$	406.000 m
6. (CCE: normal + earthquake)	$=$	387.000 m
7. (CCL: flood + earthquake)	$=$	399.000 m
8. Unit weight of concrete dams	$\gamma_c =$	23.5 kN/m ³
9. Weight of sediment in the air	$\gamma_s =$	17.5 kN/m ³
10. Weight of sediment in water	$\gamma_s =$	8.5 kN/m ³
11. Unit weight of water	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
12. Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	$K_h =$	0.050
13. Seismic factor: vertical (kv)	$K_v =$	0.030
14. Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	$k_a =$	0.40
15. Uplift pressure coefficient	$\mu =$	1/3
16. Shear strength of foundation	$C =$	50.0 kN/m ²
17. Friction angle of foundation	$\phi' =$	45.00 °
18. Internal friction coefficient	$f =$	1.00

(Resultado)

Tabela 2.2.18 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]-1	6,69 > 1,30	3,345 > 1,50	2,25 $\geq 1,0$
[CCE]-2	$\infty > 1,10$	18,92 > 1,20	9,84 $\geq 1,0$
[CCL]	10,27 > 1,10	6,38 > 1,10	3,67 $\geq 1,0$
[CCN,CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]-1	127,77 $\leq 30M/3,0=10M$	232,58 ≥ 200
[CCE]-2	291,08 $\leq 30M/2,0=15M$	119,90 ≥ 200
[CCL]	204,99 $\leq 30M/1,5=20M$	165,98 ≥ 200
[CCN,CCC]	327,58 $\leq 30M/1,3=23M$	96,11 ≥ 200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

vi) Resultados da Análise de Estabilidade (sobre-elevação em 2,0 m)

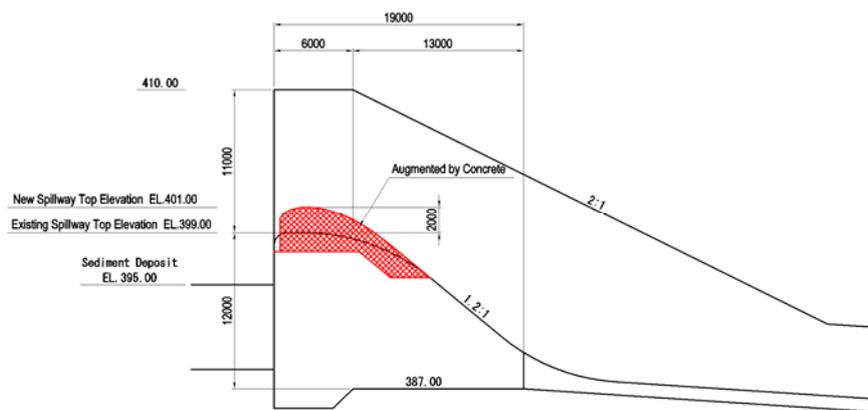
A força de sustentação limite necessária para a base da fundação foi estabelecida como sendo igual a da barragem Oeste.

Base da fundação: ângulo de atrito interno $\phi=45^\circ$ e resistência ao cisalhamento $c=50$ kN/m²

Caso de determinação do cálculo de estabilidade: CCL (durante enchente + terremoto)

Força de sustentação limite necessária: $q_u=1900$ kN/m² (instalação existente), $q_u=2000$ kN/m² (sobre-elevação)

Os detalhes dos cálculos de estabilidade dos 2 casos acima são explanados no relatório anexo. Na figura 2.2.4 a ilustração das dimensões estruturais.



Source: JICA Survey Team

Figura 2.1.9 Seção Transversal Típica e Vertedouro na Barragem Sul (Condição de Cálculo)

1. Spillway crest elevation	$H_1 =$	401.000 m
2. Elevation spillway foundation	$H_2 =$	387.000 m
3. High Dam	$H_3 =$	14.000 m
3. Base width	$H_4 =$	19.000 m
4. Elevation of sediment	$\gamma_s =$	17.5 kN/m ³
5. Reservoir water level (CCE: flood)	$H_{w1} =$	408.000 m
6. (CCE: normal + earthquake)	$=$	387.000 m
7. (CCL: flood + earthquake)	$=$	401.000 m
8. Unit weight of concrete dams	$\gamma_c =$	23.5 kN/m ³
9. Weight of sediment in the air	$\gamma_s =$	17.5 kN/m ³
10. Weight of sediment in water	$\gamma_s =$	8.5 kN/m ³
11. Unit weight of water	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
12. Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	$K_h =$	0.050
13. Seismic factor: vertical (kv)	$K_v =$	0.030
14. Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	$k_a =$	0.40
15. Uplift pressure coefficient	$\mu =$	1/3
16. Shear strength of foundation	$C =$	50.0 kN/m ²
17. Friction angle of foundation	$\phi' =$	45.00 °
18. Internal friction coefficient	$f =$	1.00

(Resultado)

Tabela 2.1.19 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro

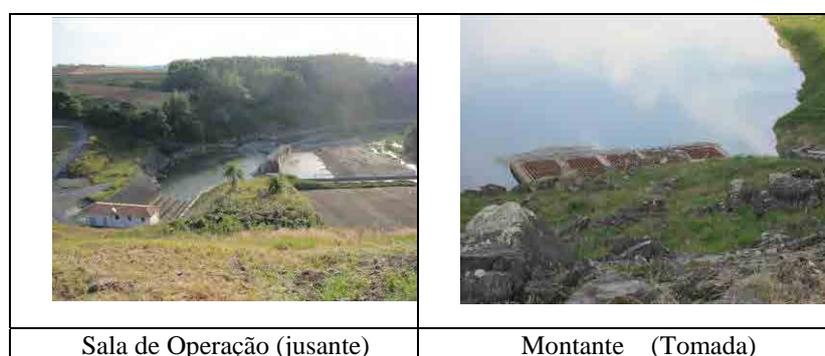
	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]-1	6,52 > 1,30	2,43 > 1,50	1,92 $\geq 1,0$
[CCE]-2	$\infty > 1,10$	17,65 > 1,20	10,11 $\geq 1,0$
[CCL]	11,06 > 1,10	4,59 > 1,10	3,09 $\geq 1,0$
[CCN,CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Upstream (kN/m ²)	Downstream (kN/m ²)
[CCN]-1	103,97 $\leq 30M/3,0=10M$	281,85 ≥ 200
[CCE]-2	327,96 $\leq 30M/2,0=15M$	114,19 ≥ 200
[CCL]	211,68 $\leq 30M/1,5=20M$	190,47 ≥ 200
[CCN,CCC]	368,83 $\leq 30M/1,3=23M$	86,99 ≥ 200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

vi) Tubulação

Uma vez que o nível de água será elevado em 2,0 m, será necessária uma tubulação de reforço.

**Sala de operação e tomada (barragem Sul)**

(4) Fortalecimento da comporta de descarga

Em função da sobre-elevação dos vertedouros das duas barragens em 2m, haverá necessidade de fortalecimento das comportas de descarga.

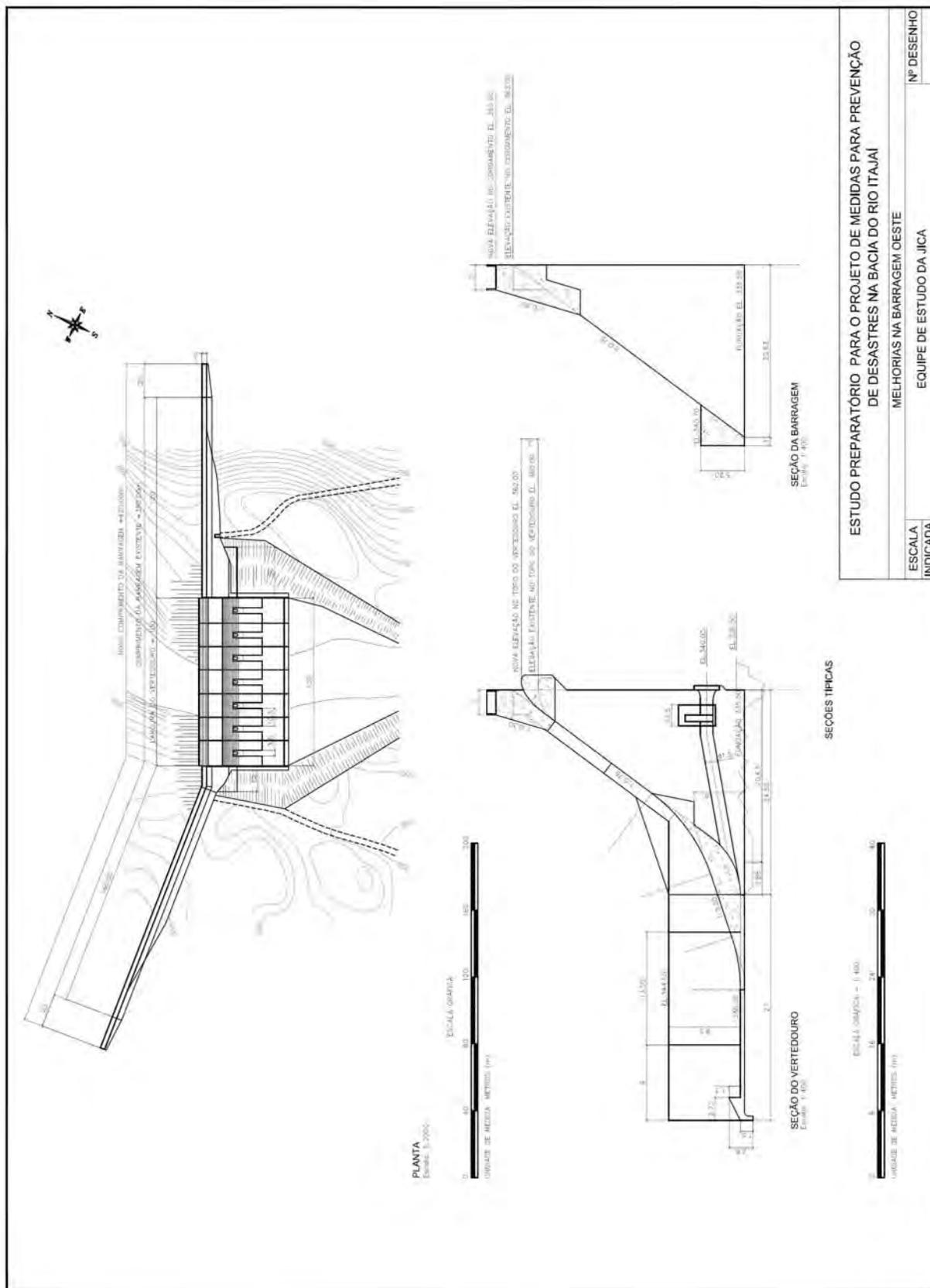


Figura 2.2.10 Desenho estrutural da sobre-elevação da barragem Oeste

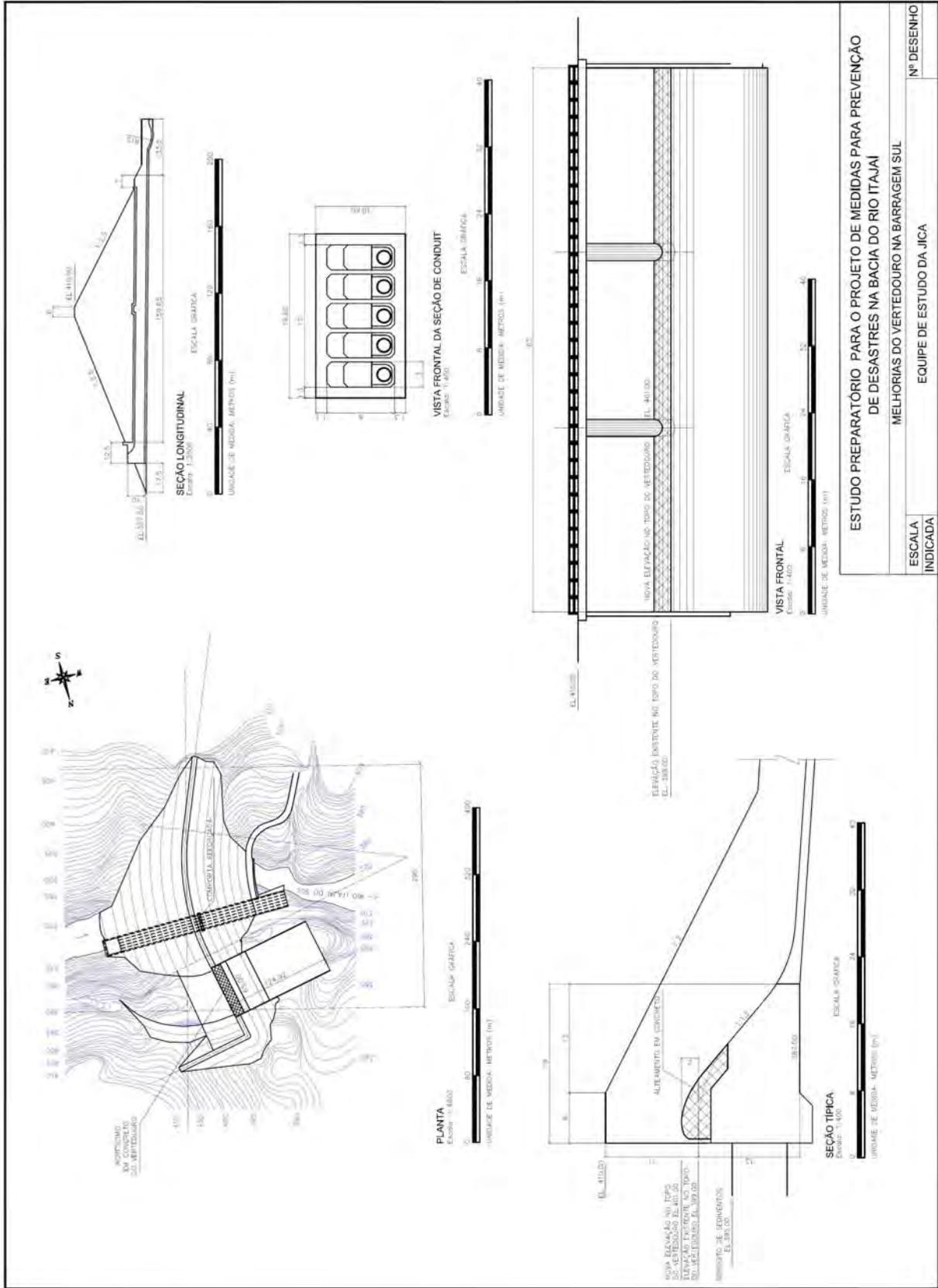


Figura 2.2.11 Desenho estrutural da sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul

2.3 Obras de Melhoria fluvial

Na tabela abaixo, a ilustração do melhoramento fluvial de cada trecho do rio de acordo com a vazão provável.

Tabela 2.3.1 Trecho do melhoramento fluvial para cada plano de enchentes

Plano enchente		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Rio / Cidade					
Rio Itajaí-açu	Itajaí		Construção de Dique (3)* (L=12.830m)	Construção de Dique (3)* (L=12.830m)	
	Ilhota			Dique em anel (3)* (L=8.000 m)	Dique em anel (3)* (L=8.000 m)
	Blumenau				Construção de Dique (3) (L=15.800m)
	Rio do Sul			Escavação do Canal (L=10.270m)	Construção de Dique (2)* (L=4.500m)
Rio Benedito	Timbó			Escavação do Canal (L=1.000m)	Construção de Dique (2)* e Escavação do Canal (L=1.000m)
Rio Itajaí do Oeste	Rio do Sul				Construção de Dique (2)* (L=3/000m)
	Taió			Escavação do Canal (L=3.700m)	Construção de Dique (2)* (L=3.700m)
Rio Itajaí do Sul	Rio do Sul				Construção de Dique (2)* (L=700m)
Rio Itajaí Mirim	Itajaí	Construção de Dique (1)* (L=950 m)	Construção de Dique (1)* (L=950 m)	Construção de Dique (2)* (L=950 m)	Construção de Dique (2)* (L=950 m)

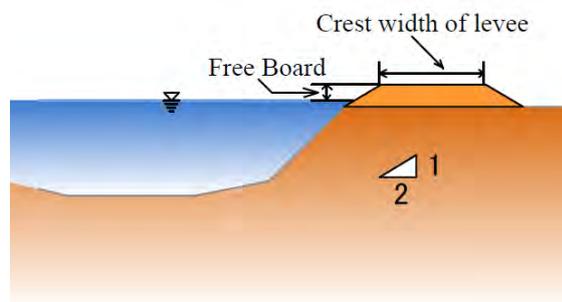
Observação: * indica a categoria ilustrada na figura 11.1.5 sobre critérios de projeto para a construção de diques.

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(1) Construção de diques e diques em anel

Segundo informação do DEINFRA, não foi estabelecido o critério técnico para as obras de melhoramento fluvial e quase não existe obra dessa natureza executada no Estado. No presente estudo, após verificar as estruturas existentes in loco através de estudos de campo, concluiu-se pela aplicabilidade dos critérios de projeto do Japão e foram estabelecidas as especificações de projeto das estruturas fluviais. As condições de projeto aplicadas na construção de diques foram determinadas para cada vazão provável e estabelecidos para cada categoria, conforme a figura 11.1.5, pois, a borda livre e a altura da crista variam para cada vazão provável. A estabilidade é mantida com inclinação de 1:2 (1V:2H), independentemente da vazão. Para o dique em anel foi adotada a mesma condição de projeto estabelecida para a construção de diques.

Os trechos que serão construídos os diques são locais que faltam capacidades de escoamento da vazão de enchentes, o princípio será proteger a cidade.



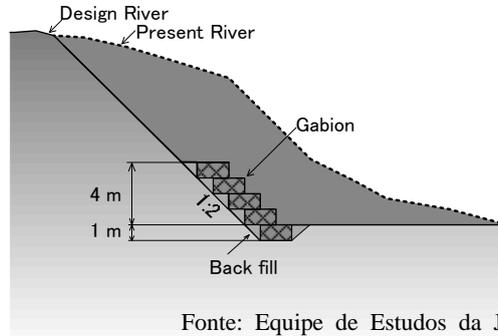
Categoria No.	Descarga de Projeto (m ³ /s)	Borda Livre (m)	Largura da Crista do Dique (m)
1	00 Q < 500	0,8	3,0
2	500 ≤ Q < 2000	1,0	4,0
3	2000 ≤ Q < 5000	1,2	5,0

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.1 Condições de projeto do dique

(2) Alargamento do canal fluvial e escavação do leito de rio

O alargamento do leito aparente e leito menor serão realizados através do corte de talude com a inclinação 1:1, conforme a figura abaixo. No processo de alargamento, a seção do canal será escavada e existe risco de solapamento de base da margem através do processo erosivo, portanto, deverá estabilizar com obras de gabião. O leito de projeto será o leito atual mais profundo de rio.



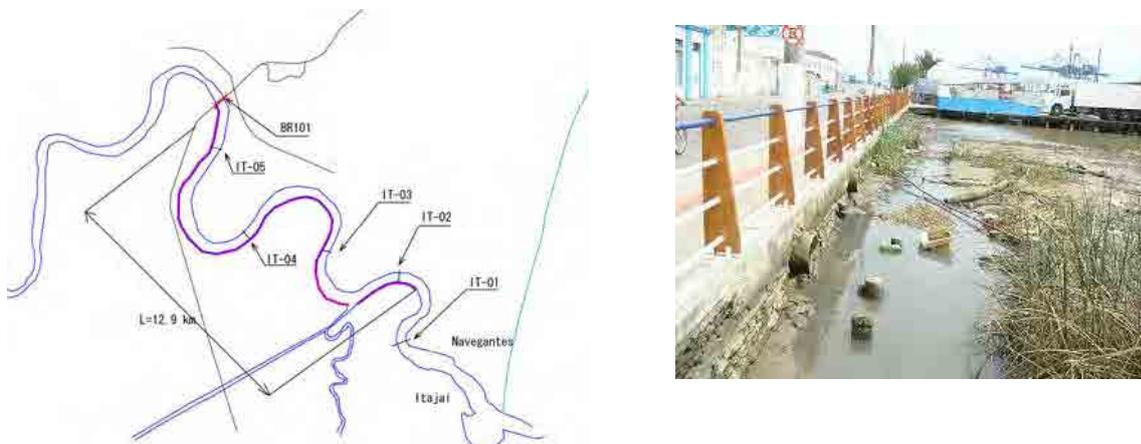
Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.2 Condições de projeto para a escavação do canal fluvial

(3) Plano de melhoramento fluvial de cada trecho do rio

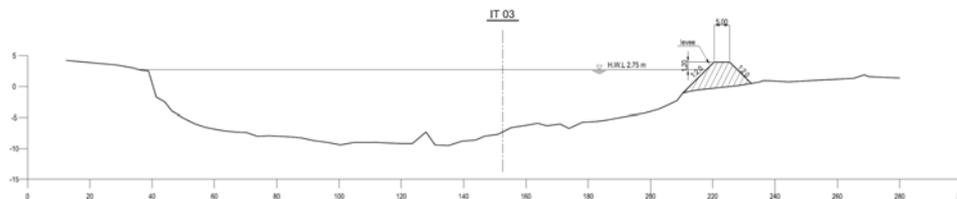
a Cidade de Itajaí, Rio Itajaí-açu

A extensão das obras de melhoramento fluvial será 12,9km da margem direita, trecho a jusante 800 metros do IT-02 até a rodovia BR-101. Parte do terreno da margem esquerda (IT-03 e IT-04) é mais baixo do que nível da água de projeto, não será construído diques neste trecho, considerando que esta região de planície aluvial exerce a função de retardamentos. Na figura abaixo, a ilustração do trecho para o melhoramento fluvial.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.3 Trecho do melhoramento fluvial na região da foz do Rio Itajaí-açu

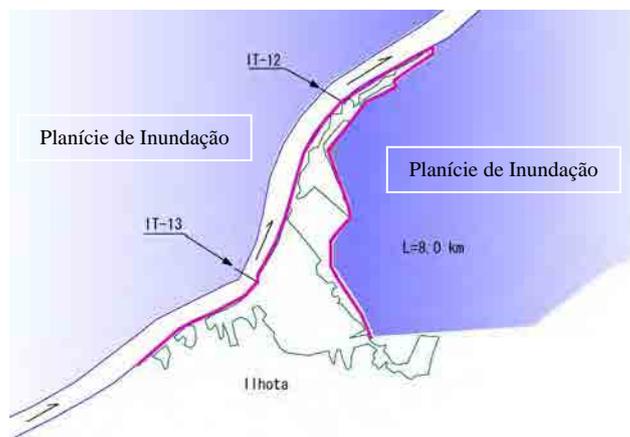


Fonte: Equipe de Estudos da JICA

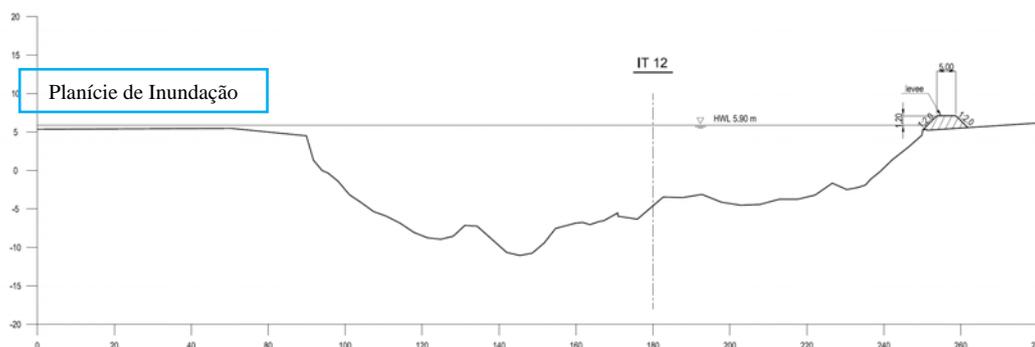
Figura 2.3.4 Seção transversal da foz do Rio Itajaí-açu, de melhoramento fluvial (IT-03, enchente de 25 anos)

b) Cidade de Ilhota

A região do município de Gaspar até pouco antes do município de Itajaí (BR101) será usada como planície de inundação, então será planejado a construção de diques em anel, rodeando a cidade de Ilhota para proteger da inundação durante a enchente. Nas margens do rio, as ruas e rodovias existentes terão sua altura elevada e os diques em anel serão estendidos até o local onde a topografia mais elevada. O comprimento da obra será de 4,4km para o sobre-elevação das ruas ao longo do rio e de 3,6km para a construção de diques para proteger a área, totalizando 8,0 km.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

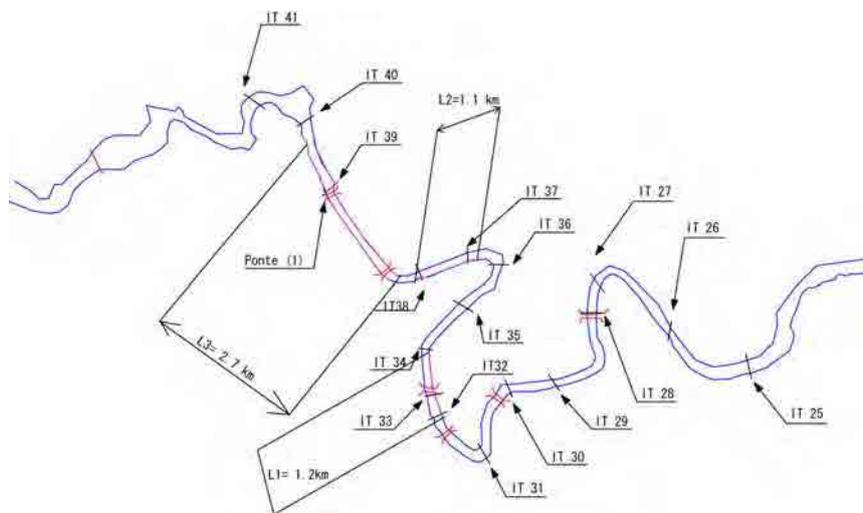
Figura 2.3.5 Planta baixa do dique anelar da cidade de Ilhota

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.6 Seção Transversal na Cidade de Ilhota no Dique Anel (T12, enchente de 25 anos)

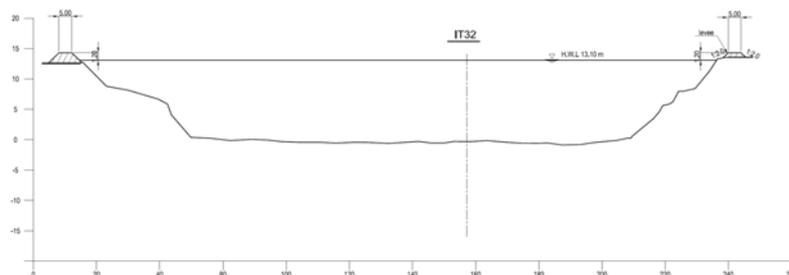
c) Cidade de Blumenau

O plano de enchente que será implementado é de 50 anos. A extensão das obras de melhoria fluvial na cidade de Blumenau serão 1,2km da margem esquerda a jusante (próximo de IT-32 a IT-34), 1,1km da margem direita do trecho IT-37 a IT-38 e 2,7km das duas margens a montante do trecho IT-38 a IT-40. Existem casas contíguas ao longo do rio, portanto há necessidade de transferência dos moradores. Neste trecho há uma ponte que precisa ser reconstruída em função do melhoramento fluvial.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.7 Extensão das obras de melhoria fluvial na cidade de Blumenau



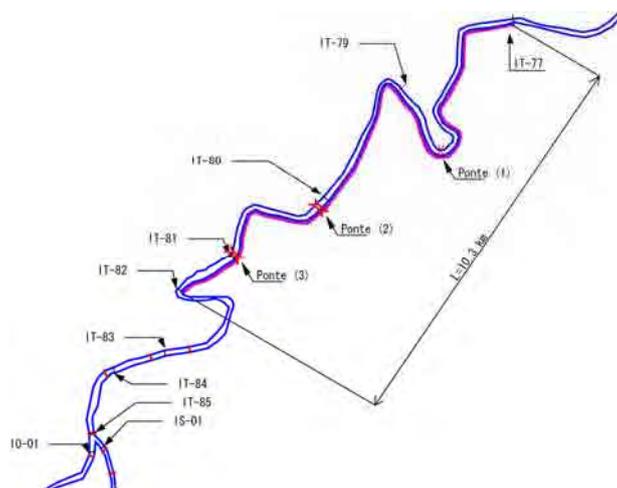
Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.8 Seção transversal de melhoria fluvial em Blumenau (IT32, enchente de 50 anos)

d Cidade de Rio do Sul

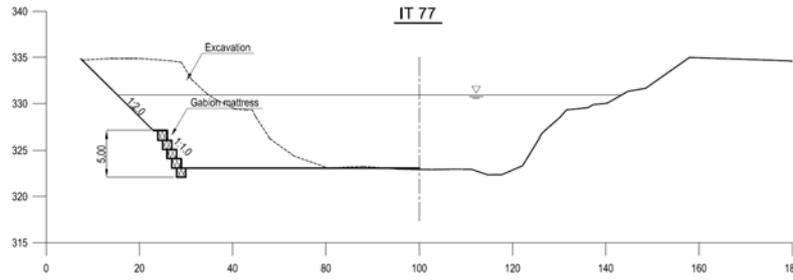
Medidas para enchente de 25 Anos

Os Rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste se juntam na cidade de Rio do Sul. Será planejado o alargamento da calha do rio numa extensão de 4,5km no trecho de confluência a jusante e numa extensão de 10,3km a jusante da cidade. O alargamento da calha do rio será de 10 metros.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.9 Trecho das obras de melhoria fluvial em Rio do Sul (enchente de 25 anos)

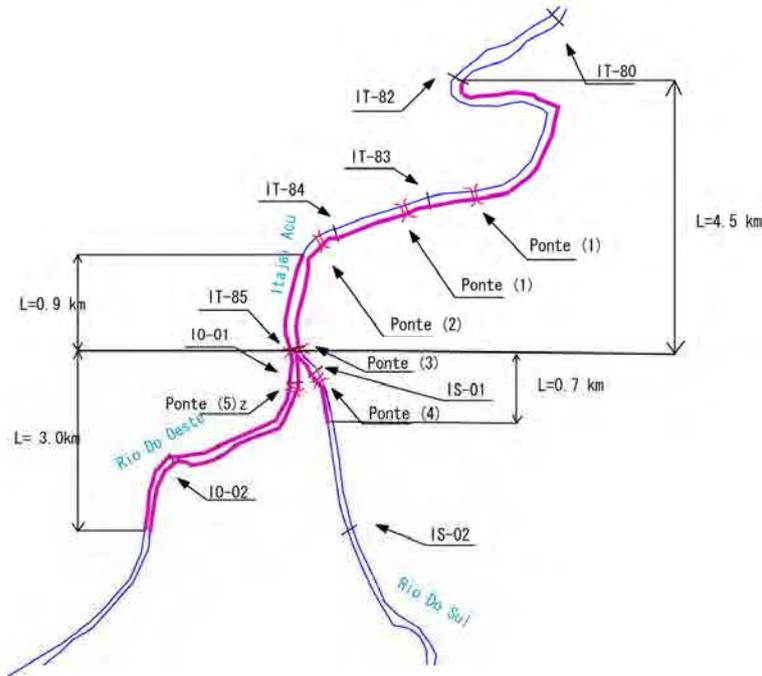


Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.10 Seção transversal na cidade de Rio do Sul (IT-77, enchente de 25 anos)

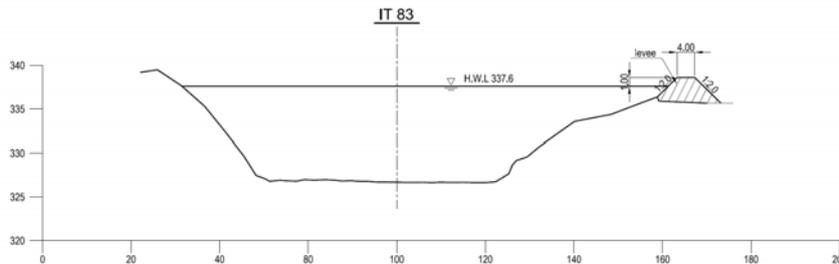
Medidas para enchente de 50 Anos

Conforme a ilustração na figura abaixo será planejada as obras de melhoria fluvial com extensão de 4,5 km do trecho de confluência a jusante, 0,7km do trecho do rio Itajaí do Sul antes da confluência e 3,0 km do rio Itajaí do Oeste também antes da confluência. Haverá transferência dos moradores devido às obras executadas dentro da zona urbana. Nesse trecho, haverá necessidade de reconstrução de cinco pontes existentes em função das obras de melhoramentos fluviais.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.11 Extensão das obras de melhoria fluvial em Rio do Sul

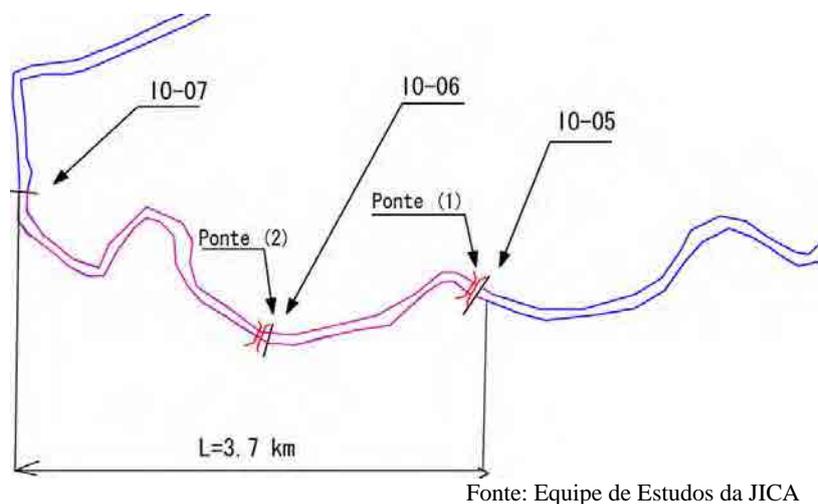


Fonte: Equipe de Estudos da JICA

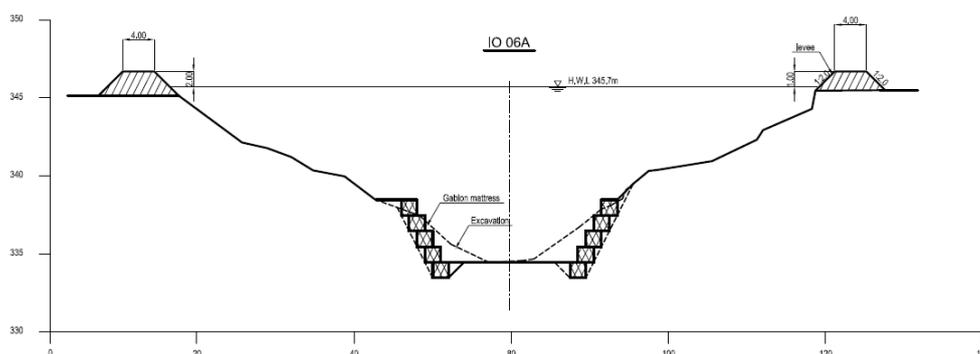
Figura 2.3.12 Seção transversal de melhoria fluvial na cidade do Rio do Sul (IT-83, enchente de 50 anos)

e Cidade de Taió

Na cidade de Taió, será planejado o alargamento da calha de rio para o plano de enchente de 25 anos e alargamento da calha de rio combinado com a construção de diques para o plano de enchentes de 50 anos. O trecho de 3,7 km dentro da zona urbana será realizado a obra de melhoria fluvial. Além disso, haverá necessidade de reconstrução de cinco pontes existentes em função das obras de melhoria fluvial.



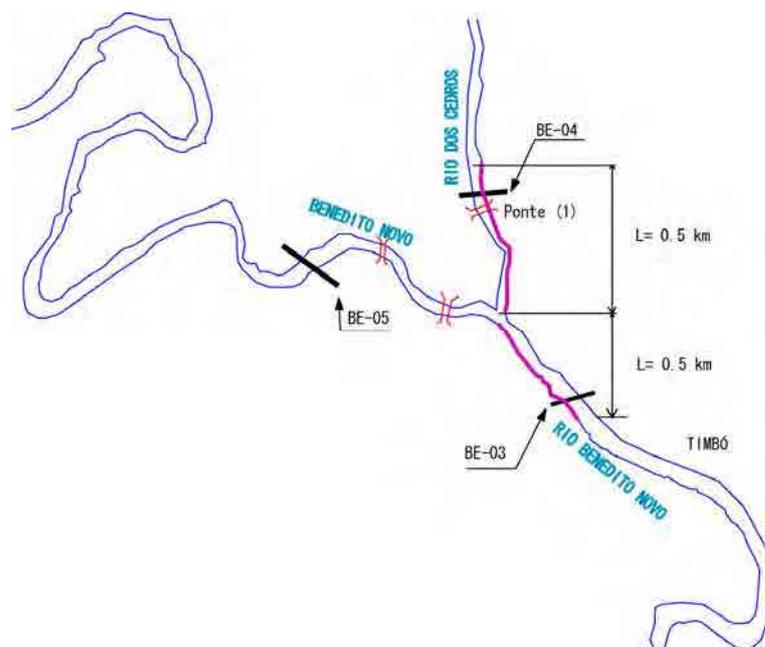
Fonte: Equipe de Estudos da JICA
Figura 2.3.13 Trecho das obras de melhoria fluvial na cidade de Taió



Fonte: Equipe de Estudos da JICA
Figura 2.3.14 Seção transversal de melhoria fluvial em Taió (IO-06a, enchente de 50 anos)

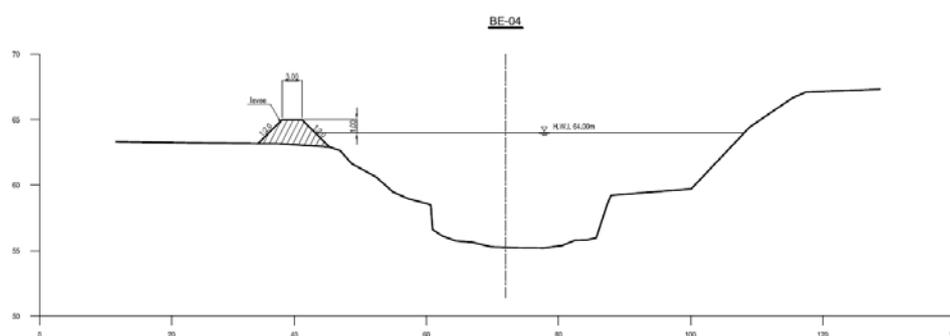
f Cidade de Timbó

Parte do terreno da cidade de Timbó tem altitude muito baixa e ocorrem inundações com enchentes de 50 anos, portanto, será planejada a construção de diques. O trecho em questão é 0,5 km do ponto de confluência do rio Benedito e rio dos Cedros e margem esquerda da montante do rio dos Cedros, além do trecho de 0,5km da margem direita do rio Benedito a jusante, totalizando 1,0km de trecho. Além disso, há uma ponte instalada nesse trecho que haverá necessidade de reconstrução na ocasião da execução das obras de melhoria fluvial.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.1.15 Trecho das obras de melhoria fluvial na cidade de Timbó

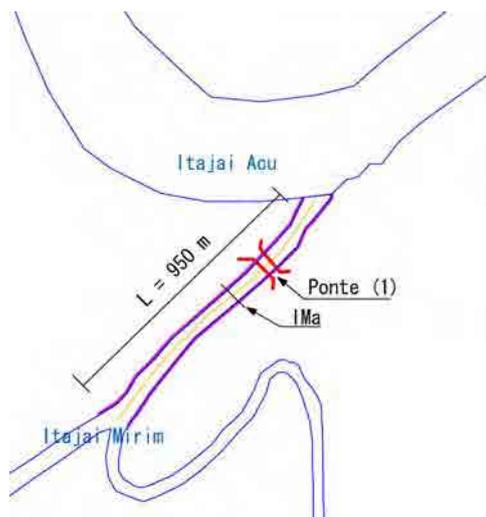


Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.16 Seção transversal da melhoria fluvial em Timbó (BE-04, enchente de 50 anos)

g Cidade de Itajaí, Rio Itajaí Mirim

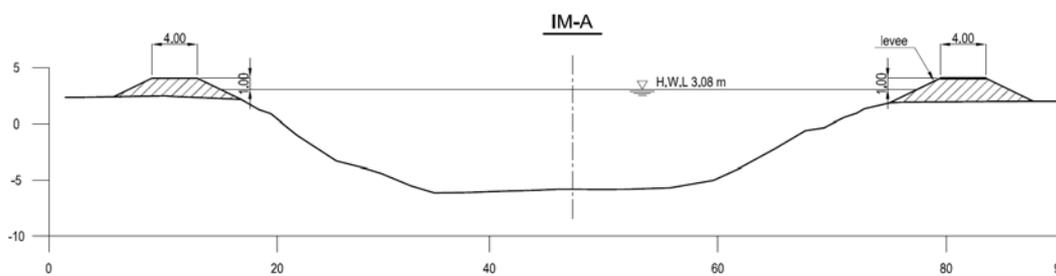
As obras de melhoramento fluvial compreenderá uma extensão de 950m, em ambas as margens do canal retificado do Rio Itajaí Mirim, começando pela confluência com o Rio Itajaí-açu até a confluência com o canal antigo do Rio Itajaí Mirim. Nesse trecho, como há casas ao longo do rio, haverá remoção da população por ocasião da execução das obras. Além disso, há uma ponte instalada nesse trecho que haverá necessidade de reconstrução na ocasião da execução das obras.



Vista da montante do Rio Itajaí Mirim (foto tirada da ponte)

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.17 Trecho da obra de melhoramento fluvial no canal retificado do Rio Itajaí Mirim



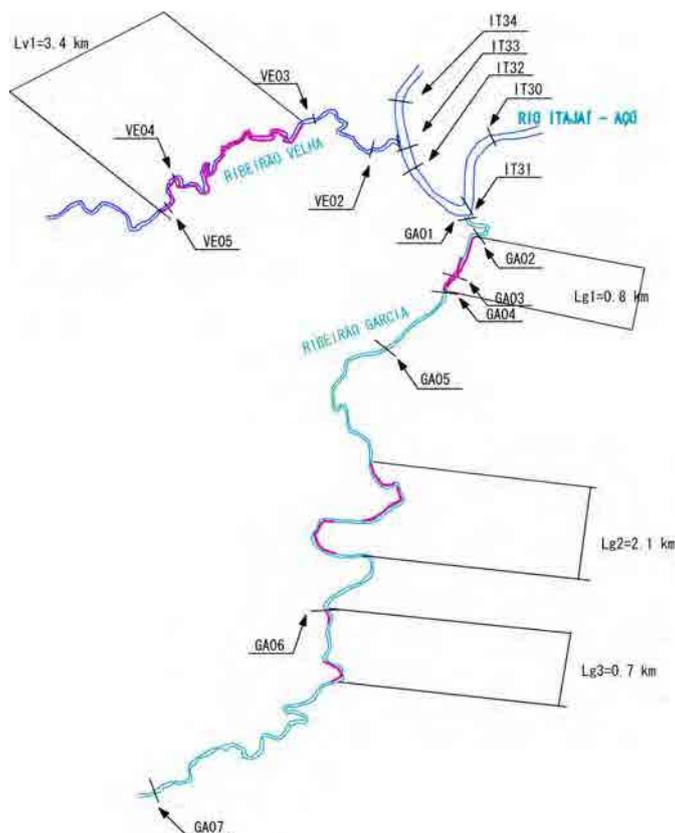
Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.18 Seção transversal de melhoramento fluvial no rio Itajaí Mirim (IM-A, enchente de 50 anos)

h Ribeirões urbanos de Blumenau

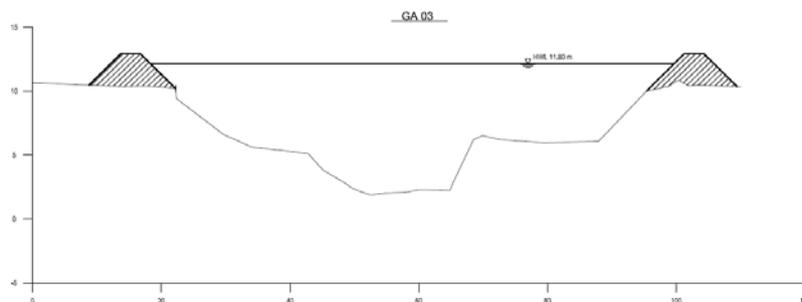
No ribeirão Garcia, trecho onde ocorre refluxo da água do Rio Itajaí-açu e trecho de terreno mais baixo será planejado a construção de diques para proteção. Conforme ilustrado na figura abaixo, os trechos correspondentes são 500 metros da margem direita e 750 metros da margem esquerda na proximidade da seção GA-03. No trecho a montante, onde há falta da capacidade de escoamento, será planejada a obra de escavação do canal para elevar a capacidade de escoamento. Esse trecho correspondente tem 2,8 km de extensão total, entre a seção GA-05 e GA-07.

No caso de ribeirão Velha, não ocorre refluxo do Rio Itajaí-açu e os terrenos são mais elevados, portanto, as medidas necessárias são somente alargamento da calha. O trecho correspondente é na seção entre GA-03 e GA-05 com extensão de 3,4 km.



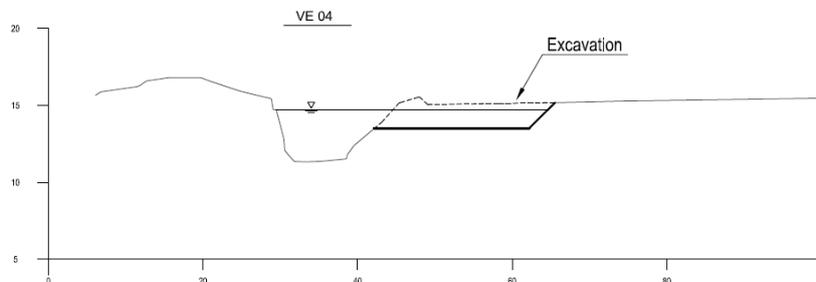
Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.19 Trecho das obras de melhoramento fluvial nos ribeirões em Blumenau (Ribeirão Garcia e ribeirão Velha)



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.20 Seção Transversal de melhoramento fluvial no ribeirão Garcia (GA-02, enchente de 25 anos)

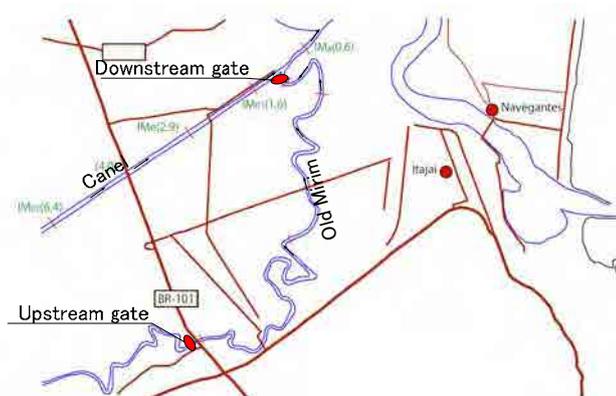


Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.21 Seção transversal de melhoramento fluvial no ribeirão Velha(VE-04, enchente de 25 anos)

(4) Comportas

A capacidade de escoamento do canal antigo do rio Itajaí Mirim é baixa, as altitudes das duas margens são baixas, portanto, está propensa a inundação durante enchentes. Conforme ilustração da figura abaixo será planejada a instalação de comportas em dois locais, uma na montante e outra na jusante do canal antigo do rio Itajaí Mirim para controlar a vazão afluente que vem da montante do rio Itajaí Mirim e o refluxo do rio Itajaí-açu. A elevação da crista das comportas da montante e da jusante foi determinada, considerando a altura da borda livre estabelecido através do cálculo do nível da água de enchente provável, efetuando o cálculo de escoamento não-uniforme a partir do ponto de confluência dos rios Itajaí Mirim e Itajaí-açu. Na figura-11.1.27 a ilustração das dimensões estruturais de cada grau de segurança para enchentes.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.22 Localização das comportas de jusante e de montante no canal antigo do Rio Itajaí Mirim

Tabela 2.3.21 – Nível de Água com Respectiva Vazão de Projeto

	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Vazão de projeto	390 m ³ /s	490 m ³ /s	610 m ³ /s	730 m ³ /s
Comporta à Jusante Nível de Água	EL. 2,20 m	EL. 2,45 m	EL. 2,77 m	EL. 3,08 m
Comporta à Montante Nível de Água	EL. 3,27 m	EL. 3,67 m	EL. 4,09 m	EL. 4,46 m

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

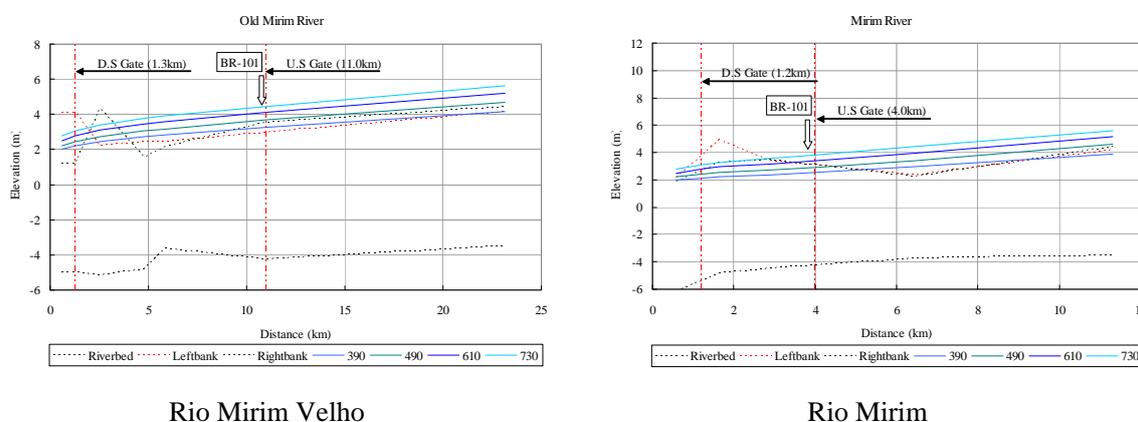


Figura 2.3.23 Perfil do Rio Mirim Velho (esquerda) e do Rio Mirim (direita)

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

2) Dimensão das Comportas por Escala de Probabilidade

As comportas do projeto devem ser fechadas quando há cheia e ser abertas após a cheia para drenar a vazão da própria bacia rapidamente. Além disso, uma vez que as comportas estão sob a influência constante do nível da maré, o projeto prevê a crista da comporta à EL-0,50 m (=nível mínimo da maré: -0,5 m) para diminuir o tamanho da comporta. Como o nível de água abaixo da crista da comporta se torna água parada, o dreno será instalado na parte inferior da comporta. Isto será feito para drenar imediatamente após a inundação para o seguinte nível de água. O mecanismo de operação das comportas prevê apenas abertura e fechamento, não sendo equipado com funções de ajuste de vazão. A Figura 2.1.39 mostra as dimensões da estrutura para o nível de segurança no controle de cheias.

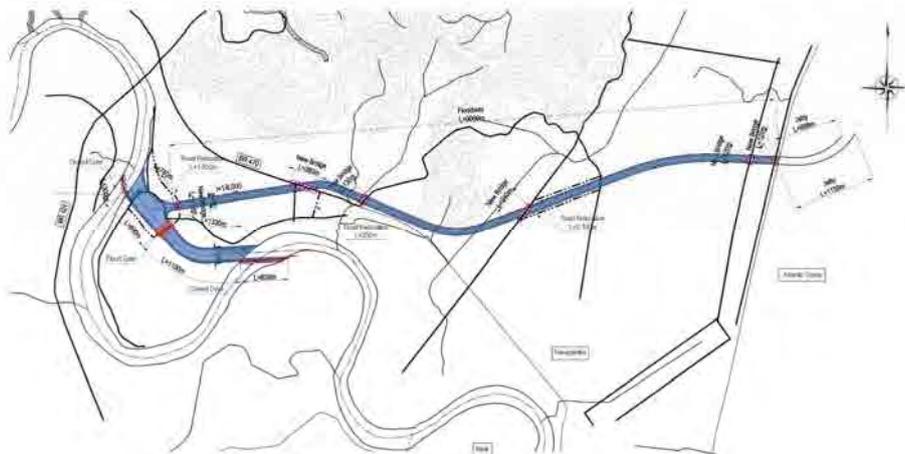
3) Estrutura das Comportas

Supõe-se que o solo da fundação seja extremamente macio devido à proximidade da foz do rio, sendo proposta fundação em estacas para a estrutura da fundação. Na próxima fase do estudo, será necessário levantar as condições geológicas e projetar o diâmetro e o comprimento das estacas. Nestas análises, foi realizado um estudo de campo, sendo definido o tipo de comporta padrão.

(5) Canal Extravasor

O canal extravasor é uma das medidas que será adotada na proposta do plano de enchente de 50 anos, a enchente da montante do rio Itajaí-açu será distribuída para o canal extravasor no ponto a jusante do cruzamento com a BR-101, atravessando a cidade de Navegantes e desembocando no Oceano Atlântico. Quanto ao alinhamento do canal extravasor, foi efetuado o estudo de campo e escolhido a rota possível de execução da obra, considerando as condições atuais do uso de solo e a necessidade de se reduzir ao máximo o reassentamento da população.

Conforme ilustrado na figura abaixo, a barragem de derivação e o canal extravasor serão planejados a construção no terreno seco, adotando o método da engenharia de retificação fluvial, interligando ao rio Itajaí-açu, após a conclusão da obra. Além disso, a interligação e a derivação com o rio Itajaí-açu será realizada de maneira mais suave possível. A jusante do canal será instalada a barragem de derivação com o propósito de controlar o escoamento da enchente para a cidade de Itajaí. Os detalhes sobre a análise dessas medidas são explanados no anexo.



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.3.24 Diagrama do plano de construção do canal extravasor

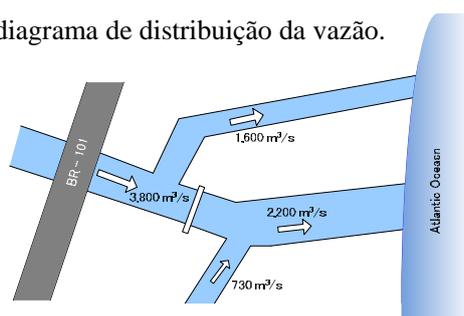
Na tabela abaixo a ilustração das especificações do canal extravasor e barragem de derivação.

Tabela 2.3.7 Relação das instalações do canal extravasor

Canal extravasor		B=50m, h=12m, L=9.000m, 1:n=1:2,0
Canal retificado	Montante	B=190m, h=12m, L=600m, 1:n=1:2,0
	Jusante	B=150m, h=12m, L=1.100m, 1:n=1:2,0
Barragem de derivação		Comporta=20m x 9m x 8 unidades, Ponte=190m
Ponte		6 pontos
Dique Fechado		L=300m, 630m
Molhe		L=2.100m (margens direita e esquerda)

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Na figura abaixo, a ilustração do diagrama de distribuição da vazão.



Source : JICA Survey Team

Figura 2.3.25 Distribuição das Vazões de Projeto do Canal Extravasor (cheia de 50 anos)

No local planejado para o dique de desvio, o nível de água é superior a 10,0 m. Portanto, a construção com um desvio em múltiplas fases é muito difícil, sendo o custo muito alto. Nestas circunstâncias, a construção do dique de desvio a seco é mais vantajosa, através da construção de um canal de atalho no curso principal. Além disso, este local é considerado em termos do controle seguro do volume de vazão à jusante, a cidade de Itajaí.

(6) Molhe

Está previsto um molhe na saída do canal extravasor para evitar o depósito de sedimentos causado pela movimentação costeira na saída e também para evitar a formação de bancos de areia. A extensão e a magnitude das mudanças na linha costeira, corrente da maré e difusão da água turva descarregada na costa de Navegantes devido à construção do canal extravasor e do molhe devem ser examinadas e avaliadas do ponto de vista socioambiental antes da implementação. Além disso, também deve ser realizado um estudo detalhado sobre o ângulo do molhe em relação à linha costeira e sobre o seu comprimento. O plano estrutural é apresentado nas Figuras 2.1.37 e 2.1.38.

(7) Nova Barragem de Controle de Cheias no Rio Itajaí Mirim

Com relação à escolha de um local para a nova barragem de controle de cheias, os mapas topográficos na escala 1:10.000 são absolutamente necessários. Entretanto, o mapeamento topográfico ainda está sendo preparado pela SDS, sendo que a seleção do local no Rio Itajaí Mirim foi realizada com base nos mapas topográficos disponíveis na escala 1:50.000. O local da barragem foi escolhido na área à montante da cidade de Brusque.

A nova barragem está prevista para ser do tipo concreto por gravidade. A altura da barragem será 34,2 m considerando a escavação das fundações em aproximadamente 2 m. A barragem é equipada com vertedouro sem comporta. O dissipador de energia será de 20 m levando em consideração a largura da corrente à jusante do canal do rio. O desenho estrutural é apresentado na Figura 2.1.39.

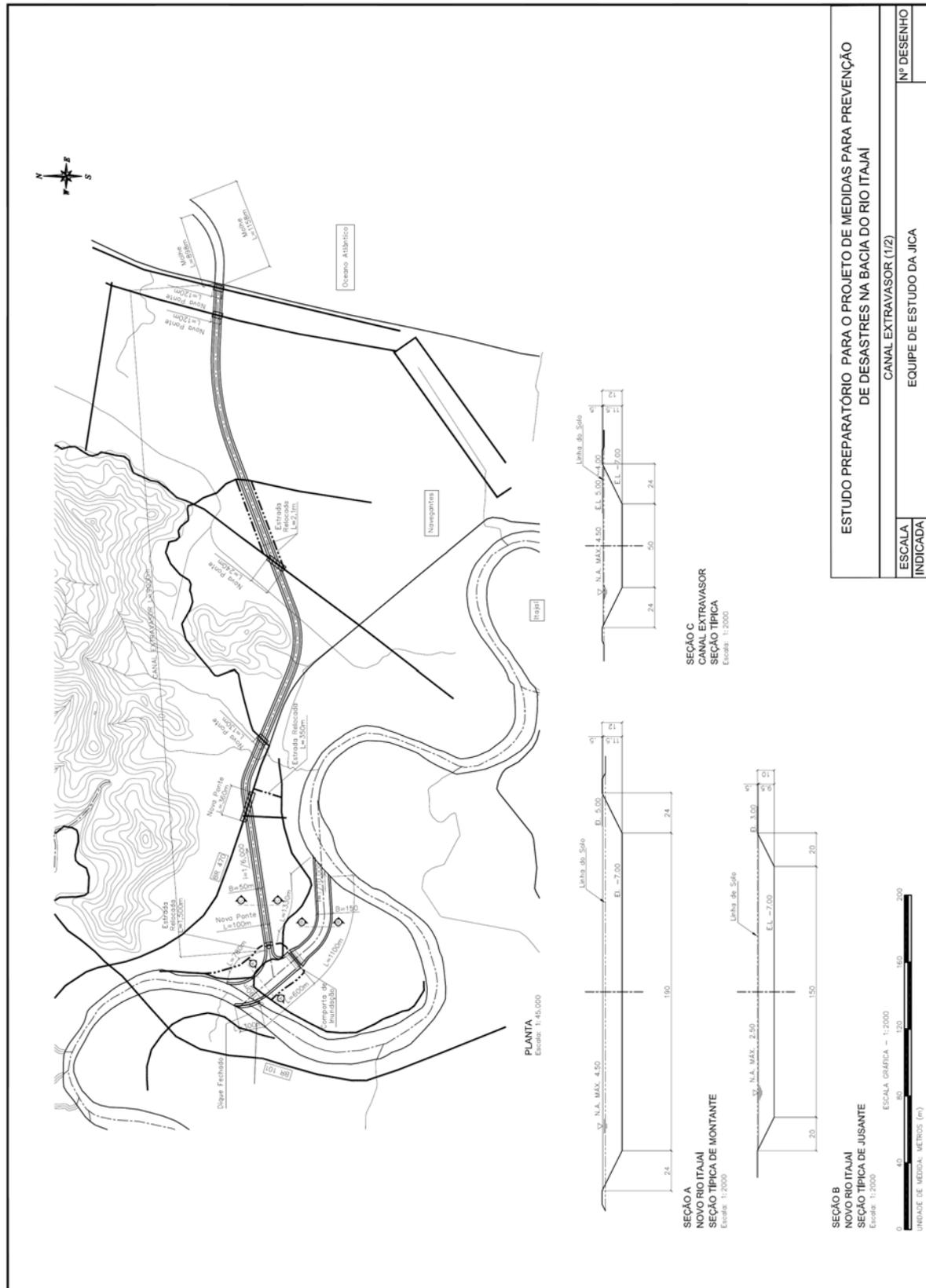
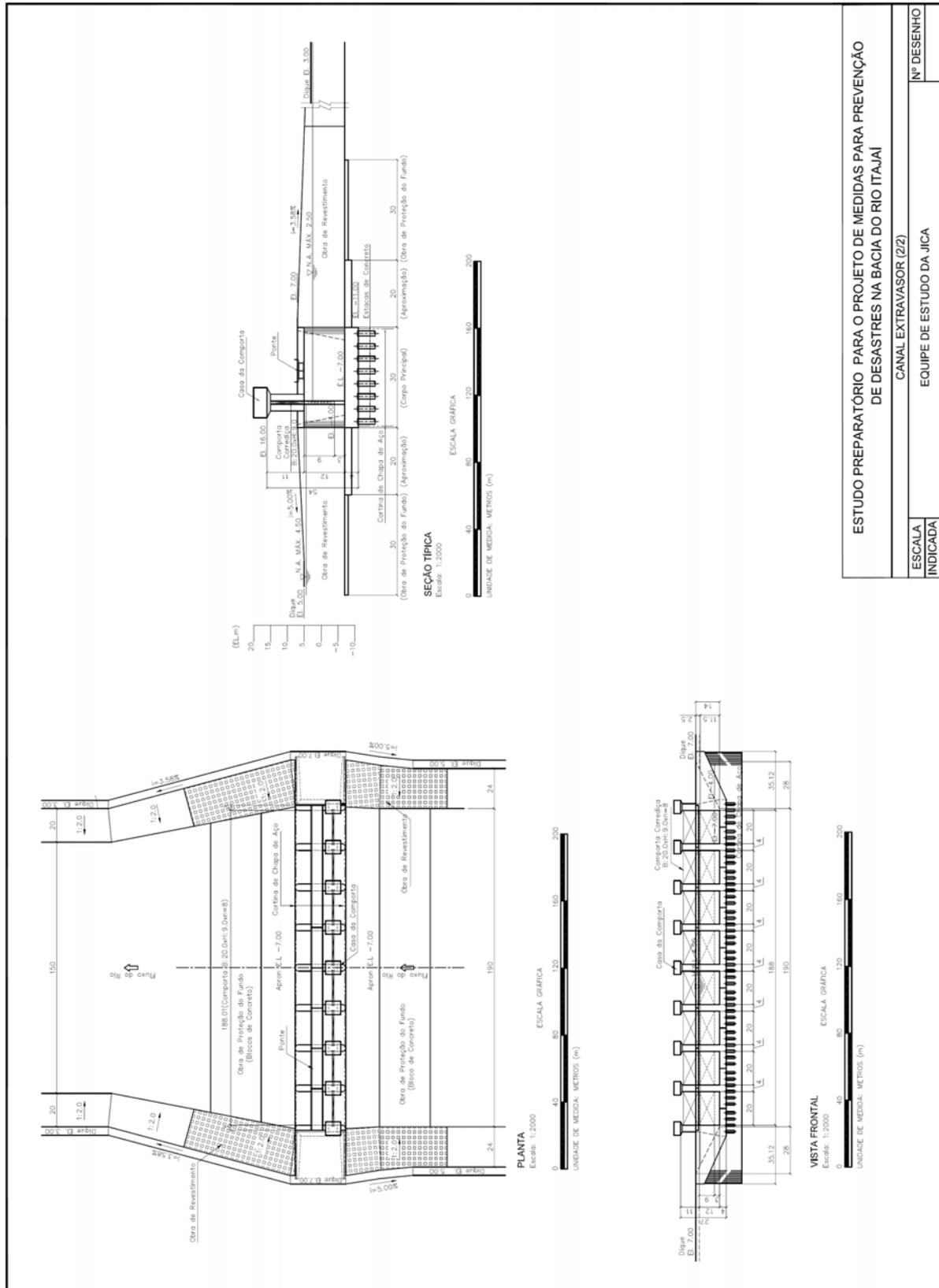


Figura 2.3.26 Desenho Estrutural do Canal Extravador



ESTUDO PREPARATÓRIO PARA O PROJETO DE MEDIDAS PARA PREVENÇÃO DE DESASTRES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ	
ESCALA INDICADA	CANAL EXTRAVASOR (2/2)
	EQUIPE DE ESTUDO DA JICA
	Nº DESENHO

Figura 2.3.27 Desenho Estrutural do Dique de Desvio

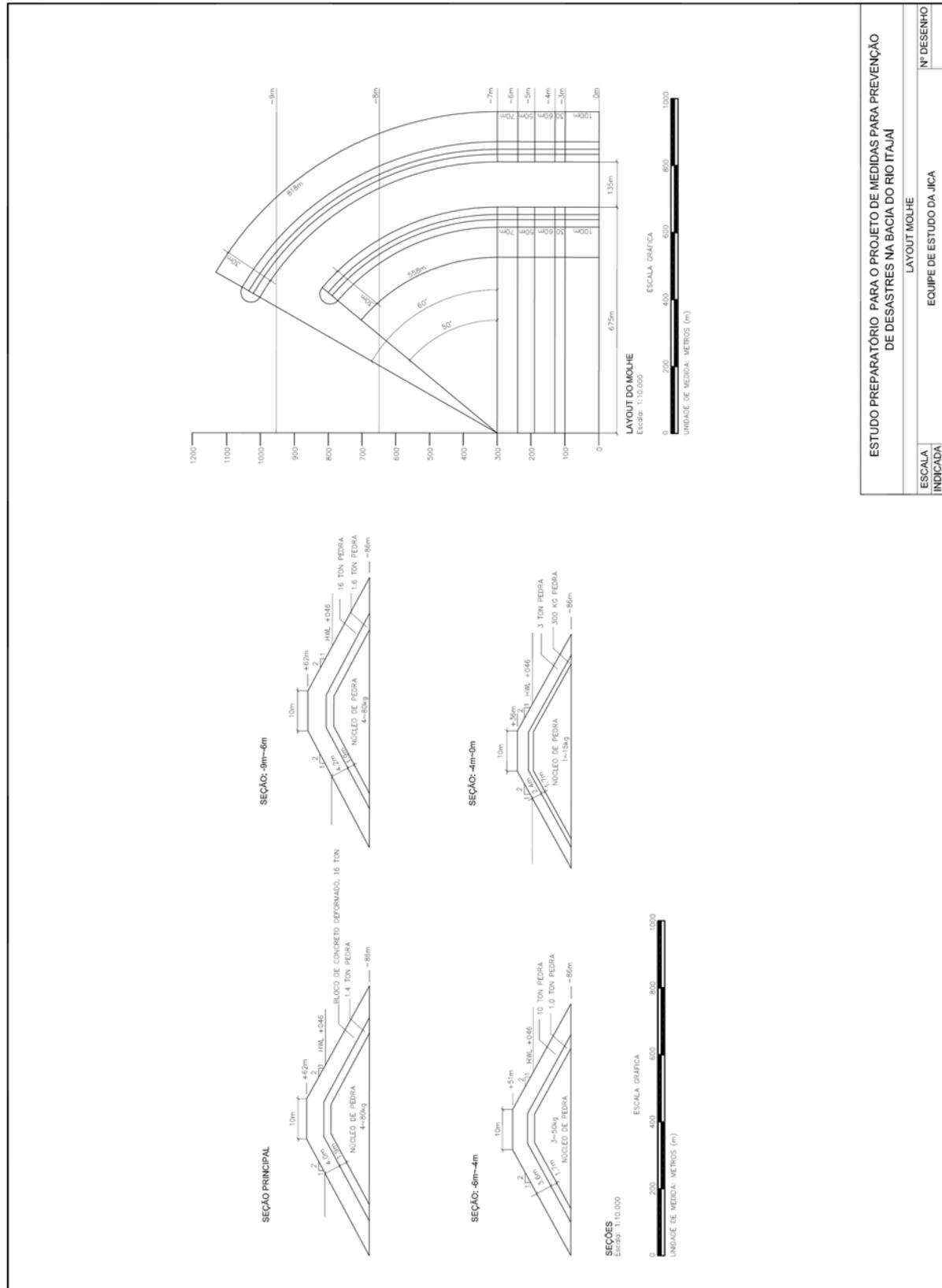


Figura 2.3.28 Layout Molhe

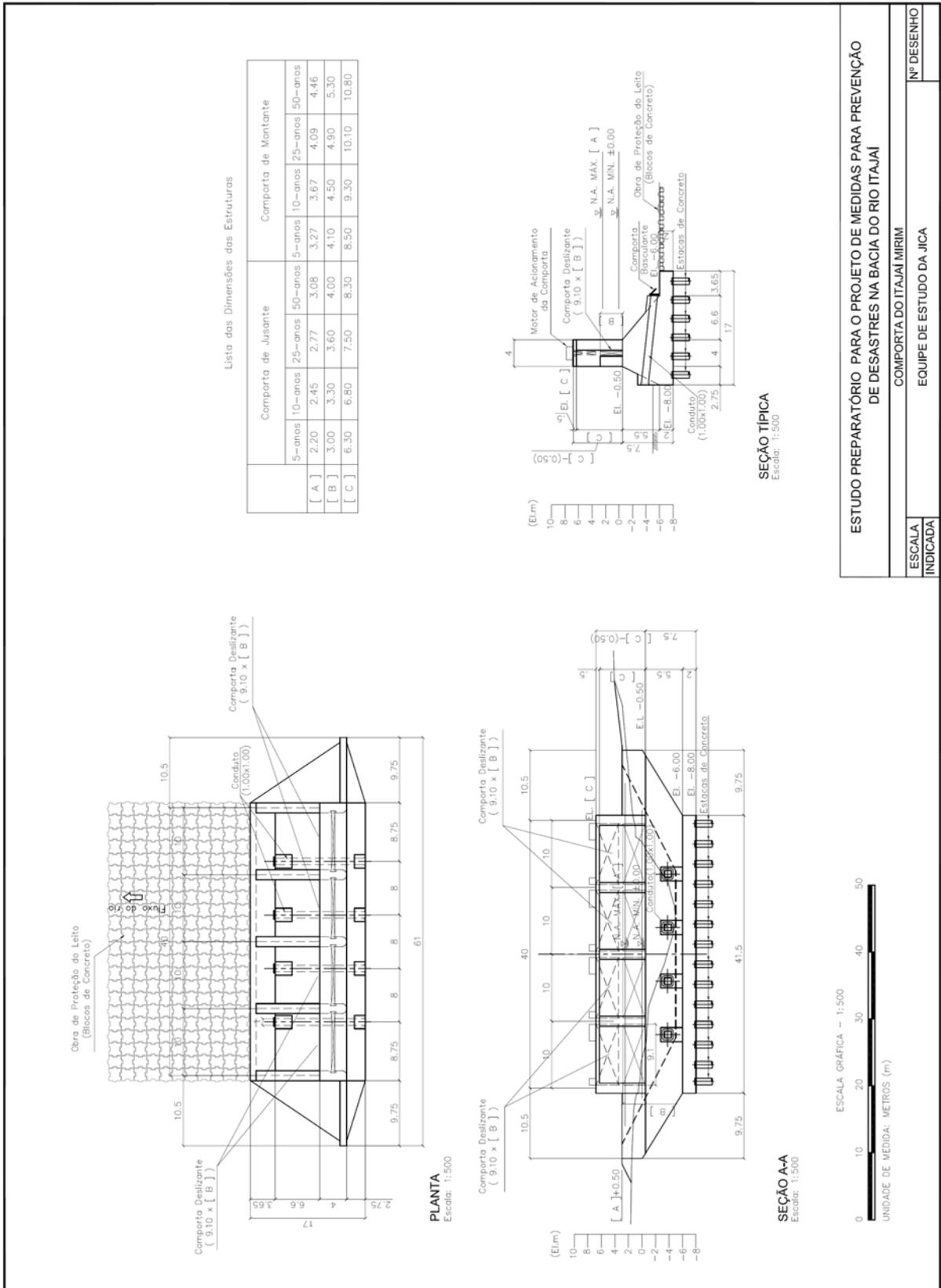


Figura 2.3.29 Desenho Estrutural da Barragem de Controle de Cheias no Rio Itajaí Mirim

(8) Barragem Pequena (Pequeno Reservatório para Armazenamento de Água)

Como o local para a construção da nova barragem de controle de cheias, os locais candidatos para as barragens pequenas foram selecionados com base nos mapas topográficos na escala 1:10.000. Os locais selecionados estão no rio Trombudo. O tamanho das barragens pequenas será de aproximadamente 3 milhões – 6 milhões m^3 / lagoa. O número de barragens pequenas necessárias para o controle de cheias é apresentado na tabela a seguir.

Tabela 2.3.2 Número Necessário de Barragens Pequenas para Controle das Cheias

	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Nº.	2	5	7	7

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

O nível de água necessário do reservatório deverá ter aproximadamente 5 a 10 m de profundidade. A barragem é projetada como do tipo de aterro homogêneo por causa da altura relativamente pequena. No Brasil, um muro de contenção de mais de 15 m de altura é categorizado como uma barragem. O desenho estrutural da barragem pequena é apresentado nas Figuras 2.3.30 e 2.3.31. A forma típica da barragem pequena é determinada com base nas condições topográficas reais através do levantamento de campo.

(9) Utilização das Pequenas Barragens para Agricultura

As barragens para agricultura são usadas para controle de cheias quando não estão sendo usadas para irrigação. Quando ocorre uma cheia, estas instalações são usadas para transportar a água bruta. Não é possível projetar o fundo de uma barragem pequena abaixo do leito do rio. Portanto, a profundidade é de aproximadamente 3,0 m ou menos. Uma barragem pequena deve ter uma capacidade de 30.000 m^3 (=100 m×100 m×3 m).

TOMADA LIVRE	TOMADA NO DIQUE
<ul style="list-style-type: none"> - A instalação de tomada é do tipo de transbordamento lateral e a seção de transbordamento é projetada para ser a mais alta possível para transportar a água bruta da cheia. - A contra-medida para evitar um nível de água alto é o projeto do vertedouro. - A tomada e o vertedouro são equipados com comportas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Instalação de tomada do tipo de afluxo. - A contra-medida para evitar um nível de água alto é o projeto do vertedouro. - A tomada e o vertedouro são equipados com comportas. - Equipado com eclusa de drenagem para drenar a água assim que a cheia passar. - A eclusa na lateral do rio é equipada com comporta tipo flap para não reverter o fluxo.

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

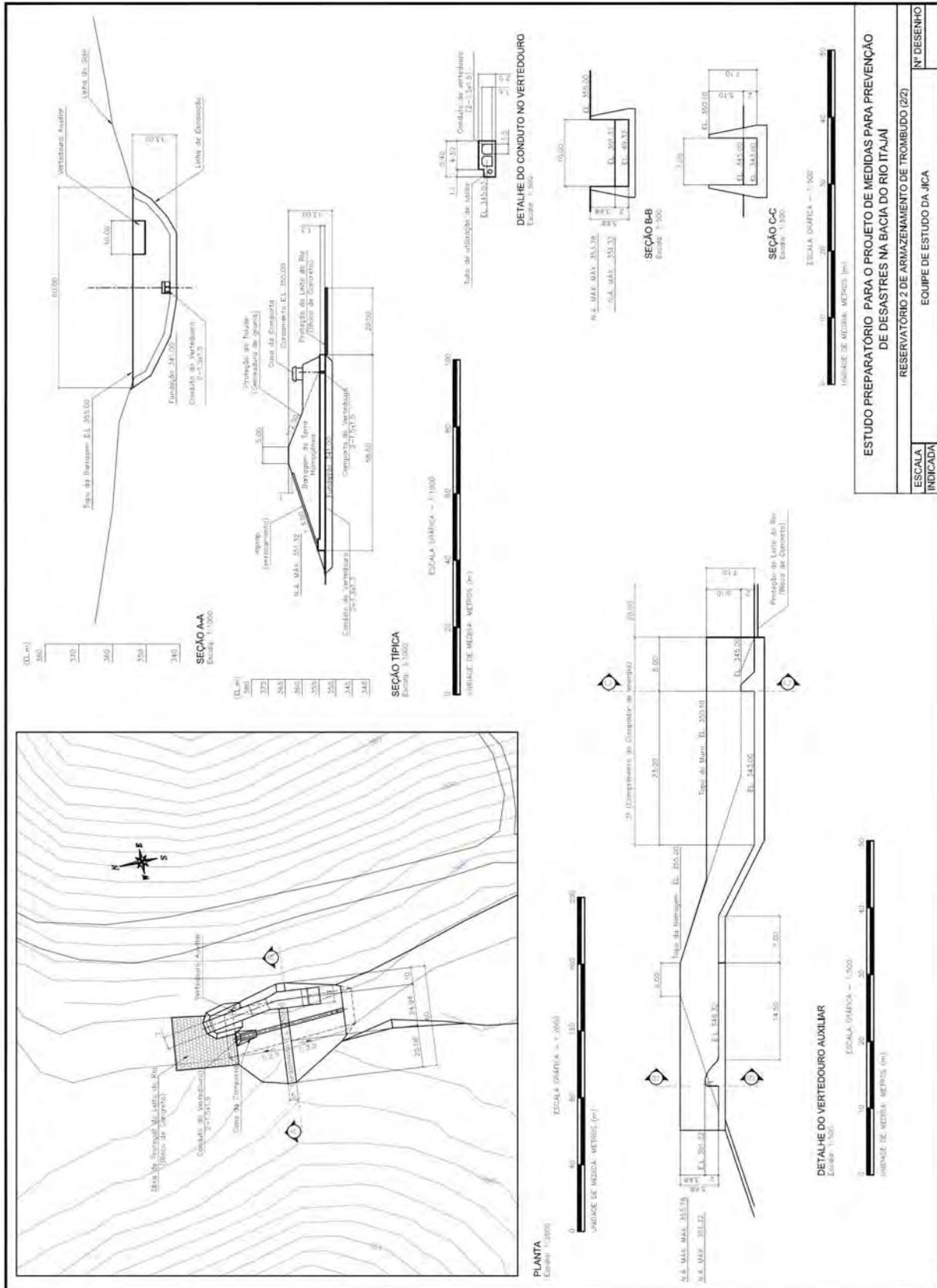


Figura 2.3.31 Desenho Estrutural da Barragem Pequena (Local-2 no rio Trombudo)

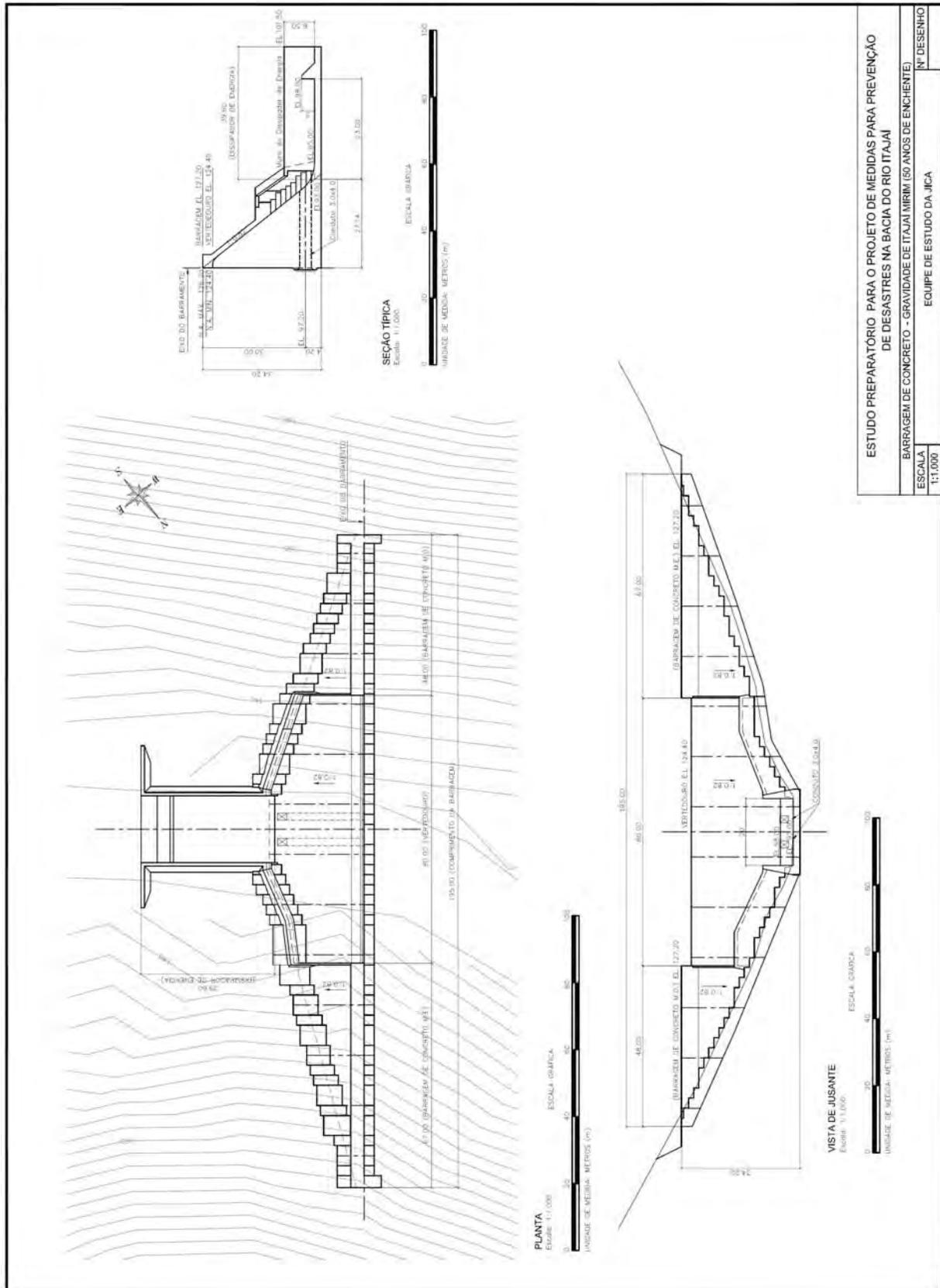


Figura 2.3.32 Utilização das Pequenas Barragens para Agricultura

CAPÍTULO 3 CUSTO DO PLANO DIRETOR

3.1 Custo Total

O custo total do plano diretor inclui os custos de (1) Medidas de Mitigação de Desastres causados por Cheias, (2) Medidas de Mitigação de Desastres causados por Deslizamentos de Terra, (3) Sistema de Previsão e Alerta de Cheias e (4) Sistema de Previsão e Alerta de Cheias Súbitas e de Desastres causados por Deslizamentos de Terra. Além disso, o custo das medidas contra deslizamentos de terra são mencionados e detalhados no Anexo B.

(1) Medidas de Mitigação contra Desastres causados por Cheias:

Classificação do total de itens de cada nível de segurança de controle de cheia em cada cidade, respectivamente.

(2) Medidas de Mitigação de Desastres causados por Deslizamento de Terra:

Classificação do total de itens das 67 áreas meta.

(3) Sistema de Previsão e Alerta de Cheias:

Classificação total dos itens de equipamentos para observação e comunicação, para cálculo automático do sistema de previsão e alerta de cheias e dos equipamentos para comunicação da previsão.

(4) Sistema de Previsão e Alerta de Cheias Súbitas e de Desastres causados por Deslizamentos de Terra:

Classificação total dos itens de equipamentos para observação e comunicação e para cálculo automático do sistema de previsão e alerta de cheias.

O Custo total do Plano Diretor é indicado na Tabela seguinte;

Tabella 3.1. 1 Custo do Plano Diretor

(R\$×10³)

Nível de segurança para o controle de enchentes	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Medidas de mitigação dos desastres de enchentes	202.000	541.000	1.025.000	1.996.000
Medidas de desastres de escorregamentos			54.000	
Sistema de alerta e alarme de enchentes			4.000	
Sistema de alerta e alarme de escorregamentos e enchentes bruscas			4.000	
Total	264.000	603.000	1.087.000	2.058.000

Fonte: Equipe de estudos da JICA

Os custos dos empreendimentos foram orçados com base nos preços de 10/2010, conforme paridade cambial;

$$\text{R\$ } 1.0 = \text{JPY } 47.87 = \text{USD } 0.58.$$

Os custos unitários da cada obra foram estimados com base nos custos unitários do DEINFRA.

3.2 Estrutura do custo

(1) Custo

Os custos estão compostos conforme abaixo.

- i. Obra
- ii. Desapropriação
- iii. Despesas administrativas
- iv. Consultoria
- v. Contingência física/Reajuste de preço

(2) Custo de obra

O custo de obra foi calculado baseado nas seguintes condições;

- i. Custo de Obra = Quantidade de cada obra x preço unitário
- ii. Custos de obras temporárias = 30% dos custos de obras principais

(3) Desapropriação

A desapropriação foi calculada com base na informação do CREA, dividindo em zona urbana e zona rural. A área florestal nas margens do rio foi excluída do âmbito da desapropriação, considerando que este terreno é do poder público. Além disso, a indenização foi calculada pressupondo que cada terreno residencial tem 100m² de dimensão.

Tabella 3.2.2 Detalhe do custo de desapropriação de terreno

		Unidade	Custo unitário (R\$)
Custo de desapropriação de terreno	Zona rural	m ²	0.5~3.0=1.75
	Nona urbana	m ²	950.00
Custo de indenização para remoção		Cada caso	100m ² ×1,100R\$/m ² =111.000.00 1.100 R\$ / m ² (1,036~1.127.04 R\$ / m ²)

Fonte: Informação do CREA

(4) Outros custos

A despesa administrativa foi estimada como sendo 3% dos custos totais de obra e de desapropriação de terreno e o custo de consultoria como sendo 10% do custo de construção. A Contingência física foi estipulada como sendo 10% do total de somatória dos custos de construção, desapropriação, despesas administrativas e consultoria. O Reajuste de preço foi estipulado o reajuste de preço de 5% sobre o montante da Contingência física.

3.3 Medidas de mitigação dos desastres de enchentes

3.3.1 Quantidade de obras

As quantidades das principais obras, levantadas para efeito do plano diretor, são conforme abaixo.

Tabela 3.3.1 Lista de Quantidade de Obras para cada nível de segurança

Nível de Segurança de Controle de Enchentes	Tipo de Obra	Unid.	5-anos	10-anos	25-anos	50-anos
Medidas no Rio						
Aumento das Barragens						
Oeste	Reforma	Unid.	-	-	1	1
Sul	Reforma	Unid.	-	-	1	1
Melhoria do Rio						
Taio	Dique	m	-	-	3.682	3.682
Rio do Sul	Dique	m	-	-	10.269	9.081
Timbó	Dique	m	-	-	1.000	1.000
Blumenau	Dique	m	-	-	-	8.667
Blumenau (afluentes)	Dique	m	7.300	7.300	7.300	7.300
Itajaí	Dique	m	-	12.828	12.828	-
Itajaí Mirim	Dique	m	950	950	950	950
Comporta de Inundação (Itajaí Mirim)						
	Comporta	Unid.	2	2	2	2
	Ponte	Unid.	-	-	-	1
Canal extravassor (Com Comporta)	Escavação	m	-	-	-	10.905
Dique em Anel (Ilhota)	Dique	m	-	-	8.000	8.000
Nova Barragem de Controle de Inundação	Represa	Unid.	-	-	1	1
Medidas na Bacia Hidrográfica						

Armazenamento de água em arrozais		ha	22.000	22.000	22.000	22.000
Controle de Pequenas Inundações em Lagoas		Unid.	2	5	7	7

Fonte: Equipe de estudos da JICA

As áreas referentes à desapropriação são os seguintes;

Tabela 3.3.2 Lista de desapropriação de terreno por grau de segurança

(Unid:m²)

Área	5-anos	10-anos	25-anos	50-anos
Área Urbana	20.619	194.581	302.647	574.086
Área Rural	3.056.000	7.693.710	10.861.750	13.645.719
Total	3.076.619	7.888.291	11.164.397	14.219.805

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3.3.2 Custo unitário

Os custos unitários aplicados foram de base em 10/2010.

3.3.3 Custo de Obras

Os custos estimados dos empreendimentos para cada tempo de retorno estão ilustrados nas tabelas abaixo. As medidas de mitigação dos desastres de enchentes são subdivididas em três partes: medidas no rio e medidas na bacia e medida não estrutural. Sendo que a medida não estrutural é somente a melhoria do método de operação das barragens durante as enchentes. Portanto não foram considerados deste âmbito.

Tabela 3.3.3 Custo de empreendimentos para cada tempo de retorno (por tipo de obra)

Nível de Segurança de Controle de Enchentes	5-anos	10-anos	25-anos	50-anos
Medidas no Rio	109.000	357.000	781.000	1.752.000
Aumento das Barragens				
Oeste	-	-	27.000	27.000
Sul	-	-	-	6.000
Melhoria do Rio				
Taio	-	-	56.000	114.000
Rio do Sul	-	-	190.000	268.000
Timbó	-	-	21.000	21.000
Blumenau	-	-	-	267.000
Blumenau (afluentes)	35.000	98.000	144.000	196.000
Itajaí	-	181.000	197.000	-
Itajaí Mirim	36.000	38.000	46.000	50.000
Comporta de Inundação (Itajaí Mirim)	38.000	40.000	42.000	44.000
Canal extravasor (Com Comporta)	-	-	-	593.000
Dique em Anel (Ilhota)	-	-	58.000	70.000
Nova Barragem de Controle de Inundação	-	-	-	95.0001
Medidas na Bacia Hidrográfica	93.000	184.000	244.000	244.000
Armazenamento de água em arrozais	33.000	33.000	33.000	33.000
Controle de Pequenas Inundações em Lagoas	60.000	151.000	211.000	211.000
TOTAL	202.000	541.000	1.025.000	1.996.000

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3.4 Medidas de mitigação dos desastres de escorregamentos

3.4.1 Custo unitário de obras e Custo dos empreendimentos

Na tabela 3.4.1 abaixo se demonstra os custos de obras de construção e custo de empreendimentos (incluem de consultoria, administrativas, Contingência física e Reajuste de preços).

Tabela 3.4.1 Custo de medidas estruturais de desastres de escorregamentos

Classificação por nível de risco	Qtde de lugares	Custo da obra R\$(x10 ³)	Despesa de Consultoria (10% custo da obra) R\$(x10 ³)	Despesa Administrativa (3% do custo de obras) R\$(x10 ³)	Contingência física (10% do custo da obra)	Reajuste de preços (4% do custo de obras) R\$(x10 ³)	Custo de empreendimento R\$(x10 ³)
Nível de risco alto Valor da perda anual potencial (maior do que R\$ 500 mil)	13	14.514	1.451	435	1.451	73	18.650
Nível de risco médio Valor da anual potencial (entre R\$50 e 500 mil)	54	27.528	2.753	826	2.753	138	35.374
Total	67	42.042	4.204	1.261	4.204	210	54.024

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3.5 Sistema de alerta/alarme de enchentes

3.5.1 Equipamentos

Os equipamentos de monitoramento e de comunicação necessários para a alerta e alarme de enchentes se compõem da seguinte:

- Pluviômetro de medição automática (pluviômetro de inversão do tipo Masu).
- Medidor de nível de água automático (sistema de radar).
- Data Logger (registros de medição).
- Painel solar e bateria (Garantia da fonte de energia).
- Conversor para enviar os dados de medição (sistema GPRS de telefone celular).
- Sistema de recepção (servidor) e base de dados da Estação Central (CEOPS).
- Rede de comunicação (Internet) que liga as estações de monitoramento (Cidade de Rio do Sul e Cidade de Itajaí).
- Rede de comunicação (Internet) que liga a Central de Monitoramento (Cidade de Florianópolis).
- Sistema de informações sobre enchente em tempo real através de Internet.

3.5.2 Custo

O Custo para a instalação do sistema de alerta e prevenção contra inundação será de seguinte:

Tabela 3.5.1 Custos do projeto do sistema de alerta e alarme de enchentes

Itens	Despesas (R\$)
1 Equipamentos de observação do FFWS	2.350.000,00
2 Preparação do Livro de Controle dos rios	938.000,00
3 Treinamentos	296.000,00
4 Despesas com consultor	416.000,00
Total	4.000.000,00

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3.6 Sistema de alerta e alarme dos desastres de escorregamentos e enchentes rápidas

Na tabela 3.6.1 demonstra-se os custos estimados dos pluviômetros equipamentos de transmissão GPRS e de instalação.

Tabela 3.6.1 Custos de pluviômetros, transmissão GPRS e de instalação

Discriminação	Quant.	Unid.	Valor Unitário (R\$)	Custo (R\$)
Estação Pluviométrica	53	Unid.		
Equipamentos	53	Unid.	19.800	1.049.400
Servidores de Dados e Licenças de Banco de Dados	3	Unid.	100.60	100.600

Subtotal				1.150.000
Rádio base / repetidora de dados VHF				
Equipamentos	10	Unid.	110.000	1.100.000
Servidores para link com internet e Sistema de Internet via satélite	3	Unid.	16.667	50.000
Subtotal				1.150.000
Sistema de alerta e alarme de escorregamentos e enchentes bruscas, transmissão e armazenamento desses dados.	1	Unid.	1.700.000	1.700
TOTAL				4.000.000

Fonte: Equipe de estudos da JICA

Despesa anual de manutenção do sistema de processamento de dados foi estabelecida como sendo 5% da despesa de desenvolvimento do sistema.

CAPÍTULO 4 COMPORTAS NO RIO MIRIM

4.1 Introdução

(1) Geral

Foi proposta a instalação de duas (2) comportas no rio Mirim Velho como mostrado na Figura 4.1.1 a seguir. As comportas localizadas à jusante e à montante são chamadas, neste relatório, de “comporta à jusante” e “comporta à montante”, respectivamente.

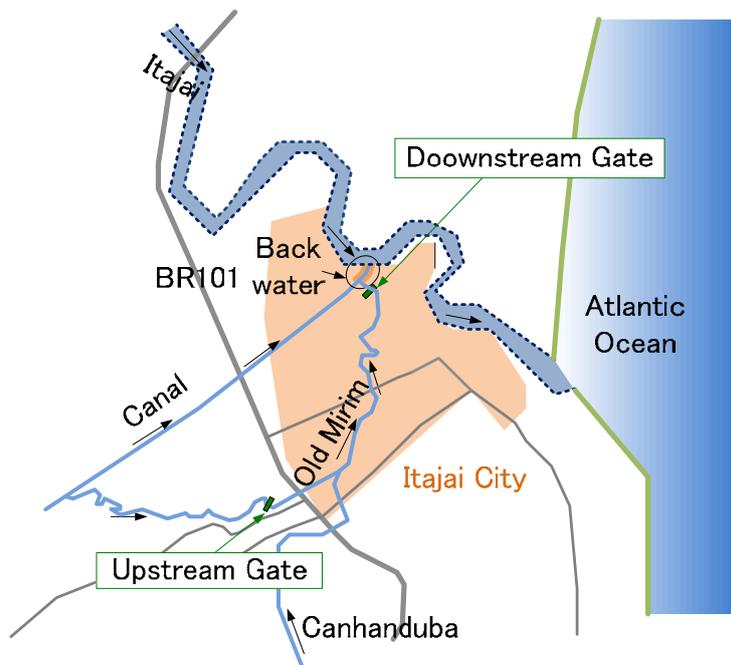
Ambas as comportas são projetadas para atuar como instalação de controle de cheia de 10 anos neste estudo. Entretanto, a parte da estrutura civil da comporta à montante (a parte principal da comporta, exceto a própria comporta) foi projetada como uma instalação de controle de cheia de 50 anos devido à seguinte razão.

Neste estudo, a meta é o controle de cheia de 10 anos. Em geral, é difícil aumentar a capacidade da estrutura civil – controle de cheia de 50 anos, neste caso. Por outro lado, não é difícil trocar a comporta. Portanto, neste estudo, a estrutura civil foi projetada para controle de cheia de 50 anos, enquanto que a comporta foi projetada para uma cheia de 10 anos.

Quanto à comporta à jusante, o nível de água da cheia de 50 anos é inferior que o da cheia de 10 anos porque o canal extravasor estará disponível no Rio Itajaí quando o plano de controle da cheia de 50 anos for implementado. Portanto, a capacidade da comporta para controlar a cheia de 10 anos poderá suprir a capacidade da instalação de controle da cheia de 50 anos.

(2) Objetivos

Comporta à Jusante:	Instalação inteira	Instalação de controle da cheia de 10 anos
Comporta à Montante:	Estrutura Civil	Instalação de controle da cheia de 50 anos
	Comporta	Instalação de controle da cheia de 10 anos



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

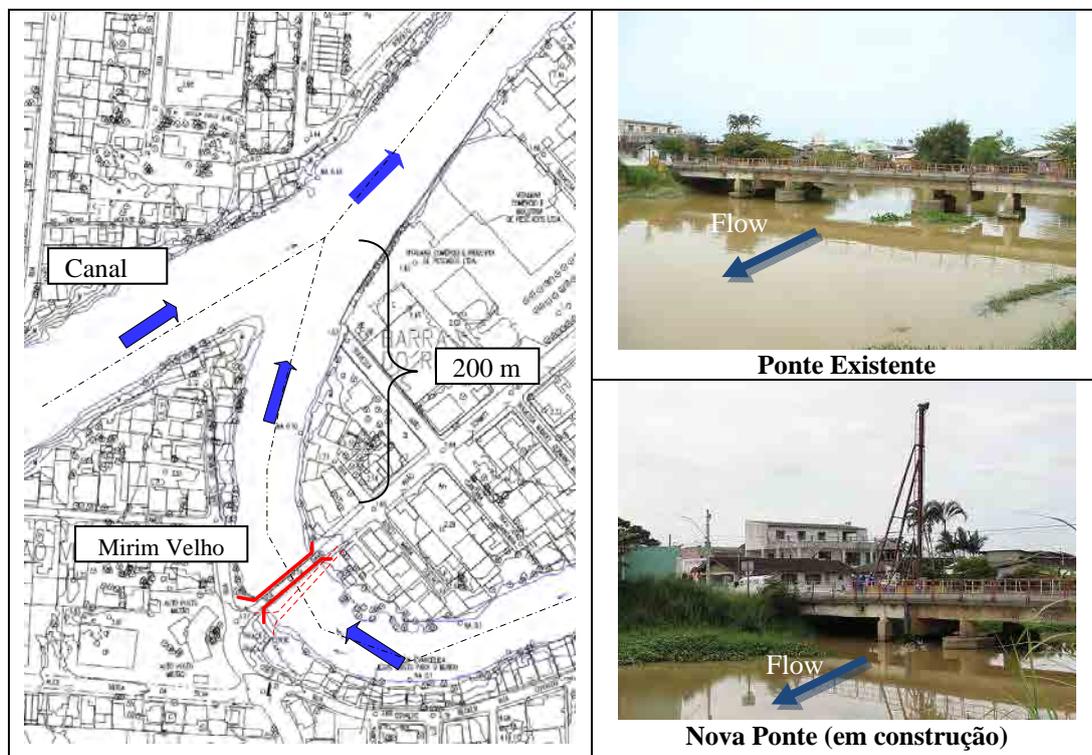
Figura 4.1.1 Mapa de Localização

4.2 Observação de Campo

4.2.1 Propriedades do local

(1) Comporta a jusante

A comporta a ser instalada está localizada em um ponto 200 m à montante de onde o Canal e o Velho Mirim se encontram. O ponto planejado no Plano Diretor estava localizado à jusante da comporta existente. No entanto, há uma nova ponte em construção desde abril de 2011.

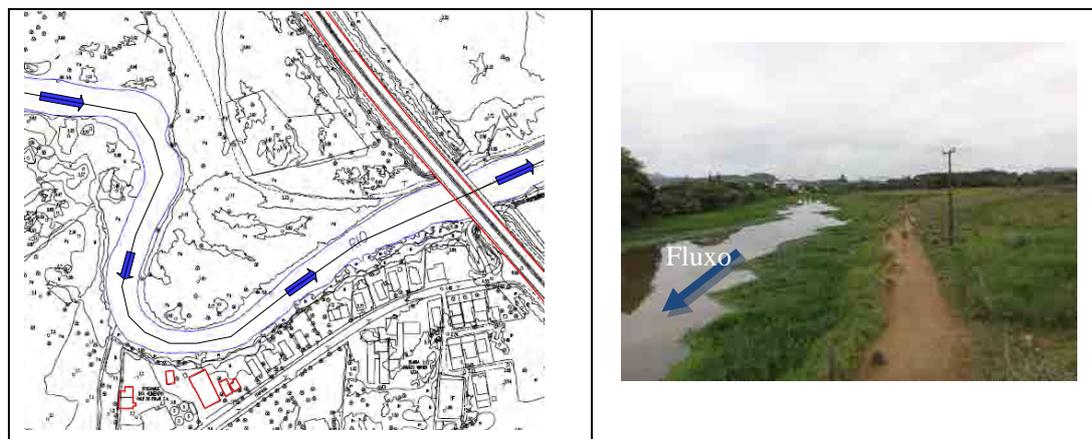


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.2.1 Local da Comporta à Jusante Planejada

(2) Comporta à Montante

A comporta a ser instalada está localizada em um ponto 250 m à montante de onde a BR101 cruza o Velho Mirim. Existem poucas residências no entorno.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.2.2 Local da Comporta à Montante Planejada

4.2.2 Condições Geológicas

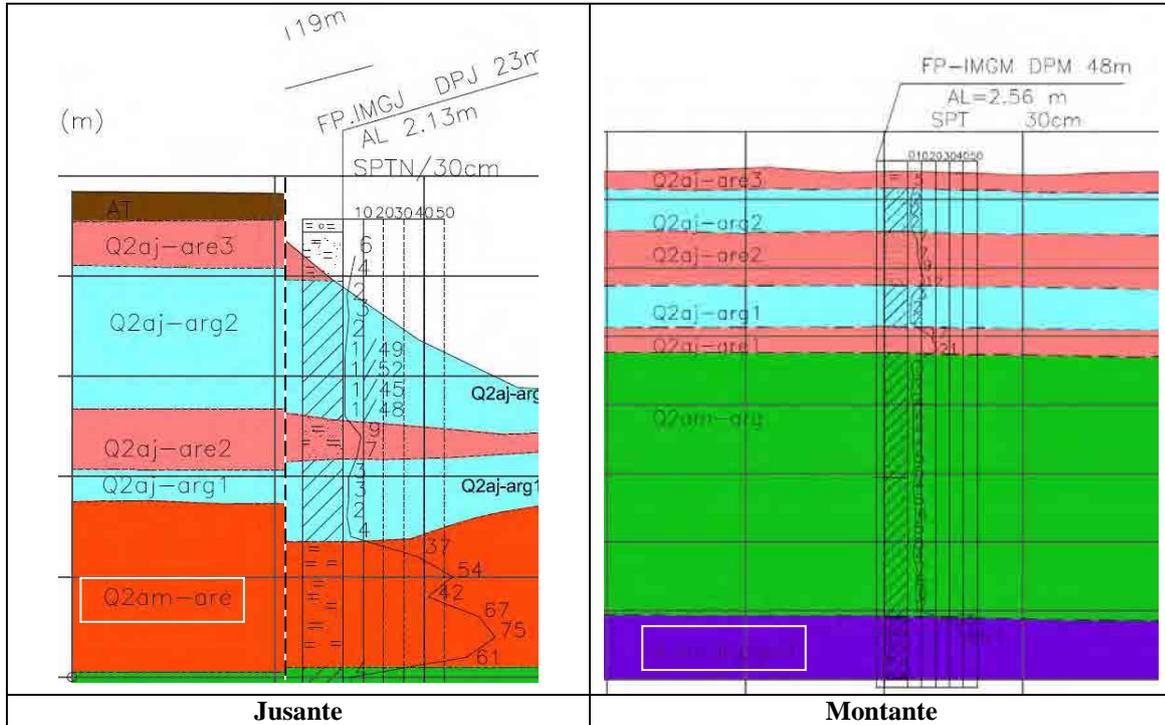
As condições geológicas de ambos os locais são precárias e as fundações das estruturas devem ser do tipo

fundação em estacas, como mencionado posteriormente neste relatório. As camadas de sustentação das comportas à jusante e à montante estão nas cotas EL. -12,0 m e EL. -30,0, respectivamente. Quanto às propriedades geológicas, os detalhes são mostrados no relatório de Apoio C.

Tabela 4.2.1 Propriedades Geológicas

Local	Camada	Tipo	Obs.
Jusante	Qam-are2		N=37, EL= -12 m~
Montante	Q1a-are/ped		N=43, EL= -30 m~

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



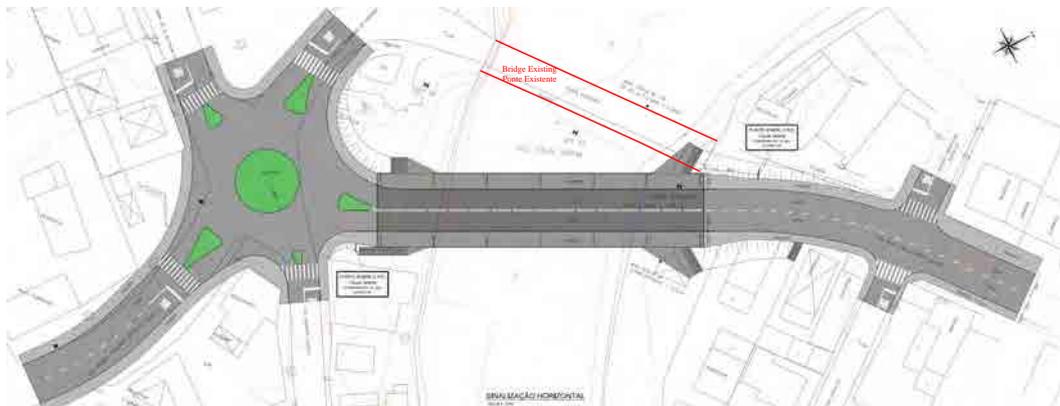
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.2.3 Resultado do Levantamento Geológico

4.2.3 Meio ambiente e estruturas vizinhas

(1) Ponte

Está sendo construída uma ponte pela prefeitura municipal de Itajaí. Não há informação sobre o cronograma da construção, mas quando a comporta proposta for construída, a ponte já deve ter sido concluída. A ponte tem uma viga mestra simples com sistema de pré-tensionamento.



Fonte: Prefeitura Municipal de Itajaí

Figura 4.2.4 Ponte em Construção

(2) Comporta

No Canal, existe uma (1) comporta do tipo catraca para a maré. Ela consiste de oito (8) portas e o sistema de abertura e fechamento é no sistema de rack.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Comporta Existente no Canal

4.2.4 Condições da Construção

(1) Comporta à Jusante

Grandes veículos podem passar sobre a ponte existente. Portanto, não haverá dificuldade para os veículos acessarem o local da construção.

A construção deve evitar qualquer impacto na nova ponte. Devido à existência de moradores próximos ao local planejado, é necessário considerar os problemas de vibração e ruído.

(2) Comporta à Montante

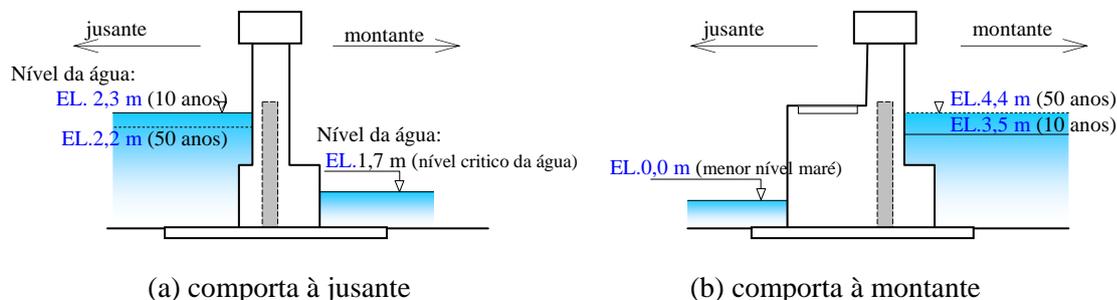
O acesso ao local da obra é feito pela BR101, portanto não será difícil para os veículos transportarem material para o local. Não existem residências próximas ao local da obra e ao local para a instalação de desvio temporária. Portanto, não é necessário se preocupar com os vizinhos, por enquanto.

4.3 Condições Básicas

4.3.1 Condições Dadas

(1) Condições Hidráulicas

Como mencionado no relatório de Apoio B, as condições hidráulicas são resumidas na Figura 4.3.1 abaixo. Na comporta à jusante, o nível de água à jusante (lado do Canal) aumenta 2,3 m na cheia de 10 anos e 2,2 m, na cheia de 50 anos. Por outro lado, na comporta à montante, o nível de água aumenta 3,5 m na cheia de 10 anos e 4,4 m, na cheia de 50 anos.



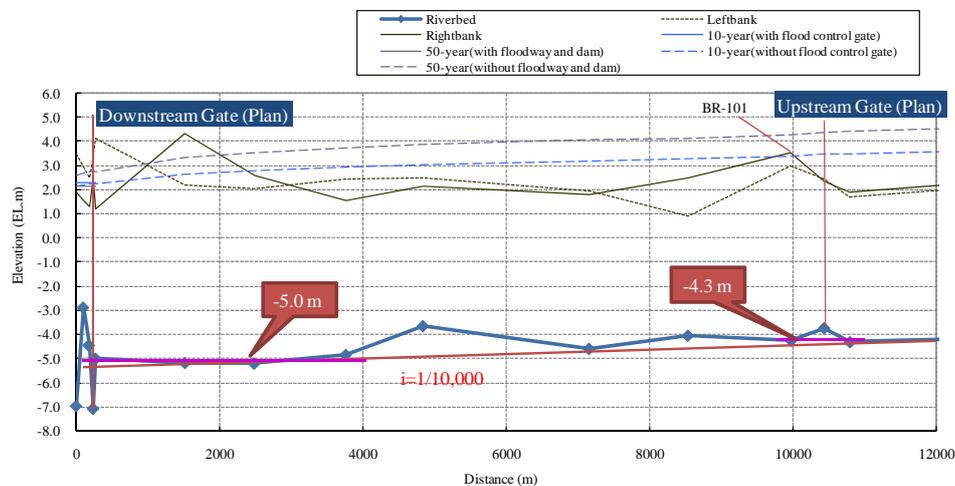
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.3.1 Níveis de Água de Projeto das Comportas

(2) Condições Fluviais

1) Declividade do Leito do Rio

As condições atuais do leito do rio são descritas na Figura 4.3.2 abaixo. As áreas à jusante e à montante são quase planas, respectivamente -4,3 m (jusante) e -5,0 m (montante).

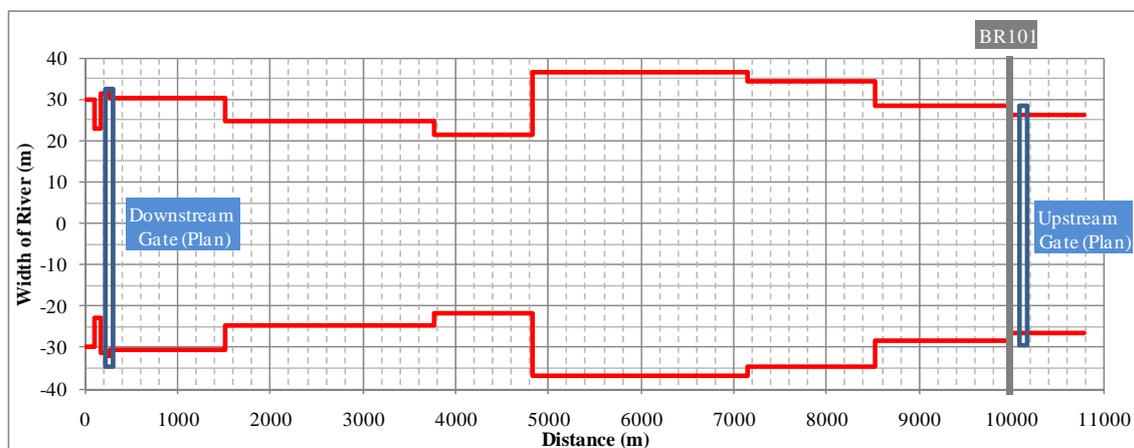


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.3.2 Perfil da declividade do leito do rio

2) Largura do Rio

As condições atuais da largura do Rio Mirim Velho são descritas na Figura 4.3.3 abaixo. A largura do rio à jusante e à montante é 60,0 m (jusante) e 55,0 m (montante), respectivamente.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.3.3 Perfil da largura do rio

4.3.2 Posicionamento do eixo da comporta

Comporta à Jusante

Na fase do plano diretor, o eixo da comporta estava distante da ponte existente. No momento, uma nova ponte está sendo construída e a ponte existente será removida. Portanto, o eixo da comporta está no local da ponte existente porque não houve aquisição de terra.

Comporta à Montante

Com a instalação da comporta, será necessário que o dique conecte as vias existentes (BR101 e Avenida Itaipava). Propõe-se a instalação do eixo onde o comprimento do dique é menor, também considerando o espaço para o desvio do fluxo durante a construção.

4.4 Projeto da comporta

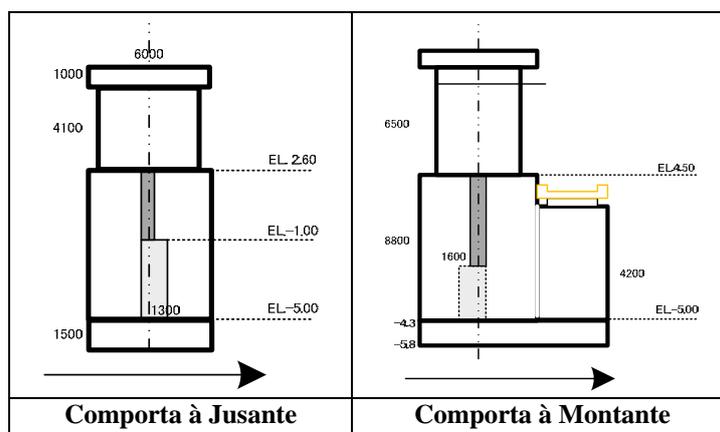
4.4.1 Projeto de cada estrutura

As principais características do projeto das comportas são apresentadas em resumo na Tabela 4.4.1 abaixo.

Tabela 4.4.1 Principais Características das Comportas

Comporta	Comporta à Jusante	Comporta à Montante
Nº de Comportas	3	3
Espaço entre Comportas	12,5 m	12,5 m
Cota de Elevação da Fundação	EL. -5,0 m	EL. -4,3 m
Cota de Elevação Inferior da Comporta	EL. -1,0 m	EL. -1,0 m
Estrutura Principal	Laje e pilar separados	Laje e pilar separados
Pilar da Comporta	EL. 7,70 m 6,00 m de largura 14,20 m de altura	EL. 12,00 m 11,20 m de largura 17,80 m de altura
Sistema Operacional das Comportas	No alto do pilar	No alto do pilar
Comprimento do Anteparo	6,0 m	8,0 m
Estaca-Prancha para Infiltração	Jusante 2,0 m Montante Nenhuma	Jusante 2,5 m Montante 5,5 m
Revestimento	Jusante 10,0 m Montante 10,0 m	Jusante 10,0 m Montante nenhum
Escada	Instalada	Instalada
Fundações	Fundação em estacas Pilar: C=11,0 m ϕ 400 mm Laje: C=11,0 m ϕ 300 mm	Fundação em estacas Pilar: C=27,0 m ϕ 400 mm Laje: C=27,0 m ϕ 300 mm

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.4.1 Perfil das Comportas

(1) Espaço entre Comportas

O espaço projetado entre comportas tem 12,5 de largura (tamanho mínimo necessário) pelas seguintes razões. O número de comportas é três (3) em ambos os locais.

- Para evitar o fluxo porque a comporta é um impedimento para o fluxo do rio.
- Para evitar casos em que madeiras flutuantes fechem a comporta e ela perca sua função.
- Para facilitar a passagem de embarcações

(2) Cota de Elevação da Fundação

A cota de elevação da fundação se baseia na condição atual.

Jusante

Através do levantamento da seção transversal, verificou-se que parte de algumas poucas áreas tem correnteza rápida, mas definiu-se a cota de elevação da fundação como sendo -0,5 m para compatibilizar a jusante com a montante.

Montante

A cota de elevação da fundação é EL. -4,3m para tornar o fluxo suave da montante para a jusante.

(3) Cota de Elevação Inferior das Comportas

Foi planejada para evitar o impedimento ao fluxo do rio. Portanto, levando as seguintes questões em consideração, a parte convexa (o leito inferior é mais alto que as outras partes) foi projetada para estar localizada no leito inferior no ponto onde a comporta é aberta/fechada.

- (a) A comporta apenas abrirá no fluxo normal, o que significa que a cheia (de 5 anos ou mais) não passará pela comporta.
- (b) A vazão normal é aproximadamente 50 m³/s; este valor é igual à capacidade de vazão do Rio Mirim Velho.
- (c) A altura da parte convexa (o leito inferior é mais alto que as outras partes) é projetada para não afetar a vazão de 50 m³/s.
- (d) As comportas à jusante e à montante estão localizadas em área de estuário (afetada pela maré). Portanto, a altura das comportas foi projetada para estar localizada abaixo da maré mais baixa (EL. 0,00 m).
- (e) É necessário espaço para a passagem de embarcações pela comporta. Julgando pelo levantamento de campo, o calado das embarcações (a distância vertical entre a linha da água e o fundo do casco) é EL. - 1,0 m.
- (f) Vizinhos e residências devem temer as cheias mesmo que a operação funcione bem. Portanto, a parte convexa deverá sempre estar embaixo da água.

Para satisfazer tais condições, a cota de elevação da fundação abaixo do leito deve ser projetada para estar localizada em EL. -1,00 m. A largura da crista deve ter o tamanho mínimo necessário para a abertura/fechamento das comportas.

(4) Estrutura Principal

A estrutura principal é separada em laje e pilar pelas seguintes razões.

- O espaço entre comportas tem 12,5 m de comprimento.
- Reduzir o número de estacas para a fundação.

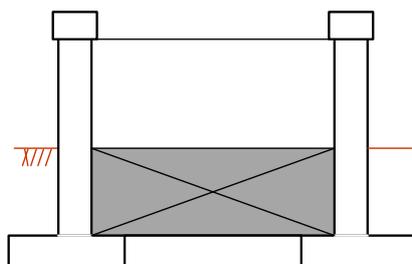


Figura 4.4.2 Imagem da comporta do tipo separado

(5) Comprimento do pilar principal

O comprimento do pilar principal foi projetado em termos da estabilidade estrutural.

Jusante

6,0 m

Montante

8,0 m (incluindo ponte para manutenção)

(6) Pilar da Comporta

1) Altura

A altura foi projetada em termos da operação das comportas.

Jusante

EL.7,70 m

Montante

EL.12,00 m

2) Largura

Jusante

6,00 m

Montante

11,20 m

3) Extensão

Jusante

14,20 m (+EL. 7,70 m a -EL. 6,50 m)

Montante

17,80 m (+EL.12,00 m to -EL. 5,80 m)

(7) Sistema Operacional das Comportas

O sistema operacional está instalado no alto do pilar da comporta.

(8) Anteparo e Proteção do Leito

Pressupõe-se colocar um anteparo/proteção do leito para proteger contra correntezas rápidas uma vez que o salto hidráulico e o fluxo rápido tornam o fluxo instável. No caso da operação desta comporta, o fluxo normal não cria salto hidráulico nem fluxo rápido, basicamente. Portanto, não é necessário colocar um anteparo/proteção para o leito.

Entretanto, o pilar requer comprimento e largura para ter estabilidade estrutural, portanto a laje também é equipada com anteparo – tendo o mesmo comprimento que o pilar. E a proteção para o leito à jusante será feita para o fluxo normal, por questão de segurança.

Comporta à Jusante

Anteparo 6,0 m (incluindo pilar), Proteção do Leito 10,0 m (jusante), nenhuma (montante)

Comporta à Montante

Anteparo 8,0 m (incluindo pilar), Proteção do Leito 10,0 m (jusante), nenhuma (montante)

(9) Obra de Controle de Infiltração

O comprimento da obra de controle de infiltração é calculado através da Teoria da erosão ponderada de Lane. A equação é apresentada a seguir.

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta h}$$

Onde, C: a taxa de Erosão (ver tabela abaixo) , L: o comprimento do corpo principal e do anteparo,

$\sum l$: o comprimento vertical da infiltração, Δh : a diferença máxima de água

Tipo de Solo	C	Tipo de Solo	C
Areia fina ou silte	8.5	Areia grossa e cascalho	4.0
Areia fina	7.0	Cascalho médio	4.0
Areia média	6.0	Areia grossa e cascalho com carvão gigante	3.0
Areia grossa	5.0	Cascalho com carvão gigante	3.0

(11) Revestimento

O comprimento da proteção do rio é 10,0 m, seguindo a estrutura vizinha.

(12) Escada

O sistema de operação da comporta está sobre o pilar. São necessárias escadas para acessar o alto de ambas as comportas.

(14) Tipo de fundação

Como mencionado na próxima seção, as fundações de ambas as comportas são do tipo fundação em estacas.

Comporta à Jusante

Pilar: C = 11,0 m (φ400 mm), Laje: C = 11,0 m (φ300 mm)

Comporta à Montante

Pilar: C = 27,0 m (φ400 mm), Laje: C = 27,0 m (φ300 mm)

(15) Dique

Comporta à Jusante

Instalação do dique de contracorrente

Comporta à Montante

Instalação do dique de fechamento

4.4.2 Análise da estabilidade

A análise da estabilidade do pilar e da laje foi feita com base em estimativas.

(1) Condições Hidráulicas

Comporta a jusante : 1,7 m (Montante)

2,3 m (Jusante)

Comporta a montante : 4,4 m (Montante)

0,0 m (Jusante)

(2) Condições de estabilidade

1) Deslizamento e Tombamento

O fator de segurança contra Deslizamento e Tombamento é resumido na tabela a seguir.

2) Capacidade de sustentação

A capacidade de segurança é na condição normal.

Tabela 4.4.2 Condição de Estabilidade

	Deslizamento (Fator de Segurança)	Tombamento (e :distância do ponto de atuação da carga)	Capacidade de sustentação
Normal	Fs=1,5	$ e \leq \frac{B}{6}$, B = largura da base	Em condição normal
Construção	Fs=1,2	$ e \leq \frac{B}{3}$, B = largura da base	--

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(2) Análise

(1) Análise da estabilidade

Jusante

1) Pilar

Construção

	Força Vertical	x	N · x	Força Horizontal	y	N · y
	kN	m	kN · m	kN	m	kN · m
Pilar 1	588,0	3,0	1764,0			
Pilar 2	1255,6	3,0	3766,9			
Pilar 3	2756,3	3,0	8268,8			
Espaço de Remoção	-105,8	3,0	-317,5			
Laje	882,0	3,0	2646,0			
Carga superior	84,0	3,0	252,0			
Comporta 1	282,6	3,0	847,8			
Comporta 2	519,2	3,0	1557,6			
Σ	6261,8		18785,5			

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (18785,52 - 0) / 6261,84 = 3,0 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 0,0 \text{ m} < 6,00/6 = 1,0 \text{ m} \quad (\text{satisfeito})$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{6261,84}{6,00 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0}{6,00} \right) = 231,92 \pm 0,0 \text{ kN/m}^2$$

2) Cheia

	Força Vertical	x	N · x	Força Horizontal	y	N · y
	kN	m	kN · m	kN	m	kN · m
Pilar 1	588,0	3,0	1764,0			
Pilar 2	1255,6	3,0	3766,9			
Pilar 3	2756,3	3,0	8268,8			
Espaço de Remoção	-105,8	3,0	-317,5			
Laje	882,0	3,0	2646,0			
Carga superior	84,0	3,0	252,0			
Pressão da Água 1				990,0	2,4	2366,1
Pressão da Água 2				357,2	6,4	2286,1

Pressão da Água 3				-1093,5	2,1	-2329,2
Pressão da Água 4				-489,3	6,6	-3206,5
Subelevação	-1341,8	5,4	-7191,8			
Comporta 1	282,6	3,0	847,8			
Comporta 2	519,2	3,0	1557,6			
Σ	4836,1		11341,7	-235,6		-883,4

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\Sigma N \cdot x - \Sigma H \cdot y) / \Sigma N = (11341,74 - 883,40) / 4836,09 = 2,16 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 0,84 \text{ m} < 6,00/6 = 1,0 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\Sigma N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{4836,09}{6,00 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,84}{6,00} \right) = 179,11 \pm 150,45 = 329,56 \text{ ou } 28,66 \text{ kN/m}^2$$

2) Laje

Construção

	Força Vertical	x	N · x	Força Horizontal	y	N · y
	kN	m	kN · m	kN	m	kN · m
Convexo	1568,0	3,3	5213,6			
Laje	2744,0	3,0	8232,0			
Σ	4312,0		13445,6			

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\Sigma N \cdot x - \Sigma H \cdot y) / \Sigma N = (13445,6 - 0) / 4312 = 3,12 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = -0,12 \text{ m} < 6,00/6 = 1,0 \text{ m} \quad (\text{satisfeito})$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\Sigma N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{4312}{6,00 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,12}{6,00} \right) = 159,7 \pm -19,16 = 140,54 \text{ ou } 178,86 \text{ kN/m}^2$$

2) Cheia

	Força Vertical	x	N · x	Força Horizontal	y	N · y
	kN	m	kN · m	kN	m	kN · m
Convexo	1568,0	3,3	5213,6			
Laje	2744,0	3,0	8232,0			
Peso da água 1	196,0	1,0	196,0			
Peso da água 2	235,2	4,8	1129,0			
Pressão da Água 1				357,0	1,9	678,3
Pressão da Água 2				-490,0	2,1	-1006,0
Subelevação	-1341,8	5,4	-7191,8			
Σ	3401,5		7578,8	-133,0		-327,7

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\Sigma N \cdot x - \Sigma H \cdot y) / \Sigma N = (7578,78 - 327,67) / 3401,45 = 2,13 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 0,87 \text{ m} < 6,00/6 = 1,0 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{3401,45}{6,00 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,87}{6,00} \right) = 125,98 \pm 109,60 = 235,58 \text{ ou } 16,38 \text{ kN/m}^2$$

Montante

1) Pilar

Construção

	Força Vertical kN	x m	N · x kN · m	Força Horizontal kN	y m	N · y kN · m
Pilar 1	686,0	3,5	2401,0			
Pilar 2	1990,6	3,5	6967,2			
Pilar 3	3773,0	3,5	13205,5			
Espaço de Remoção	-256,0	3,5	-896,1			
Pilar 4	1762,2	9,1	16035,7			
Laje	1646,4	5,6	9219,85			
Ponte	231,5	9,1	2106,9			
Carga superior 1	367,5	9,1	3344,3			
Carga superior 2	98	3,5	343,0			
Comporta 1	412,1	3,5	1442,4			
Comporta 2	733,6	3,5	2567,6			
Σ	11444,9		56737,2			

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (56737,22 - 0) / 11444,89 = 4,96 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 0,64 \text{ m} < 11,20/6 = 1,9 \text{ m} \quad (\text{satisfeito})$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{11444,89}{11,20 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{11,20 \cdot 0,64}{11,20} \right) = 227,08 \pm 77,86 = 304,94 \text{ ou } 149,22 \text{ kN/m}^2$$

2) Cheia (50 anos)

	Força Vertical kN	x m	N · x kN · m	Força Horizontal kN	y m	N · y kN · m
Pilar 1	686,0	3,5	2401,0			
Pilar 2	1990,6	3,5	6967,2			
Pilar 3	3773,0	3,5	13205,5			
Espaço de Remoção	-256,0	3,5	-896,1			
Pilar 4	1762,2	9,1	16035,7			
Laje	1646,4	5,6	9219,85			
Ponte	231,5	9,1	2106,9			
Pressão da Água 1				1509,4	3,1	-4603,7
Pressão da Água 2				1482,3	6,6	9832,3
Pressão da Água 3				-900,7	2,1	-1864,4
Pressão da Água 4				-441,0	5,8	-2557,8
Subelevação	-2825,2	5,1	-14408,5			
Comporta 1	412,1	3,5	1442,4			
Comporta 2	733,6	3,5	2567,6			
Σ	11444,9		56737,2	1650,0		10013,8

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (38641,45 - 10013,78) / 8154,19 = 5,97 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = -0,37 \text{ m} < 11,20/6 = 1,9 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{8154,19}{11,20 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,37}{11,20} \right) = 161,79 \pm 32,07 = 129,72 \text{ ou } 193,86 \text{ kN/m}^2$$

3) Cheia (10 anos)

	Força Vertical kN	x m	N · x kN · m	Força Horizontal kN	y m	N · y kN · m
Pilar 1	686,0	3,5	2401,0			
Pilar 2	1990,6	3,5	6967,2			
Pilar 3	3773,0	3,5	13205,5			
Espaço de Remoção	-256,0	3,5	-896,1			
Pilar 4	1762,2	9,1	16035,7			
Laje	1646,4	5,6	9219,85			
Ponte	231,5	9,1	2106,9			
Pressão da Água 1				1248,1	2,7	3419,8
Pressão da Água 2				992,3	6,3	6251,2
Pressão da Água 3				-900,7	2,1	-1864,4
Pressão da Água 4				-441,0	5,8	-2557,8
Subelevação	-2345,6	5,4	-12666,0			
Comporta 1	412,1	3,5	1442,4			
Comporta 2	733,6	3,5	2567,6			
Σ	11444,9		40384,0	898,7		5248,8

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (40383,95 - 5248,82) / 8633,83 = 5,29 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 0,31 \text{ m} < 11,20/6 = 1,9 \text{ m} \text{ ok}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{8633,83}{11,20 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,31}{11,20} \right) = 171,31 \pm 28,45 = 199,76 \text{ ou } 142,86 \text{ kN/m}^2$$

2) Laje

Construção

	Força Vertical kN	x m	N · x kN · m	Força Horizontal kN	y m	N · y kN · m
Convexo	1293,6	3,9	4980,4			
Laje	2744,0	5,6	15366,4			
Σ	4037,6		20346,8			

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (20346,76 - 0) / 4037,6 = 5,04 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = -0,56 \text{ m} < 11,20/6 = 1,9 \text{ m} \text{ (satisfeito)}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{4037,6}{11,20 \cdot 4,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,56}{11,20} \right) = 80,11 \pm 24,03 = 104,16 \text{ ou } 56,08 \text{ kN/m}^2$$

Cheia

	Força Vertical kN	x m	N · x kN · m	Força Horizontal kN	y m	N · y kN · m
Convexo	1293,6	3,3	4980,4			
Laje	2744,0	5,6	15366,4			
Peso da água 1	2630,3	1,5	4024,4			
Peso da água 2	4044,0	7,9	32048,5			
Pressão da Água				2312,0	2,3	5317,6

1						
Pressão da Água				1503,8	1,5	-2255,7
2						
Subelevação	-2825,2	5,1	--14408,5			
Σ	7886,7		42011,1	808,2		3061,9

A distância entre o ponto da força resultante e o centro da laje: e

$$d = (\sum N \cdot x - \sum H \cdot y) / \sum N = (42011,09 - 3061,9) / 7886,69 = 5,72 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = -0.12\text{m} < 11.20/6 = 1.9\text{m} \text{ (satisfeito)}$$

Reação de Subnível: Q

$$e = \frac{\sum N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{7886.69}{11.20 \cdot 4.50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0.12}{11.20} \right) = 156.48 \pm 10.06 = 146,42 \text{ ou } 166,54 \text{ kN/m}^2$$

4.4.3 Fundações

(1) Tipo de fundação

Jusante

A camada logo abaixo da laje é argila com valor N igual a 2. Uma camada de boa qualidade é encontrada a 12,0 m de profundidade ou mais. Esta comporta tem o pilar acima do solo. Portanto, a fundação direta não é adequada.

Montante

A camada logo abaixo da laje é areia com valor N igual a 7. Uma camada de boa qualidade é encontrada a 30,0 m de profundidade ou mais. Esta comporta tem o pilar acima do solo. Portanto, a fundação direta não é adequada.

Como mencionado acima, ambos os locais não são adequados para fundação direta, portanto a fundação será do tipo fundação em estacas.

(2) Camada de sustentação da carga

A camada de sustentação da fundação deve ser de boa qualidade. Maiores detalhes sobre as informações geológicas são apresentados no relatório de Apoio B.

Local	Camada	Obs.
Jusante	Qam-are2: Argila	N=37, EL= -12 m~
Montante	Q1a-are/ped Argila com Seixo Rolado	N=43, EL= -30 m~

4.4.4 Estacas-Prancha do Projeto

(1) Método de cálculo

Este método para o cálculo do número de estacas utiliza uma equação simplificada. No projeto executivo, o cálculo deverá ser feito pelo método do deslocamento.

1) Carga de projeto na seção plana da fundação sobre estacas

2) Sustentação permissível em uma estaca.

3) Definição do número de estacas e do layout

4) Teste de ocorrência da força de compressão

1) Carga de projeto para a seção plana da fundação em estacas

A condição de carga é apresentada a seguir.

Comporta a jusante : 6261,8 kN como o pilar

4312,0 kN como a laje

Comporta a montante : 11444,9 kN como o pilar

4037,6 kN como a laje

2) Capacidade de sustentação máxima de uma (1) estaca

A fórmula de cálculo é apresentada a seguir.

$$R_u = q_d \cdot A_p + A_s f \quad Q_u = \frac{R_u}{3}$$

R_u : capacidade de sustentação máxima
 A_s : área de contato do atrito da pele

q_d : Pressão de sustentação final máxima
 f : força máxima de atrito da pele

A_p : área de contato de sustentação final

3) Cálculo do número de estacas

$$P = \frac{V_0}{n} + \frac{e \times V_0}{\sum x_i^2} \cdot x_i \quad (\text{kN por Uma (1) estaca})$$

P : Força máxima na estaca

V_0 : Reação de subnível

e : Força excêntrica

n : Número de estacas

x_i : Momento n°. i do grupo de estacas.

$\sum x_i^2$: Segundo momento do grupo de estacas. (N^{os}. · m²)

$$P_{\max} = \alpha \times P \leq Q_u$$

(2) Resultado do Cálculo

As planilhas de cálculo são apresentadas a seguir.

Jusante

A capacidade de sustentação permissível é 627,98 kN/n^{os} com ϕ 400, e 369,67 kN/n^{os} com ϕ 300. O comprimento das estacas é 11,0 m.

Número necessário de Estacas-Prancha - ϕ 400 é superior a 10 para o pilar.

Número necessário de Estacas-Prancha - ϕ 300 é superior a 12 para a laje.

Montante

A capacidade de sustentação permissível é 588,94 kN/n^{os} com ϕ 400, e 359,24 kN/n^{os} com ϕ 300. O comprimento das estacas é 27,0 m.

Número necessário de Estacas-Prancha é superior a 20 para o pilar.

O número necessário de Estacas-Prancha é superior a 12 para a laje.

Tamanho da estaca: ϕ 300 (Jusante)

1. Design Data

(1) Allowable capacity of pile

a) Condition of Pile

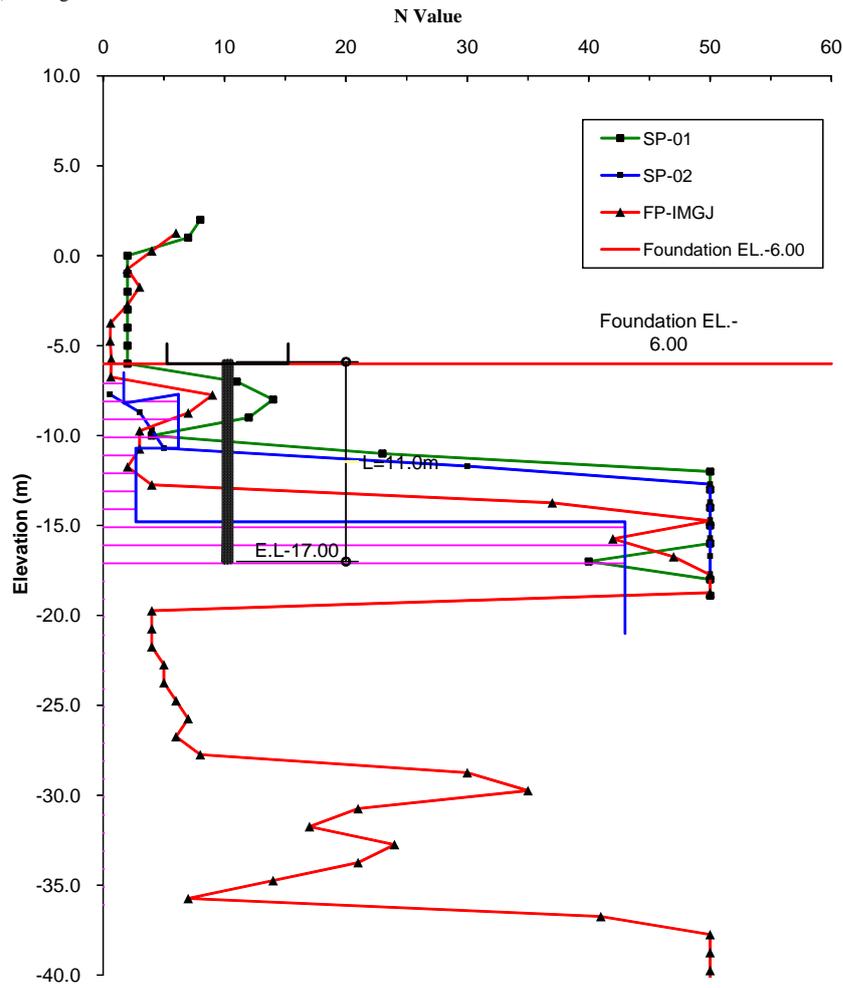
Data :	Pile type	PC pile
	Condition of Tip of Pile	Rigid
	Diameter	Φ 300 (mm)
	Thickness	60 (mm)

b) Allowable bearing capacity (Ra)

Data :	River bed (EL.)	-5.00	
	Footing Top Level (EL.)	-6.00	
L	(m)	11.0	(length of pile)
D	(m)	0.30	(width of pile)
n		3	(safety factor: normal condition)
n		2	(safety factor: seismic condition)
Ap	(m ²)	0.0707	(area of pile top effective in bearing)
U	(m)	0.942	(peripheral length of pile)
l	(m)	10.9	(embedded pile length)

2. Pile Arrangement of Longitudinal Direction

(1) Geologic columnar section



Result of Standard Penetration Test

Tamanho da estaca: ϕ 400 (Jusante)

1. Design Data

(1) Allowable capacity of pile

a) Condition of Pile

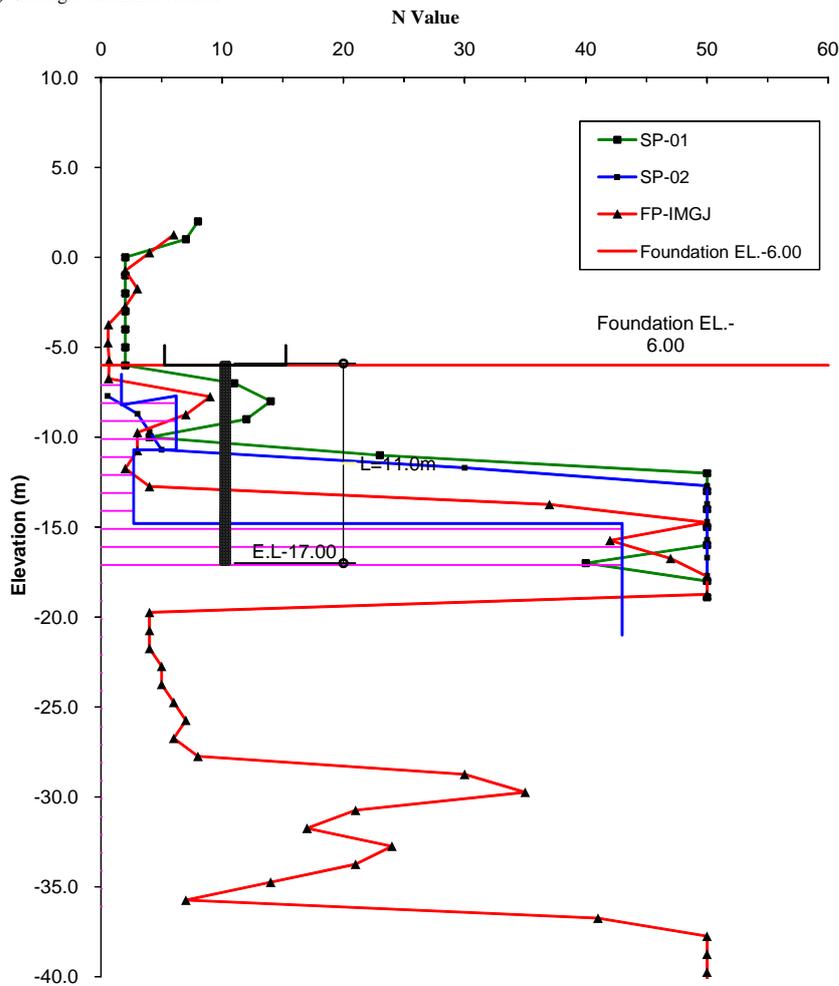
Data :	Pile type	PC pile
	Condition of Tip of Pile	Rigid
	Diameter	Φ 400 (mm)
	Thickness	75 (mm)

b) Allowable bearing capacity (Ra)

Data :	River bed (EL.)	-5.00	
	Footing Top Level (EL.)	-6.00	
	L (m)	11.0	(length of pile)
	D (m)	0.40	(width of pile)
	n	3	(safety factor: normal condition)
	n	2	(safety factor: seismic condition)
	Ap (m ²)	0.1257	(area of pile top effective in bearing)
	U (m)	1.257	(peripheral length of pile)
	l (m)	10.9	(embedded pile length)

2. Pile Arrangement of Longitudinal Direction

(1) Geologic columnar section



Result of Standard Penetration Test

1. Design Data

(1) Allowable capacity of pile

a) Condition of Pile

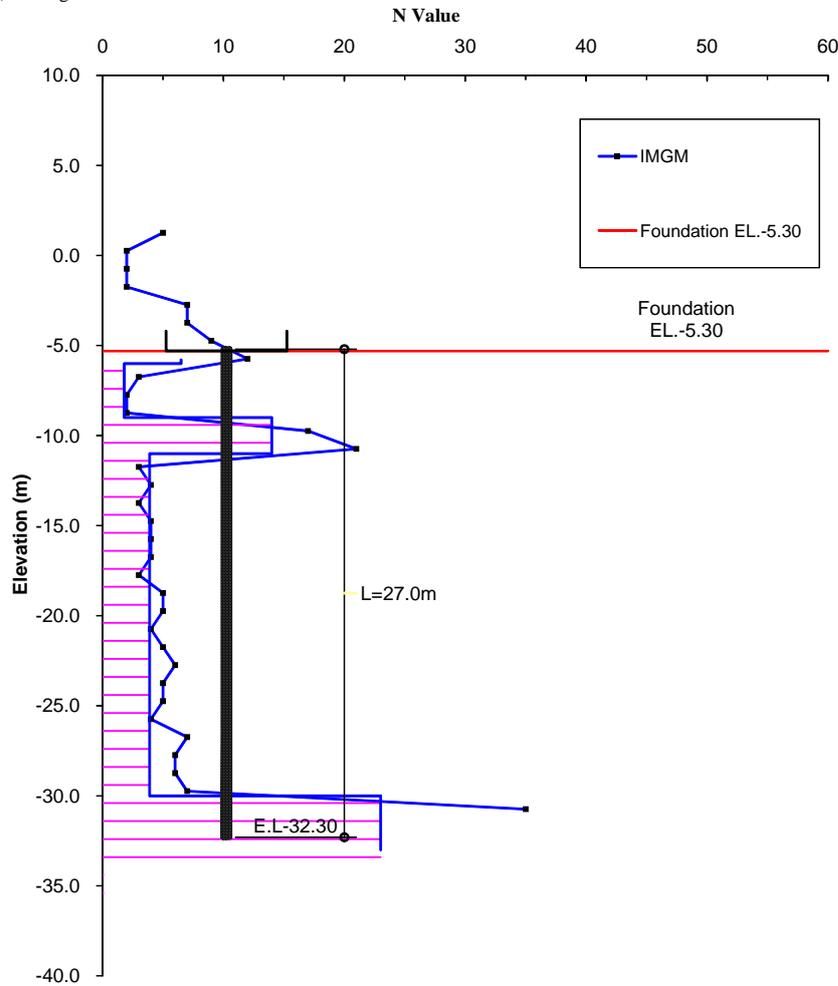
Data :	Pile type	PC pile
	Condition of Tip of Pile	Rigid
	Diameter	Φ300 (mm)
	Thickness	60 (mm)

b) Allowable bearing capacity (Ra)

Data :	River bed (EL.)	-4.30	
	Footing Top Level (EL.)	-5.30	
	L (m)	27.0	(length of pile)
	D (m)	0.30	(width of pile)
	n	3	(safety factor: normal condition)
	n	2	(safety factor: seismic condition)
	Ap (m ²)	0.0707	(area of pile top effective in bearing)
	U (m)	0.942	(peripheral length of pile)
	l (m)	26.9	(embedded pile length)

2. Pile Arrangement of Longitudinal Direction

(1) Geologic columnar section



Result of Standard Penetration Test

Tamanho da estaca: ϕ 400 (Jusante)

1. Design Data

(1) Allowable capacity of pile

a) Condition of Pile

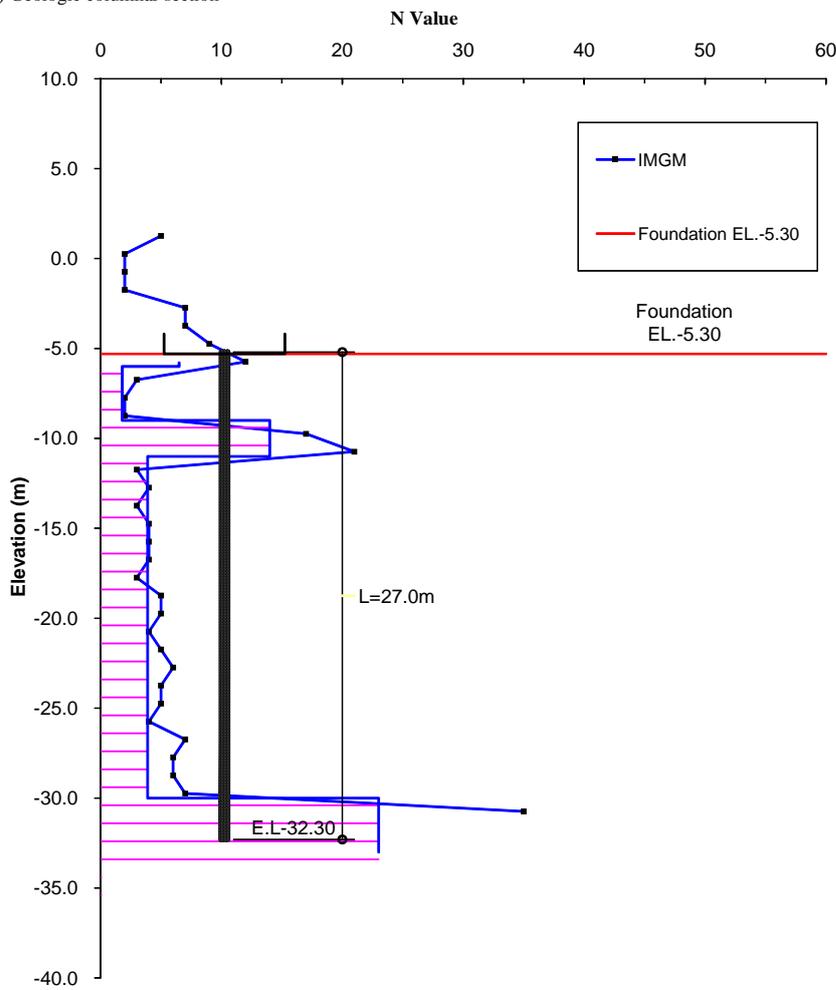
Data :	Pile type	PC pile
	Condition of Tip of Pile	Rigid
	Diameter	Φ 400 (mm)
	Thickness	75 (mm)

b) Allowable bearing capacity (Ra)

Data :	River bed (EL.)	-4.30	
	Footing Top Level (EL.)	-5.30	
	L (m)	27.0	(length of pile)
	D (m)	0.40	(width of pile)
	n	3	(safety factor: normal condition)
	n	2	(safety factor: seismic condition)
	Ap (m ²)	0.1257	(area of pile top effective in bearing)
	U (m)	1.257	(peripheral length of pile)
	l (m)	26.9	(embedded pile length)

2. Pile Arrangement of Longitudinal Direction

(1) Geologic columnar section



Result of Standard Penetration Test

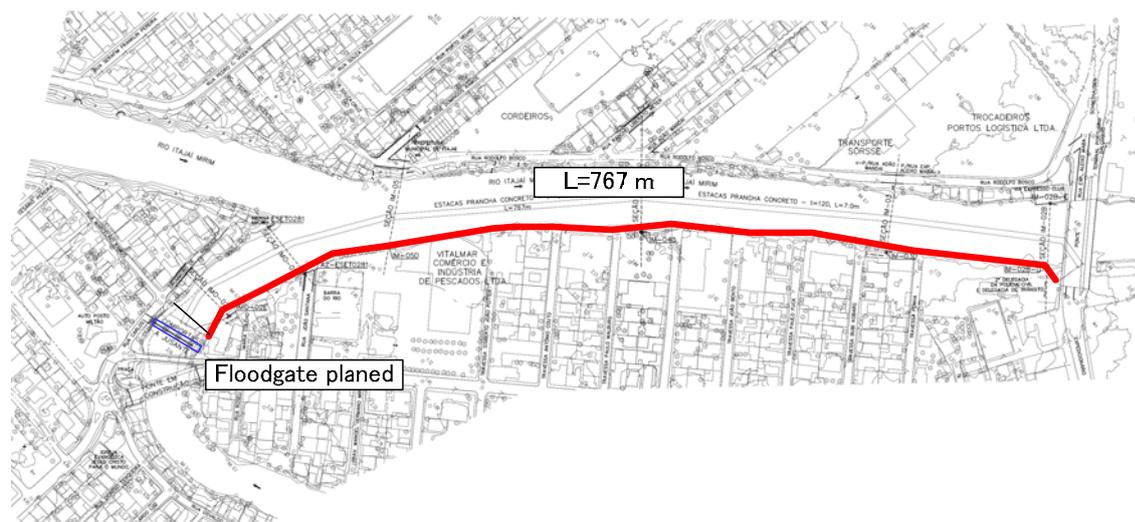
4.5 Dique para a Contracorrente

4.5.1 Geral

Um trecho de aproximadamente 1,0 km no Rio Itajaí Mirim entre a confluência do Rio Itajaí com a comporta à jusante está sujeito ao efeito da contracorrente do Rio Itajaí. O levantamento da seção transversal do rio ao longo do Rio Itajaí Mirim revelou as seguintes condições (ver Figura 4.1.6):

- A via existente (Avenida Rodolfo Bosco) na margem esquerda tem elevação suficiente para o nível de água de projeto da cheia de 10 anos e funciona como um dique.
- No trecho a cerca de 0,5-1,0 km da confluência do Rio Itajaí, o nível de água na margem direita é inferior ao nível de água das cheias de 10 anos de retorno.
- Existem várias residências na margem direita, onde os moradores se adaptaram aos efeitos da contracorrente devido às cheias da corrente principal do Itajaí e à flutuação da maré através de paredes de tijolos ao lado do rio e residências em palafitas com piso elevado.

Embora tenha sido proposto um dique para a contracorrente com aterros em ambas as margens no Plano Diretor, devido à pequena disponibilidade de dados sobre as seções do rio, foi pensada a utilização de estacas-prancha de concreto como alternativa para o dique para a contracorrente na margem direita (ver Figuras 4.3.5 e 4.3.6 abaixo) com foco principal na minimização dos problemas sociais tais como a realocação dos moradores. Com a implantação do dique para contracorrente com o uso das estacas-prancha, não será necessária a realocação dos moradores.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.5.1 Trecho Objeto do Dique para Contracorrente na Comporta à Jusante

(2) Condições Geológicas

As condições geológicas nesta área são as mesmas da comporta à jusante. Como mencionado no Relatório de Apoio C, as condições geológicas são as seguintes.

Tabela 4.5.1 Condições Geológicas

Profundidade (m)	Tipo	Símbolo	N	c (kN/m ²)	φ (graus)	γ (kN/m ³)
1,5 ~ -0,8	Argila	Q2aj-are3	5,1	0	29	15
0,8 ~ -8,1	Argila	Q2aj-are2	1,7	11	0	17
-8,1 ~ -10,7	Argila	Q2aj-are1	6,2	0	29	15
-10,7 ~ -16,8	Argila	Q2am-are	2,7	17	0	18

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(3) O nível de água à jusante

Esta é a área da contracorrente. Sendo assim, o nível da água na confluência do rio corre para a área de projeto.

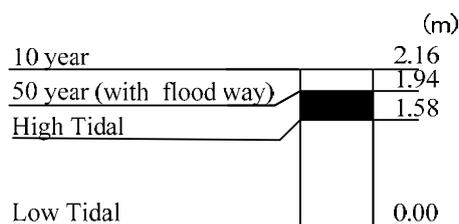


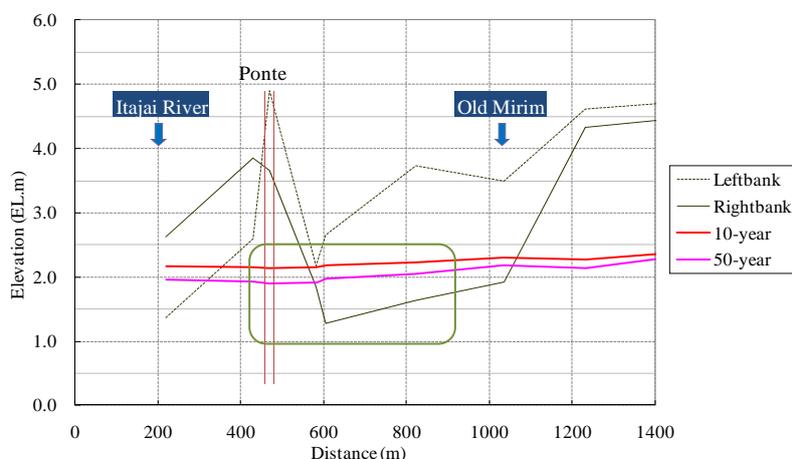
Figura 4.5.2 Condição do Nível da Água à Jusante

(4) Elevação do solo

Do lado direito, uma parte da ponte sobre o Rio Mirim Velho é baixa e tem elevação EL. 1,5 m. A elevação do solo do lado esquerdo é alta o suficiente para inundar a estrada. Esta estrada está localizada ao longo do rio. Portanto, a elevação da estrada deve ser aumentada em relação ao solo.

(5) Capacidade de Vazão

Como mostrado na figura abaixo, o nível de água da cheia de 10 anos é superior ao da cheia de 50 anos devido à consideração do canal extravasor no cálculo da cheia de 50 anos. Parte das seções tem baixa capacidade de vazão.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 4.5.3 Nível de Água do Perfil Longitudinal

4.5.2 Layout

A área que deve ser inundada devido à baixa capacidade de vazão requer um dique.

(1) Plano de alinhamento

Do lado direito, o dique está definido na área com baixa elevação. A distância entre a ponte existente e a nova ponte é cerca de 800 m.

Do lado esquerdo, o lado à jusante da ponte é terra formada e tais áreas estão fora deste projeto. O lado à montante da ponte tem elevação suficiente, portanto não requer um dique.

(2) Plano vertical

A elevação do dique foi definida na elevação da confluência do Rio Itajaí com o Rio Mirim, como a

elevação padrão EL. 2,6 m através do levantamento da seção transversal. Comparado com o atual nível da fundação, a diferença máxima é 1,3 m. A elevação de projeto do solo (EL. 2,6 m) é 20 cm superior que o nível de água calculado. Portanto, 20 cm é considerado a borda livre.

Do lado esquerdo, algumas partes são inferiores a EL. 2,6 m. Estas partes requerem apenas 10 cm de sobre-elevação e a borda livre tem aproximadamente 30 cm. Portanto, o lado esquerdo ficará como está.

4.5.3 Tipo de Estrutura

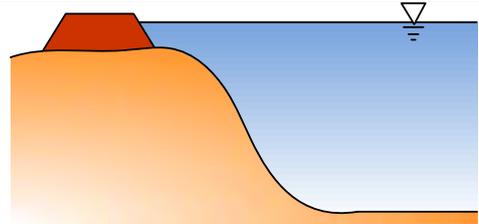
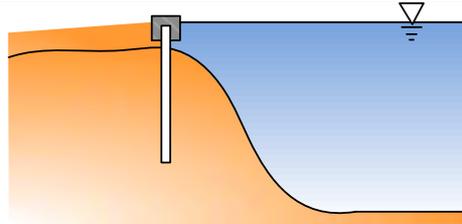
(1) Condições de Projeto

O Rio Mirim é um canal entrincheirado. Portanto, o transbordamento do rio não tem muita importância. A velocidade é inferior a 2,0 m/s e o fluxo do rio é comparativamente estável, portanto, apenas é necessária a sobre-elevação sem a proteção das margens.

(2) Tipo de Estrutura

Levando as condições do rio em consideração, dois tipos de estrutura são adaptados: dique e estacas-prancha auto-portantes. Comparando os méritos e deméritos dos dois tipos, as estacas-prancha auto-portantes são escolhidas em termos da minimização das questões sociais.

Tabela 4.5.2 Comparação dos Tipos de Estrutura

	Dique	Estacas-Prancha de concreto auto-portantes
Modelo		
Descrição	Aterro na área de terra.	Colocação da estaca-prancha ao longo do rio na área da água/terra. O lado oposto do rio é preenchido com terra.
Vantagem	- Boa trabalhabilidade - Fácil manutenção / reabilitação	- Sem necessidade de mudar as casas. - Sem necessidade de ensecadeira temporária.
Desvantagem	- Necessidade de realocação - Necessidade de compensação pelas casas.	- Necessidade de contra-medida para a estaca. - Manutenção / reabilitação requer custo de partes inteiras. - A paisagem é precária.
Avaliação	Precário (o impacto nas casas é muito grande)	Bom

4.5.4 Estrutura de Projeto

O comprimento das estacas-prancha auto-portantes foi calculado e detalhado no Anexo 1. O comprimento é 3,3 m devido às condições geológicas precárias. Nestas áreas, o fluxo não é alto para despejar o material que não deve se mover. Como mostrado na figura abaixo, a área de influência do contra-peso foi projetada.

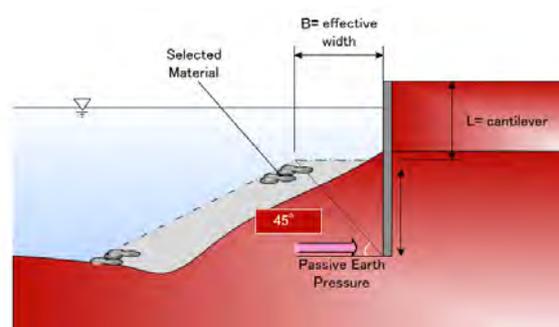


Figura 4.5.4 Nível de Água do Perfil Longitudinal

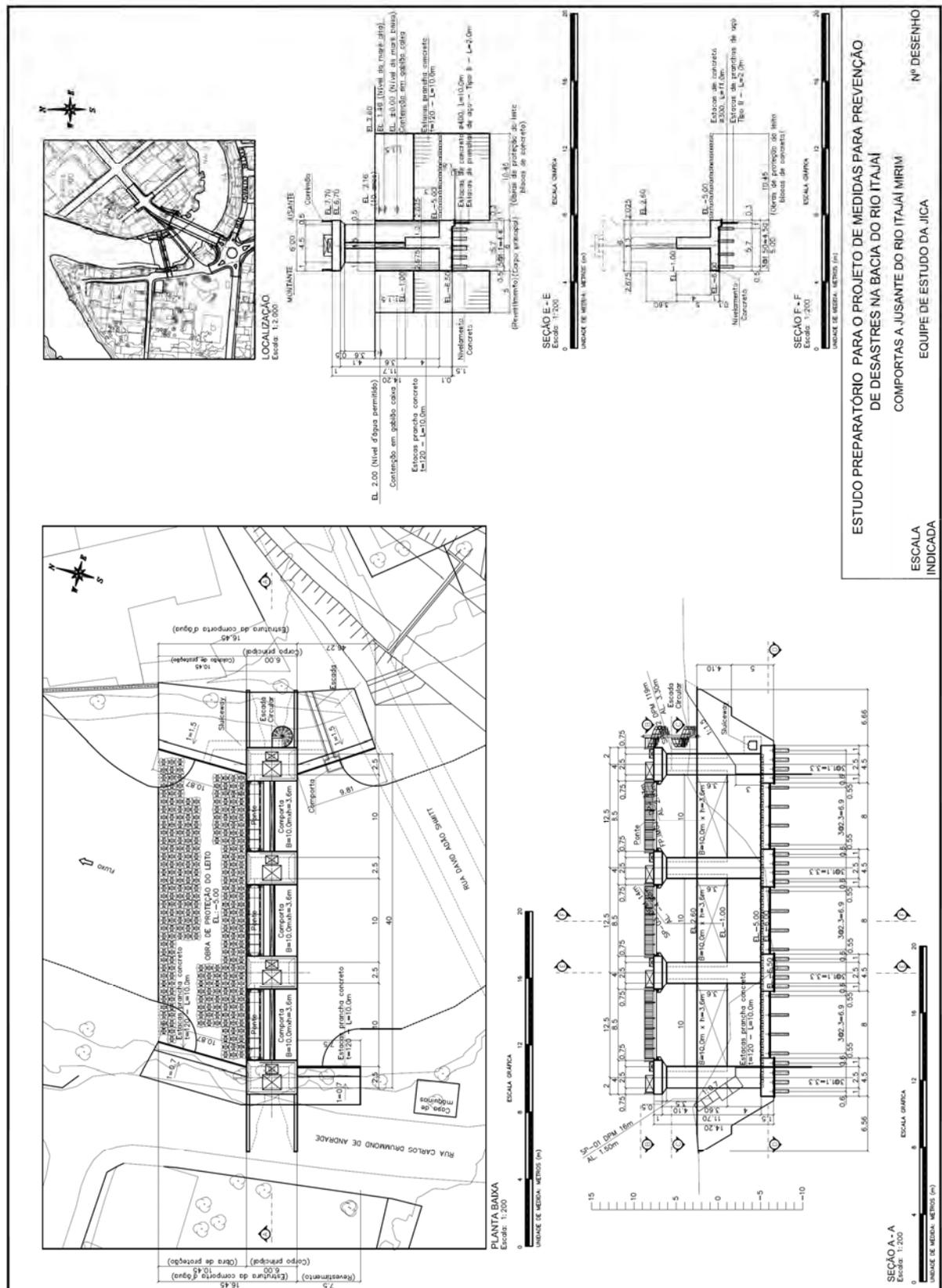


Figura 4.5.5 – Comportas A Jusante Do Rio Itajaí Mirim (1)

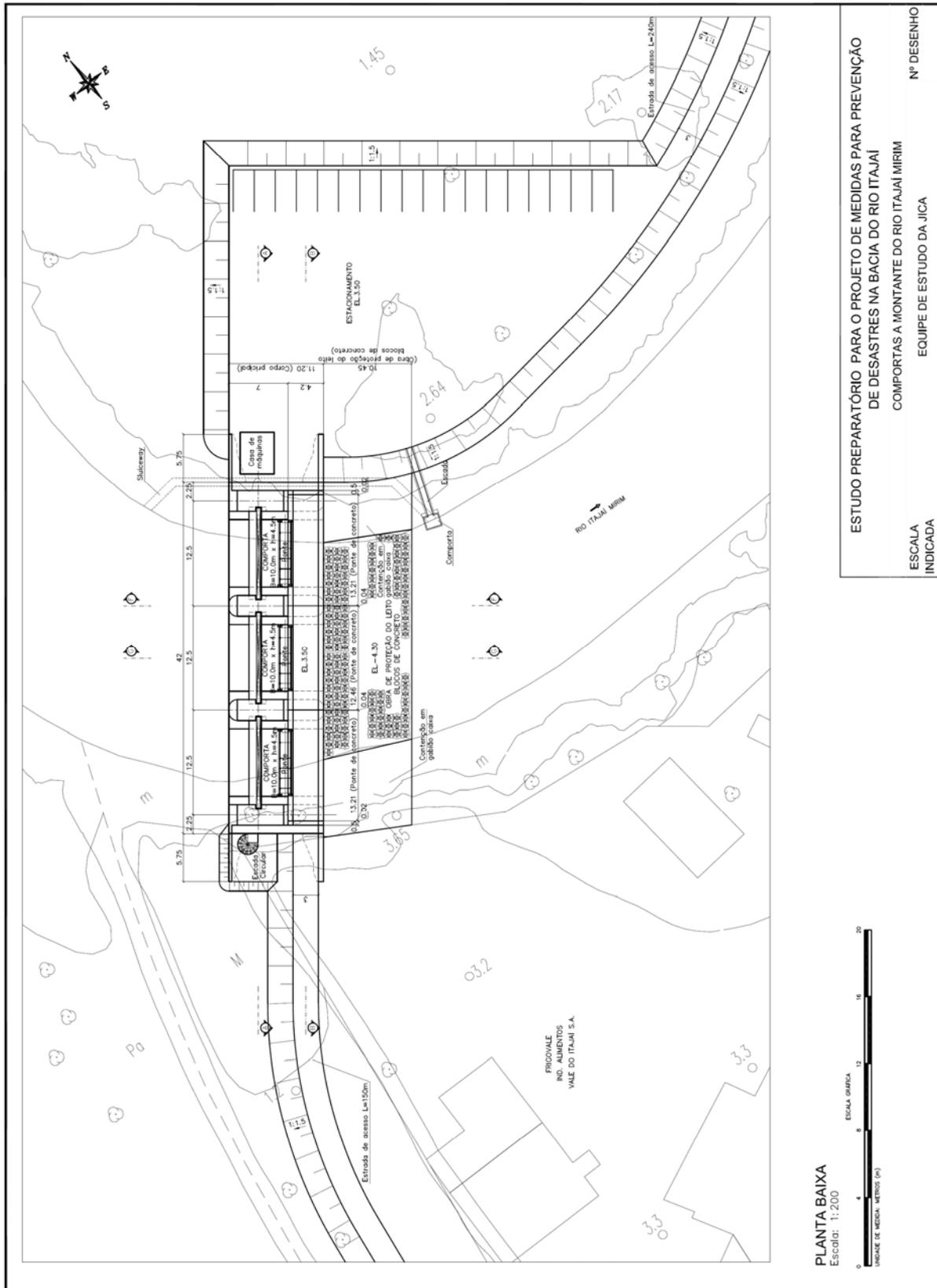


Figura 4.5.7 – Comportas A Montante Do Rio Itajaí Mirim (1)

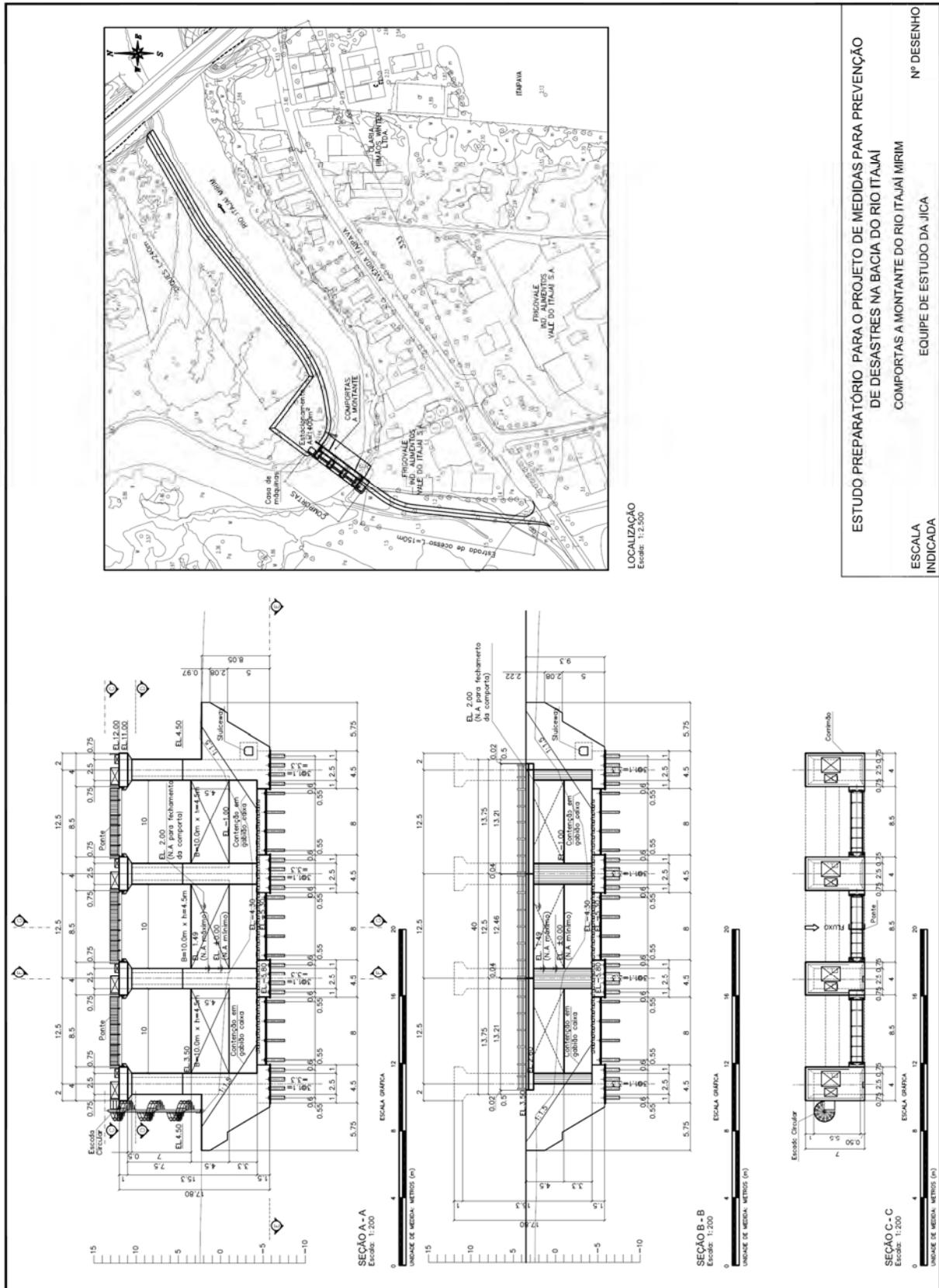


Figura 4.5.8 – Comportas A Montante Do Rio Itajaí Mirim (2)

CAPÍTULO 5 SOBRE-ELEVAÇÃO DAS BARRAGENS

5.1 Estudo de viabilidade da barragem Oeste

5.1.1 Levantamentos de Campo

O levantamento topográfico foi realizado para confirmar as principais dimensões estruturais de ambas as barragens, o que era necessário para o estudo de viabilidade do projeto de sobre-elevação das barragens. Além disso, também foi realizado o levantamento geológico para estimar o perfil das fundações das barragens. O levantamento geológico foi realizado em três (3) locais na barragem Oeste.

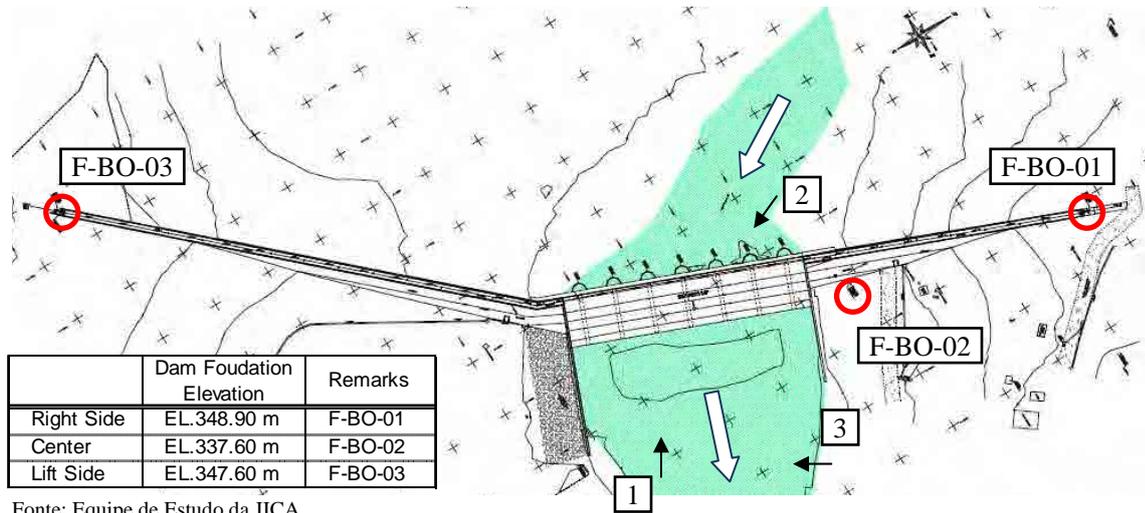


Figura 5.1.1 Mapa de Localização



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

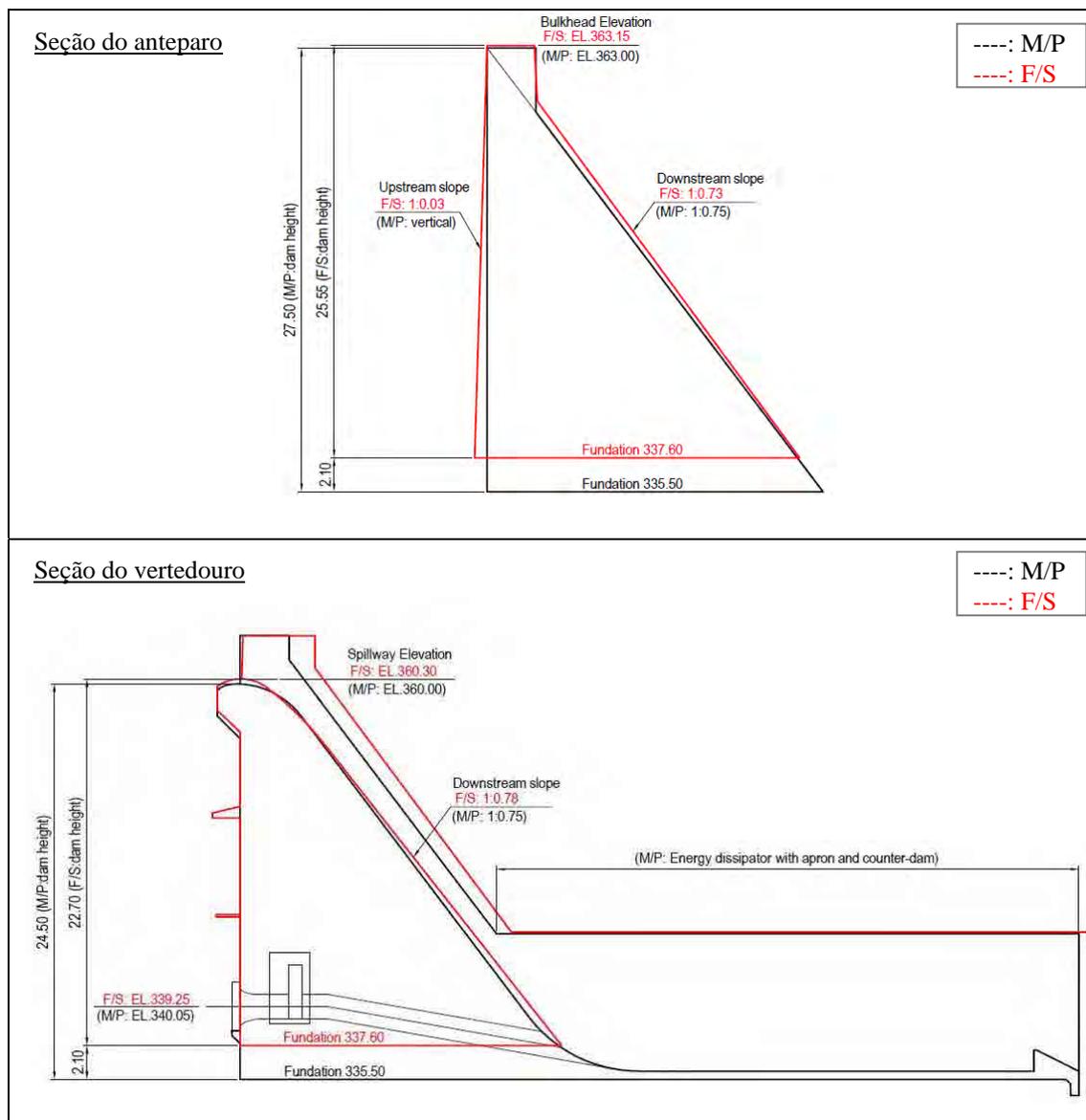
Foto do Local da Barragem Oeste

(1) Topologia

O resultado do levantamento, a forma da barragem, é mostrado na Figura 5.1.2 abaixo. As principais diferenças entre os resultados do levantamento na fase do estudo de viabilidade e as dimensões na fase do plano diretor são resumidas a seguir. Na fase do plano diretor, as dimensões da estrutura foram determinadas com base em um desenho antigo, que estava difícil de ler, e em observações de campo.

Tabela 5.1.1 Características Marcantes

	Dados levantados na Fase do Estudo de Viabilidade	Dados de referência na fase do Plano Diretor	Diferença
Cota de elevação de não-transbordamento (Cota do Vertedouro)	363,15 (360,30)	363,00 (360,00)	+0,15 (+0,30)
Cota de Elevação da Fundação	337,60	335,50	+2,10
Declividade à montante	1:0,73 (1:0,78)	1:0,75 (1:0,75)	-0:0,02 (+0:0,03)
Declividade à jusante (Seção do Vertedouro)	1:0,03 (---)	--- (---)	+1:0,03 (---)
Dissipador de Energia	---	Dissipador de energia com proteção e contra-barragem	Sem Dissipador de Energia



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.2 Seção Típica

(2) Condições Geológicas

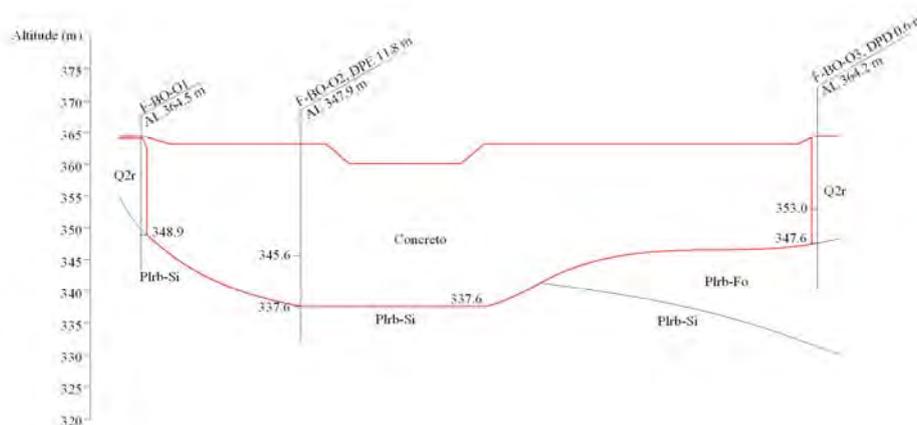
As propriedades geológicas das fundações da barragem Oeste são detalhadas no Anexo C. A Tabela à direita mostra as condições geológicas.

Tabela 5.1.2 – Condição Geológica

Força Compressiva Não-confinada (MN/m ²)	30
Ângulo de Atrito Interno (graus)	38
Força de Cisalhamento (MN/m ²)	1

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

A elevação da fundação da barragem Oeste foi estimada a seguir, embora a fundação tenha sido considerada plana: 335,50 m na fase do plano diretor.



Fonte Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.3 Nível da Fundação

5.1.2 Conceito do Projeto Básico

(1) Critérios

Os seguintes critérios e normas de projeto foram aplicados. O projeto de viabilidade foi realizado principalmente com base na norma brasileira, apoiada por outras normas.

- i) CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003
- ii) Normas para Instalações Fluviais e de Proteção contra Deslizamentos de Terra preparadas pelo Ministério da Construção Japonês/1997.
- iii) Projeto de Pequenas Barragens em uma Publicação Técnica sobre Recursos Hídricos, EUA/1987

(2) Condição de Carga

De acordo com os critérios, a estabilidade da barragem é calculada conforme as quatro (4) condições de carga apresentadas a seguir:

Tabela 5.1.3 Condições de carga

Condição de Carga	Obs.
CCN: Condição de Carregamento Normal	Água normal
CCE: Condição de Carregamento Excepcional	Nível máximo de cheia
CCL: Condição de Carregamento Limite	Água de cheia + Movimento sísmico
CCC: Condição de Carregamento de Construção	Construção (sem água)

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

(3) Condições de estabilidade

Os fatores de segurança para a análise da estabilidade variam de acordo com as condições de carga, como apresentado a seguir.

Tabela 5.1.4 Fatores de segurança para as condições de carga

Condição de Carga		CCN	CCE	CCL	CCC
FSF (Flutuação)		1,3	1,1	1,1	1,2
FST (Tombamento)		3,0	2,0	1,5	1,3
FSD (Deslizamento)	c	3,0	1,5	1,3	2,0
	ϕ	1,5	1,1	1,1	1,3
σ_t (capacidade de sustentação)		3,0	2,0	1,5	1,3

FSF = Fator de segurança à flutuação, FSD = Fator de segurança ao deslizamento

FST= Fator de segurança ao tombamento

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

1) Fórmula do cálculo da estabilidade

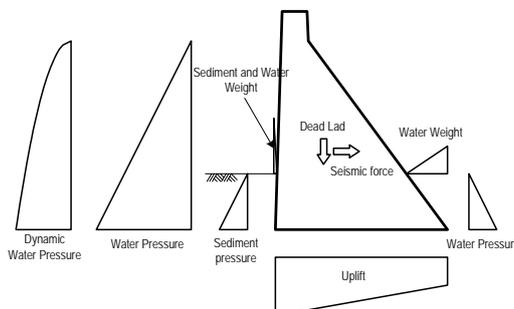
As quatro (4) equações de segurança são apresentadas a seguir.

Flutuação	$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	Deslizamento	$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} \geq 1.0$
Tombamento	$FST = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_t}$	Capacidade de sustentação	$e = \frac{L}{2} - \frac{M_e - M_t}{\Sigma V}$ $q_{(u,d)} = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L}\right)$

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

2) Combinação de cargas de projeto

Para o cálculo da estabilidade, as cargas consideradas são apresentadas tabela a seguir.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figure 5.1.4 Load diagram

Tabela 5.1.5 Combinação de Cargas para a Análise da Estabilidade

Carga	CCN	CCE	CCL	CCC
1) Peso morto	Sim	Sim	Sim	Sim
2) Peso da água	Sim	Sim	Sim	—
3) Pressão dinâmica de terremoto	—	—	Sim	—
4) Força sísmica	—	—	Sim	—
5) Pressão da água	Sim	Sim	Sim	—
6) Pressão da subelevação	Sim	Sim	Sim	—
7) Peso dos sedimentos	Sim	Sim	Sim	—
8) Pressão dos sedimentos	Sim	Sim	Sim	—

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5) Parâmetros de Projeto

Peso Morto/Peso da Água

O peso morto e o peso da água são estimados por unidade de peso. Em geral, o material selecionado é estimado, mas devido à falta de informações sobre o material, o cálculo da estabilidade foi feito utilizando os seguintes dados gerais.

Tabela 5.1.6 Peso Unitário

Item	Peso Unitário (kN/m ³)
Concreto	23,5
Água	10,0
Solo (peso sob a água)	8,5 (=17,5-9,0)

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

Pressão Dinâmica da Água

A pressão dinâmica da água que atua na estrutura se baseia na fórmula de Westergaard abaixo. .

Notas:

- P_d : Pressão dinâmica da água (kN)
- W_0 : peso unitário da água (kN/m³)
- K_h : Fator sísmico
- H : Profundidade da água do reservatório no ponto base (m)
- h : Profundidade da água do reservatório em qualquer ponto (m)
- y_d : Altura do ponto trabalhado (m)

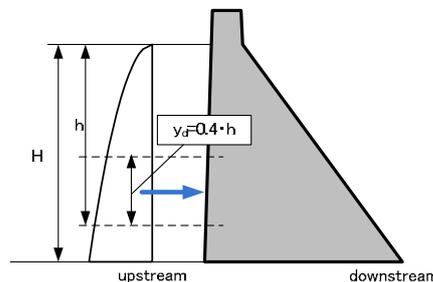


Figura 5.1.5 Diagrama de Pressão Dinâmica da Água

Fator sísmico

A força sísmica se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$$F_h = 0.05 \cdot P \text{ (Horizontal)}$$

$$F_v = 0.03 \cdot P \text{ (Vertical)}$$

A força inercial que atua sobre a estrutura é calculada com base no coeficiente apresentado na Tabela 5.1.7.

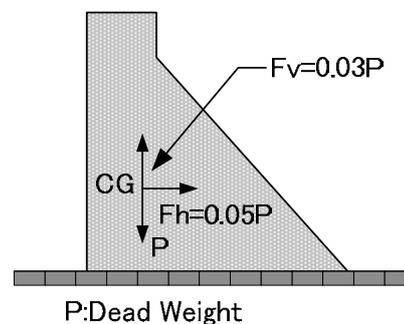


Figura 5.1.6 Diagrama do Fator Sísmico

Tabela 5.1.7 Fator Sísmico

	Módulo	Obs.
Direção horizontal	$F_h = 0,05$	
Direção vertical	$F_v = - 0,03$	Para cima

Pressão da Água

A pressão da água se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$$P = W_0 \cdot h \cdot Y_w = \frac{1}{3} \cdot h$$

Onde,

P: Pressão da água (kN/m²)

W₀: peso unitário da água

h: nível de água

Y_w: ponto de aplicação

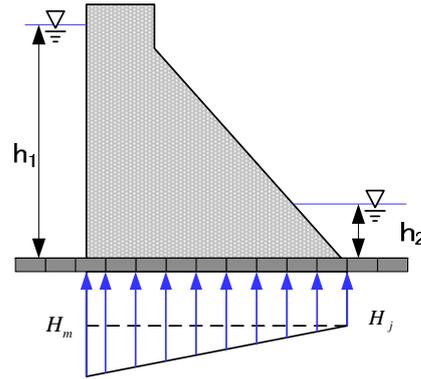


Figura 5.1.7 Diagrama do Fator Sísmico

Subelevação

A subelevação se baseia na fórmula a seguir.

$$H_m = h_2 + \frac{1}{3} \cdot (h_1 - h_2), \quad H_j = h_2$$

Coefficiente de pressão dos sedimentos

A pressão dos sedimentos é determinada utilizando a fórmula de Rankine abaixo.

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) \doteq 0.4$$

$$Pe = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot h^2 \text{ (kN / m)}, \quad ye = \frac{h}{3} \text{ (m)}$$

Notas:

Ângulo do atrito interno: 25 graus (argila mole)

Elevação do sedimento depositado: EL.338,50 (Entrada do Conduto)

(2) Reconsideração do método de sobre-elevação da barragem

1) Tipo de sobre-elevação da Barragem

Propõe-se a sobre-elevação da barragem Oeste em 2,0 m. A barragem Oeste é do tipo de concreto por gravidade que está comprovado ser mais fácil de sobre-elevar sem dificuldades.

O método de sobre-elevação da barragem de concreto por gravidade é mostrado na tabela a seguir. Os dois métodos típicos são a cobertura com concreto e a fixação com um cabo de ancoragem.

Tabela 5.1.8 Método de Sobre-elevação da Barragem de Concreto por Gravidade

	Método de Cobertura			Método de Ancoragem
	Nova Cobertura para a Barragem	Elevação da Crista da Barragem	Aumento da Espessura do Corpo da Barragem à Montante	Ancoragem
Perfil Esquemático				
Explicação	Colocação de concreto novo na face à jusante da barragem existente e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na crista da barragem e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na face à montante da barragem existente e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na crista da barragem e fixação na fundação da barragem à montante através de cabo protendido.

Avaliação	É obra efetiva para aumentar o peso morto e aumentar a estabilidade. Mesmo a altura da sobre-elevação é aplicada neste método É a obra padrão.	Sem aumentar o peso morto, é um método efetivo. Não é escolhido se a sobre-elevação for muito alta.	Quando a conexão do concreto novo com o concreto existente estiver em baixo da água, existe um ponto fraco. Não há muitas experiências deste tipo.	A durabilidade e a trabalhabilidade do cabo são complicadas. Não há muitas experiências deste tipo.
-----------	--	---	--	---

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

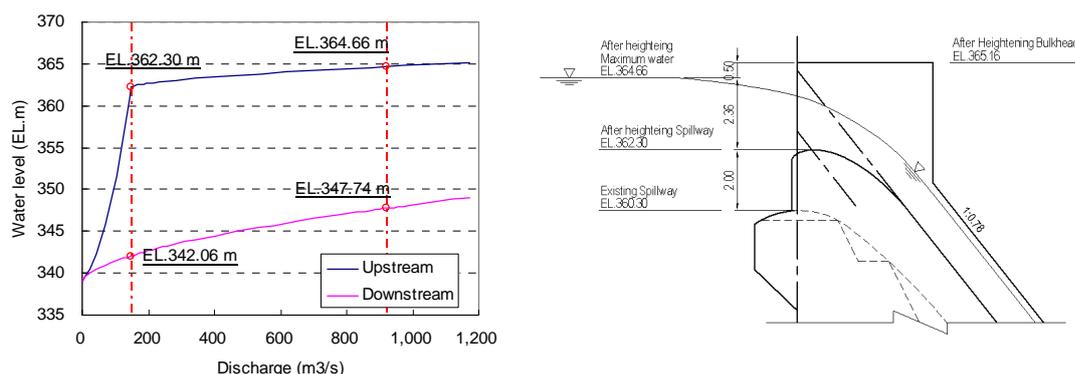
2) Seleção do método

A sobre-elevação da barragem Oeste é de apenas 2,0 m, sendo relativamente pequena. O método “Elevação da Crista da Barragem” na Tabela 5.1.9 foi o método selecionado para esta pequena quantidade e obra simples.

O método de “Nova Cobertura para a Barragem” é o método selecionado para o vertedouro uma vez que uma largura constante é necessária. A inclinação do novo concreto do lado à jusante é mais gradual do que a existente.

(3) Sobre-elevação da seção de não-transbordamento

A elevação da seção de não-transbordamento exige uma altura cujos critérios são o nível de água de projeto e uma borda livre de 0,5 m. Como mencionado na Tabela 5.1.9, a vazão de projeto da barragem Oeste é 920 m³/s. Com o cálculo da equação hidráulica para o canal circular, o nível de água tem cota EL. 347,16 m à vazão de projeto. Portanto, a sobre-elevação de não-transbordamento será na cota EL. 347,16 m (EL. 346,66 m + 0,50 m).



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.8 Nível de Água à Montante e à Jusante

Tabela 5.1.9 Nível de Água à Montante e à Jusante

Upstream water level	Downstream water level	Discharge Q (m3/s)	Δh (m)	Velocity V (m/s)	Conduit Q1 (m3/s)	Spillway Q2 (m3/s)	Total ΣQ (m3/s)
339.00	339.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
339.55	339.50	7.0	0.05	0.56	6.99	0.0	7.0
340.46	340.00	22.3	0.46	1.80	22.28	0.0	22.3
342.31	340.50	44.0	1.81	3.56	44.01	0.0	44.0
345.77	341.00	71.5	4.77	5.78	71.47	0.0	71.5
351.66	341.50	104.3	10.16	8.43	104.26	0.0	104.3
360.88	342.00	142.1	18.88	11.49	142.15	0.0	142.1
362.30	342.06	147.2	20.24	11.90	147.19	0.0	147.2
362.45	342.20	159.3	20.25	11.90	147.22	12.1	159.3
362.51	342.30	167.8	20.21	11.89	147.08	20.8	167.8
362.56	342.40	176.4	20.16	11.88	146.92	29.5	176.4
362.61	342.50	185.0	20.11	11.86	146.74	38.2	185.0
362.67	342.60	194.5	20.07	11.85	146.56	47.9	194.5
362.71	342.70	204.0	20.01	11.83	146.37	57.7	204.0
362.76	342.80	213.6	19.96	11.82	146.17	67.4	213.6
362.84	343.00	232.6	19.84	11.78	145.75	86.9	232.6
363.05	343.50	285.0	19.55	11.69	144.66	140.4	285.0
363.24	344.00	342.2	19.24	11.60	143.53	198.6	342.2
363.43	344.50	404.0	18.93	11.51	142.37	261.6	404.0
363.62	345.00	470.5	18.62	11.41	141.19	329.3	470.5
363.81	345.50	541.7	18.31	11.32	140.00	401.7	541.7
364.00	346.00	617.7	18.00	11.22	138.80	478.9	617.7
364.19	346.50	698.3	17.69	11.12	137.59	560.7	698.3
364.38	347.00	783.7	17.38	11.03	136.38	647.4	783.7
364.57	347.50	874.0	17.07	10.93	135.16	738.8	874.0
364.66	347.74	920.0	16.92	10.88	134.57	785.4	920.0
364.76	348.00	969.0	16.76	10.83	133.94	835.1	969.0
364.95	348.50	1068.9	16.45	10.73	132.71	936.2	1068.9
365.15	349.00	1173.7	16.15	10.63	131.49	1042.2	1173.7

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

O nível de água de projeto foi calculado utilizando a fórmula abaixo.

O nível de água à montante é a vazão do conduto fechado

$$Q = A \cdot V$$

Notes:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Q : Discharge (m^3 / s)

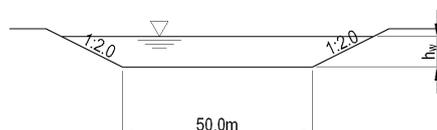
V : Velocity (m / s)

A : Flow area (m^2)

n : Roughness modules (= 0.032)

R : Hydraulic radius (m)

I : Riverbed slope (= 1/ 5,000)



O nível de água à jusante é a vazão do conduto fechado

$$Q = A \cdot V, V = \frac{Q}{A}, A = \frac{D^2 \cdot \pi}{4}$$

Notes:

Q : Discharge (m^3 / s)

V : Velocity (m / s)

A : Flow area (m^2)

n : Roughness modules (= 0.015)

H : All head loss (= $h_{m,out} + h_f$)

$h_{m,out}$: Inlet(= 0.5), Outlet loss (= 1.0)

h_f : Friction head (m)

$$h_{m,out} = (1 + 0.5) \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = \frac{8 \cdot g \cdot n^2}{(D/4)^{1/3}} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$H = h_{m,out} + h_f$$

2) Projeto Hidráulico

A tabela a seguir mostra a condição hidráulica para o cálculo da estabilidade.

Tabela 5.1.10 Nível de Água de Projeto

Condição de Carga		Nível de água À montante	Nível de água À jusante	Obs.
CCN		340,79	340,09	Q=28 m ³ /s (Nível de água normal)
CCE	Existente	362,65	347,74	Q=920 m ³ /s (Nível de água de cheia máximo)
	Após a sobre-elevação	364,66		
CCL	Existente	360,30	341,95	Q=139 m ³ /s (Nível de água de cheia (topo do vertedouro))
	Após a sobre-elevação	362,30	342,06	Q=147 m ³ /s (Nível de água de cheia (topo do vertedouro))
CCC		---	---	

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3) Vazão de água normal

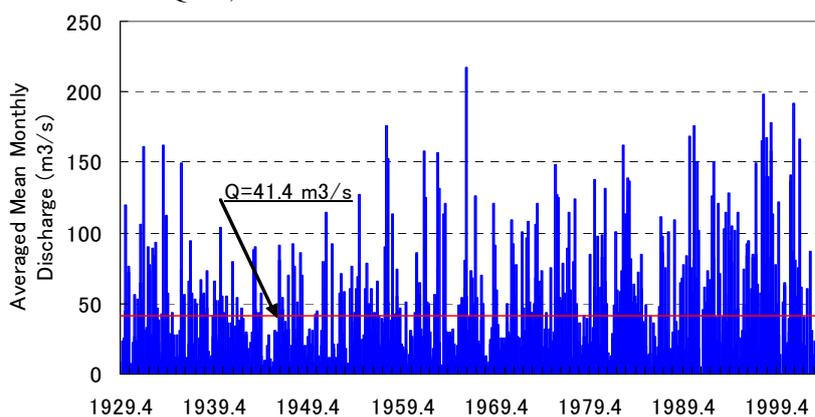
A vazão normal na barragem Oeste é calculada através das seguintes etapas: (1) a vazão média mensal em Taió por 75 anos, (2) o cálculo da vazão por unidade de área de captação, e (3) conversão para a área de captação apropriada. A vazão normal é 28,0 m³/s na barragem Oeste.

$$Q_{normal} = \frac{C.A.(Oeste)}{C.A.(Taió)} \times Q_{A.M.at.Taió} = \frac{1042}{1575} \times 41.4 = 27.7 \approx 28.0 (m^3 / s)$$

A.C. (Oeste): Área de captação na barragem Oeste = 1.042 km²

A.C. (Taió): Área de captação na cidade de Taió = 1.575 km²

Vazão média mensal em Taió = Q=41,4 m³/s



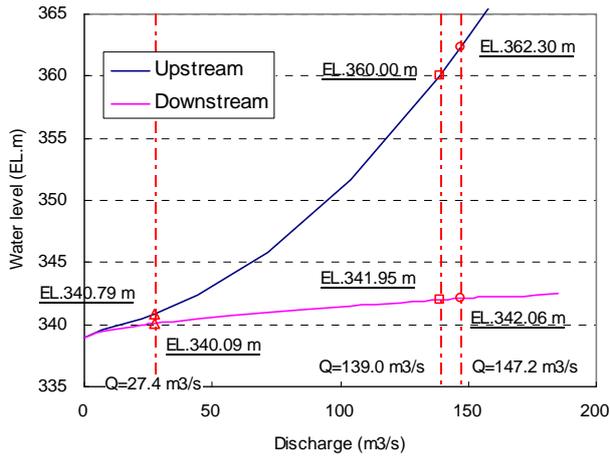
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.9 Vazão Média Mensal (para 75 anos, na Cidade de Taió)

4) Nível de Água de Projeto

A tabela a seguir mostra a condição hidráulica para o cálculo da estabilidade.

Uma vez que o nível de água à jusante é alto o suficiente para influenciar a vazão de saída, o fluxo de vazão é calculado como sendo o fluxo do conduto fechado. A tabela a seguir resume cada condição hidráulica.



Upstream water level	Downstream water level	Δh (m)	Velocity V (m/s)	Conduit Q (m3/s)
339.00	339.00	0.00	0.00	0.00
339.55	339.50	0.05	0.56	6.99
340.46	340.00	0.46	1.80	22.28
340.79	340.09	0.70	2.21	27.40
342.31	340.50	1.81	3.56	44.01
345.77	341.00	4.77	5.78	71.47
351.66	341.50	10.16	8.43	104.26
360.00	341.95	18.05	11.24	138.99
360.88	342.00	18.88	11.49	142.15
362.30	342.06	20.24	11.90	147.19
363.21	342.10	21.11	12.15	150.32
365.73	342.20	23.53	12.83	158.69
368.43	342.30	26.13	13.52	167.26
371.34	342.40	28.94	14.23	176.02
374.46	342.50	31.96	14.95	184.97

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.10 Nível de Água à Montante e à Jusante

5.1.3 Projeto Estrutural

(1) Seção de Transbordamento após a Sobre-elevação

A forma da crista do vertedouro é aguda devido a atual forma. As dimensões de cada parte são projetadas com os dados a seguir com o parâmetro H_d : cabeceira do vertedouro.

$$x^{1.85} = 2H_d^{0.85} \cdot y \quad \left(y = \frac{x^{1.85}}{2H_d^{0.85}} \right)$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot y^{1.176} \quad (\text{Fim da curva})$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot \left(\frac{1}{0.78} \right)^{1.176} = 3.464$$

determinado 3,46 (m)

$$a = 0.282 \cdot H_d = 0.67$$

determinado 0,70 (m)

$$b = 0.175 \cdot H_d = 0.41$$

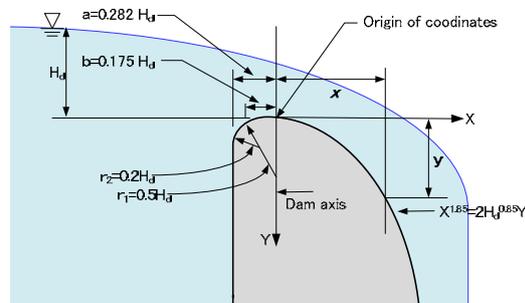
determinado 0,45 (m)

$$r_1 = 0.5 \cdot H_d = 1.18$$

determinado 1,20 (m)

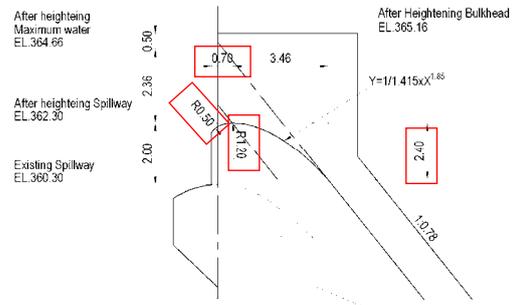
$$r_2 = 0.2 \cdot H_d = 0.47$$

determinado 0,50 (m)



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.11 Dimensões Padrão e Parâmetro de Fluxo



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.12 Determinação das Dimensões da Seção do Vertedouro

(2) Dissipador de Energia

Foi previsto um dissipador de energia na barragem Oeste. O dissipador de energia é geralmente instalado na saída do vertedouro para dissipar uma grande quantidade de energia da água que transborda do vertedouro. A elevação do vertedouro pode causar uma energia maior porque a parte superior do transbordamento se torna mais alta. Do ponto de vista hidráulico, foi proposta a instalação do dissipador. O dissipador proposto é do tipo bucket submerso.

Vazão de Projeto

A escala de projeto para o dissipador é o período de retorno de 100 anos. A vazão do período de retorno neste local é 690 m³/s como mostrado na tabela a seguir.

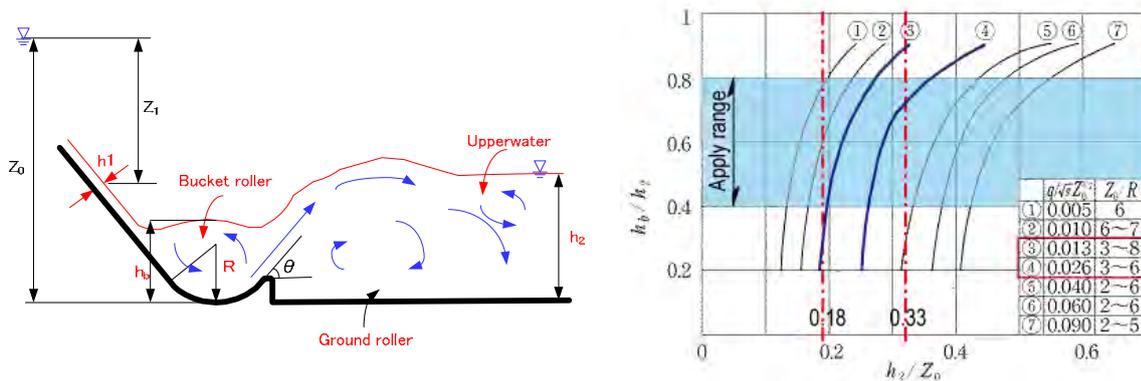
Tabela 5.1.11 Vazão de 100 anos na barragem Oeste

	Taió catchment area =	1570.13 km ²	
	Barragem Oeste catchment area =	1042.00 km ²	
	Füller equation :	Qt _i =Qt(1+2,66/(A**0,3))	
T(years)	Vazões Máximas (m ³ /s)		Exponencial 2 Parâmetros
	Taió	Barragem Oeste	
	Daily Mean	Daily mean (Qt)	Instantaneous peak (Füller) Qt _i
5	436	289	385
10	504	334	445
25	590	392	521
50	654	434	577
100	717	476	633
500	864	573	763
1,000	927	615	818

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Resultado da Análise do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

O raio da curva do bucket é projetado através do seguinte parâmetro e gráfico. O valor de h₂/z₀ está entre 0,18 e 0,33, portanto o raio do bucket tem 7 m para cobertura.



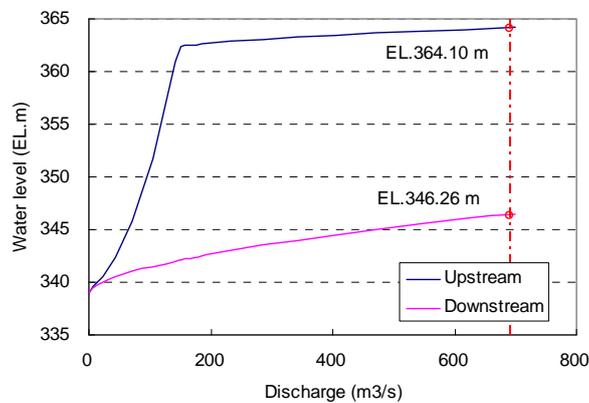
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.13 Gráfico de Projeto e Dissipador de Energia do Tipo Bucket

Tabela 5.1.12 Resultado da Análise do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

h_2/z_0	z_0/R	z_0	h_2					
				V (m/s)	Q ₁ (m ³ /s) Conduto	Q ₂ (m ³ /s) Vertedouro	ΣQ (m ³ /s) Total	q (m ³ /s/m)
0,18	3,53	24,70	4,46	11,90	147	0	147	1,5
0,19	3,55	24,70	4,57	11,90	147	11	159	1,6
0,19	3,56	24,70	4,66	11,89	147	20	167	1,7
0,19	3,57	24,70	4,75	11,88	147	29	176	1,8
0,20	3,57	24,70	4,84	11,86	147	38	185	1,8
0,21	3,61	24,70	5,28	11,78	146	87	233	2,3
0,23	3,64	24,70	5,73	11,69	145	140	285	2,9
0,25	3,66	24,70	6,16	11,60	144	199	342	3,4
0,27	3,69	24,70	6,60	11,51	142	262	404	4,0
0,28	3,72	24,70	7,02	11,41	141	329	471	4,7
0,30	3,74	24,70	7,44	11,32	140	402	542	5,4
0,32	3,77	24,70	7,86	11,22	139	479	618	6,2
0,33	3,79	24,70	8,08	13,61	168	522	690	6,9

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.14 Nível de Água à Montante e à Jusante

A Elevação da Parede Divisória

$$h_v = 0.82 \cdot H_{\max} = 0.82 \times 2.36 = 1.935$$

$$h_w = \frac{n \cdot h_v}{\sqrt{1+n^2}} = \frac{0.78 \cdot 1.935}{\sqrt{1+0.78^2}} = 1.190$$

determinate 1.20 m

$$H_{\max} = 364.66 - 362.30 = 2.36$$

n:Downstream slop (=0.78)

h_v :Vertical height

h_w :Division wall height

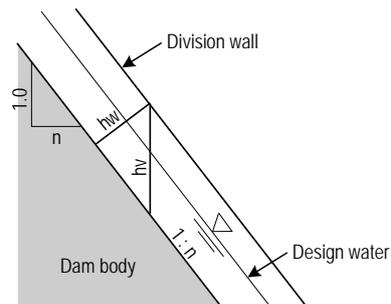


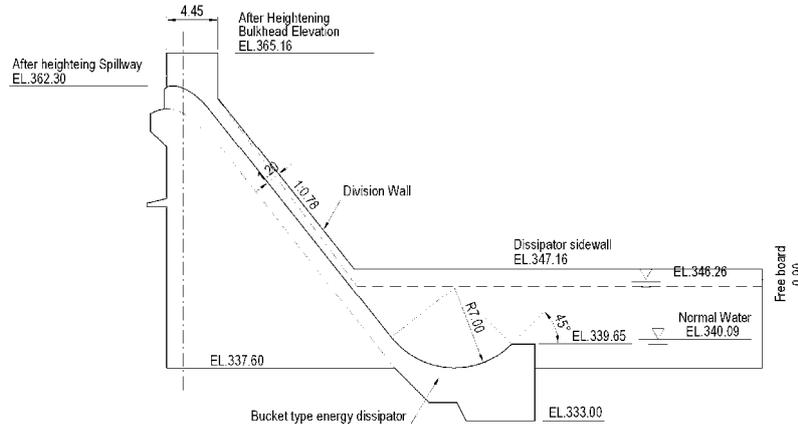
Figura 5.1.15 – Diagrama da Parede Divisória

A Elevação da Parede Lateral do Dissipador

A seguinte expressão empírica fornece valores que se provaram satisfatórios para a maioria das bacias:

$$Freeboard = 0.1 \cdot \left(\frac{v^2}{2 \cdot g} + d \right) = 0.1 \cdot [0.10 + (346.26 - 337.60)] = 0.876, \quad \text{determinado } 0,90 \text{ (m)}$$

V=1,43 m/s (Q=690 m³/s), d:profundidade da água



Elevação da parede lateral EL.347,16 m = 346,26 + 0,90

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.16 Determinação da Elevação do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

5.1.4 Análise da estabilidade

(1) Sumário

Na condição atual, a segurança contra deslizamento/tombamento está satisfeita. Entretanto, no caso da sobre-elevação em 2,0 m, é necessária uma contra-medida na seção do vertedouro.

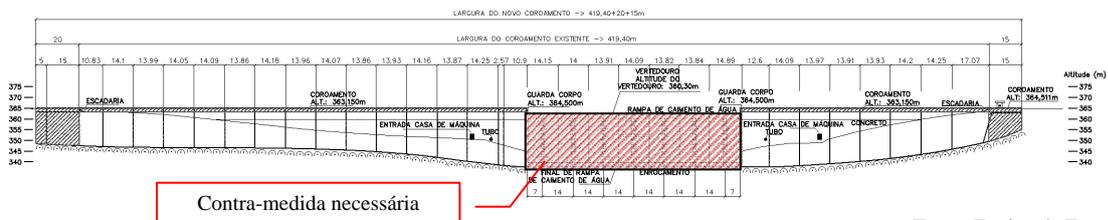
Tabela 5.1.13 Resultados da Análise de Estabilidade

	Seção de Não-transbordamento	Seção do Vertedouro
Existente	Satisfeita	Satisfeita
Caso de sobre-elevação	Satisfeita	Contra-medida necessária

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Contra-medidas na Seção do Vertedouro

O concreto de revestimento na inclinação à jusante foi proposto em toda a seção do vertedouro. A inclinação à jusante foi definida como sendo 1:0,78.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.17 Contra-medidas necessárias na seção do vertedouro

(2) Existente

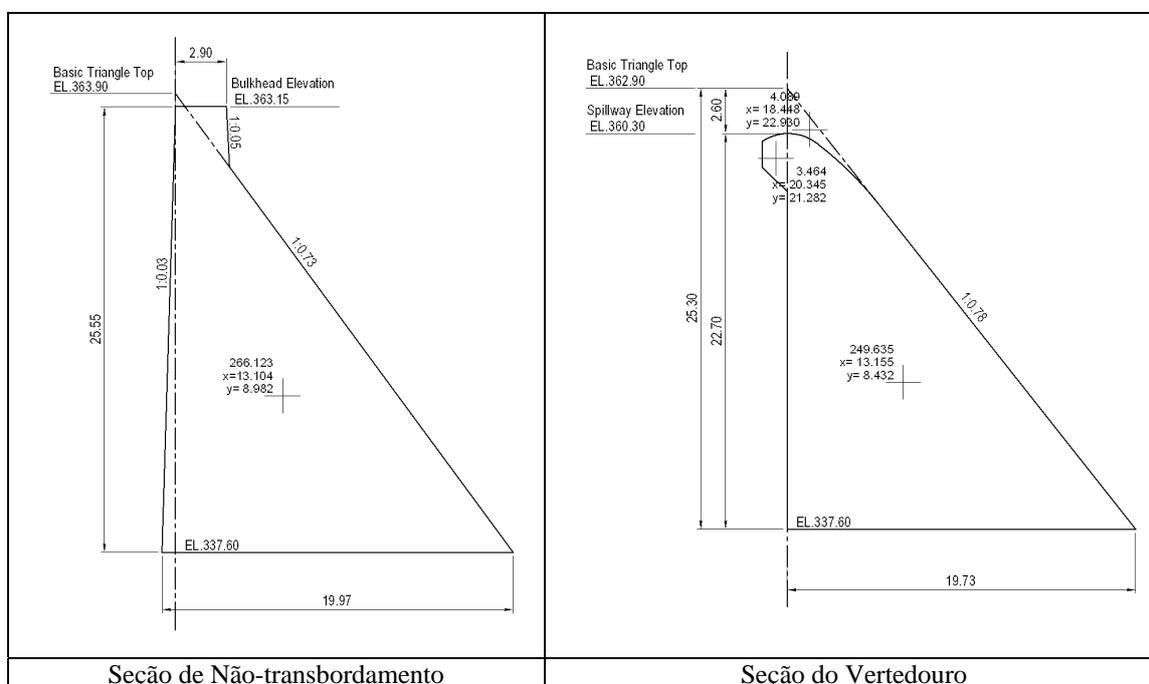
1) Condições de Projeto

A condição de projeto da análise de estabilidade da barragem Oeste é considerada a mostrada na tabela abaixo.

Tabela 5.1.14 Condição de Projeto da Barragem Existente

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	363.150	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	362.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	0.030	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	362.650	←
[CCL]	EL.m	360.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	341.950	←
Unit weight of concrete dams	kN/m ³	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m ³	8.5	←
Unit weight of water	kN/m ³	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m ²	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.18 Seção Típica da Barragem Existente

2) Resultados

Tanto a Seção de Não-transbordamento quanto a Seção do Vertedouro estão satisfeitas em termos de Estabilidade.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida da fundação de rocha, $\sigma_a=10\text{M}/\text{m}^2(=30\text{M}/3,0)$, é maior que $0,58 \text{ M}/\text{m}^2$.

Seção de Não-transbordamento**Tabela 5.1.15 Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento**

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	12,06 > 1,30	2665,24 > 1,50	453,81 $\geq 1,0$
[CCE]	2,67 > 1,10	2,37 > 1,20	6,21 $\geq 1,0$
[CCL]	4,20 > 1,10	2,73 > 1,10	6,35 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	$577,22 \leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	$-0,73 \geq -200$
[CCE]	$82,22 \leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	$338,51 \geq -200$
[CCL]	$139,04 \leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	$334,87 \geq -200$
[CCC]	$606,60 \leq 30\text{M}/1,3=23\text{M}$	$19,63 \geq -200$

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Seção do Vertedouro**Tabela 5.1.16 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro**

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	11,42 > 1,30	2500,05 > 1,50	440,55 $\geq 1,0$
[CCE]	2,51 > 1,10	2,12 > 1,20	6,03 $\geq 1,0$
[CCL]	3,93 > 1,10	2,52 > 1,10	6,23 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	$564,36 \leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	$-20,98 \geq -200$
[CCE]	$41,96 \leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	$339,25 \geq -200$
[CCL]	$108,48 \leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	$326,10 \geq -200$
[CCC]	$594,23 \leq 30\text{M}/1,3=23\text{M}$	$-1,17 \geq -200$

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Nota:

Intensidade da força de compressão permissível da rocha

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_k}{\sigma_t} = \frac{30\text{MN} / \text{m}^2}{3,0 \sim 1,3}$$

Intensidade da força de tensão permissível do concreto.

$$\sigma_{\min} = -\frac{\sigma_{ck}}{80} = -\frac{16}{80} = -0,2\text{N} / \text{mm}^2 = -200\text{N} / \text{m}^2$$

(3) Caso de sobre-elevação

1) Condições de Projeto

A condição da sobre-elevação é mostrada na tabela a seguir.

Tabela 5.1.17 Condição de Projeto da Sobre-Elevação da Barragem Oeste

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	365.160	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	364.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	-----	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	364.660	←
[CCL]	EL.m	362.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	342.060	←
Unit weight of concrete dams	kN/m ³	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m ³	8.5	←
Unit weight of water	kN/m ³	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Downstream cover thickness	m	-----	1.83
Concrete mat elevation (Top point)	EL.m	342.500	-----
Concrete mat length (Base point)	m	1.000	-----
Shear strength of foundation	kN/m ²	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

2) Resultados

Análise da Estabilidade da Seção de Não-transbordamento

Todas as condições de estabilidade estão satisfeitas. A capacidade de sustentação necessária é suficientemente satisfeita ($\sigma_a=10\text{MN/m}^2$ $\sigma_{\text{max}}=0,61\text{M N/m}^2$, $1\text{ M}=10^6$).

Tabela 5.1.18 Análise do Resultado da Sobre-elevação (Barragem Oeste)

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	12,31 > 1,30	2762,40 > 1,50	457,06 $\geq 1,0$
[CCE]	2,66 > 1,10	2,09 > 1,20	5,19 $\geq 1,0$
[CCL]	4,06 > 1,10	2,26 > 1,10	5,44 $\geq 1,0$
[CCC]	$\infty > 1,20$	$\infty > 1,30$	$\infty \geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	605,91 $\leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	-16,08 ≥ -200
[CCE]	83,05 $\leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	345,86 ≥ -200
[CCL]	82,22 $\leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	397,92 ≥ -200
[CCC]	628,91 $\leq 30\text{M}/1,3=23\text{M}$	10,63 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Análise da Estabilidade da Seção do Vertedouro

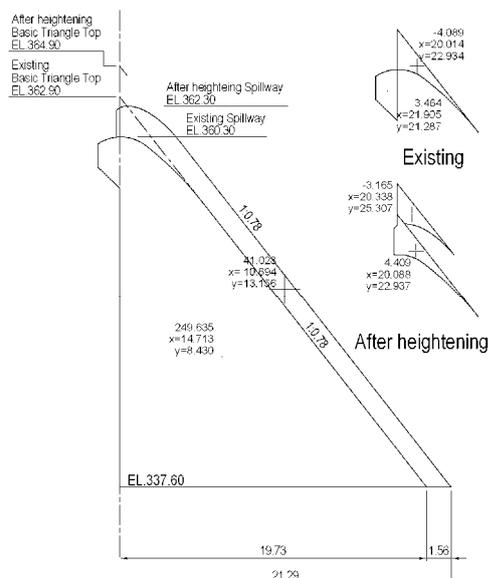
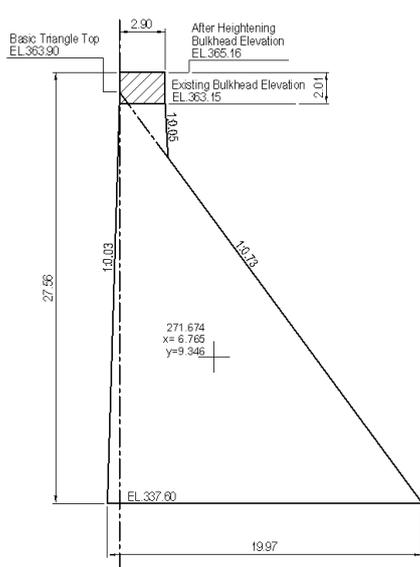
Todas as condições de estabilidade estão satisfeitas na condição de que a inclinação à jusante seja 1:0,78. A capacidade de sustentação necessária é suficientemente satisfeita ($\sigma_a=10 \text{ M N/m}^2$ $\sigma_{\text{max}}=0,62 \text{ M N/m}^2$, $1 \text{ M}=10^6$).

Tabela 5.1.19 Resultados da Análise com a Contra-Medida

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	11,70 > 1,30	650,32 > 1,50	94,71 $\geq 1,0$
[CCE]	2,63 > 1,10	1,67 > 1,20	4,16 $\geq 1,0$
[CCL]	3,95 > 1,10	2,16 > 1,10	5,42 $\geq 1,0$
[CCC]	59,31 > 1,20	1668,43 > 1,30	287,17 $\geq 1,0$

	Montante (kN/m ²)	Jusante (kN/m ²)
[CCN]	615,46 $\leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	17,79 ≥ -200
[CCE]	7,63 $\leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	456,91 ≥ -200
[CCL]	111,00 $\leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	403,88 ≥ -200
[CCC]	583,51 $\leq 30\text{M}/1,3=23\text{M}$	-0,44 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Determinação da Seção de Não-transbordamento

Determinação da Seção do Vertedouro

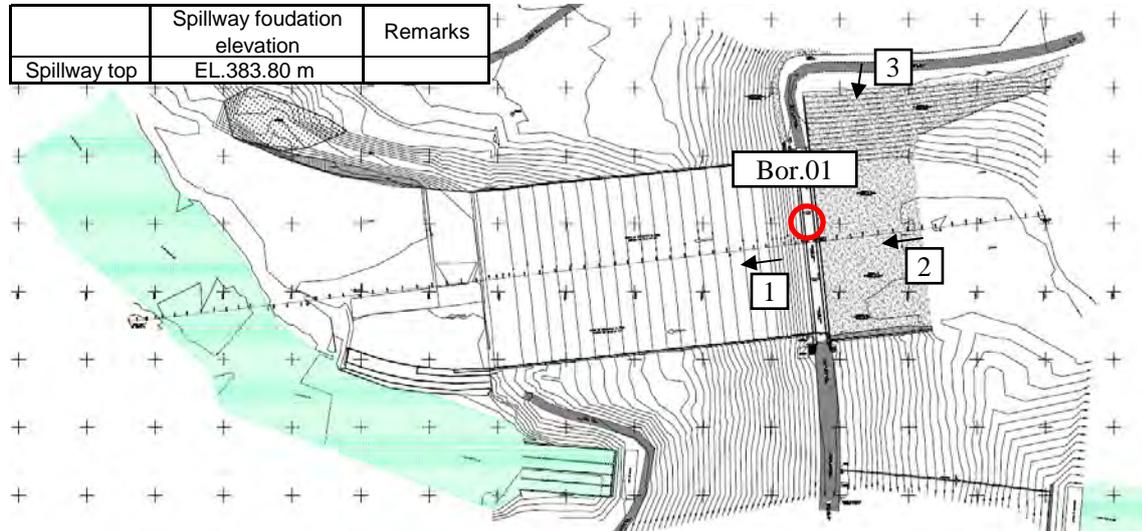
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.19 Determinação da Sobre-elevação da Seção do Vertedouro

5.2 Estudo de Viabilidade da Barragem Sul

5.2.1 Levantamentos de Campo

O levantamento topográfico foi realizado para confirmar as principais dimensões estruturais de ambas as barragens, o que era necessário para o estudo de viabilidade do projeto de sobre-elevação das barragens. Além disso, também foi realizado o levantamento geológico para estimar o perfil das fundações das barragens. O levantamento geológico foi realizado em um (1) local na barragem Sul.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.1 Mapa de Localização



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Foto do Local da Barragem Sul

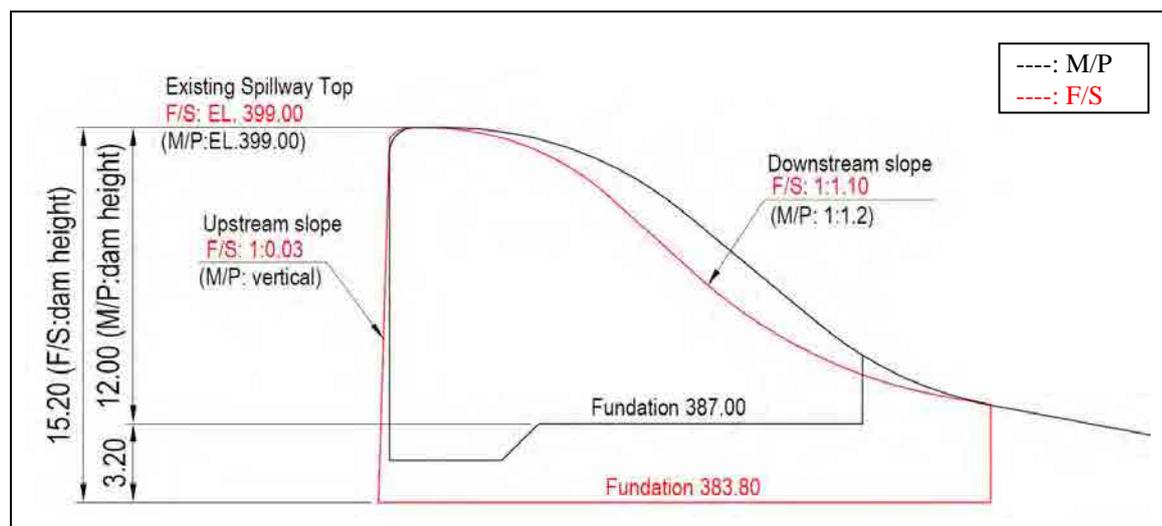
(1) Topografia

O resultado do levantamento, a forma da barragem, é mostrado na Figura 5.2.2. A principal diferença entre o resultado do levantamento na fase do Estudo de Viabilidade e a Figura na fase do Plano Diretor é mostrada a seguir. Na fase do plano diretor, as dimensões da estrutura foram determinadas com base em um desenho antigo, que estava difícil de ler.

Tabela 5.2.1 Características Marcantes

Item	Resultado do levantamento no Estudo de Viabilidade	Utilizado na fase do Plano Diretor	Diferença
Cota do Vertedouro	399,00	399,00	±0,00
Topo da Ponte	410,15	410,00	+ 0,15
Cota de Elevação da Fundação	383,80	387,00	-3,20
Declividade à montante	1:0,03	---	---
Declividade à jusante	1:1,10	1:1,2	-0:0,2

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.2 Comparação das Figuras em cada fase

(2) Condições Geológicas

As propriedades geológicas das fundações da barragem Sul são detalhadas no Anexo C. A Tabela à direita mostra as condições geológicas.

Tabela 5.2.2 – Condições Geológicas

Força Compressiva Não Confinada (MN/m ²)	30
Ângulo de Atrito Interno (graus)	38
Força de Cisalhamento (MN/m ²)	1

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5.2.2 Condições Básicas

(1) Normas.

Assim como na barragem Oeste, o mesmo manual de critérios é utilizado na barragem Sul.

(2) Projeto Hidráulico

1) Capacidade de transbordamento do Vertedouro

A vazão de transbordamento é estimada através da fórmula a seguir.

$$Q_{\text{overflow}} = C \times B \times (H_{\text{overflow}})^{1.5}$$

Onde,

C: um coeficiente de vazão (=2,07), B: largura do vertedouro, $H_{\text{transbordamento}}$: cabeceira do vertedouro

A vazão do conduto é estimada através da fórmula a seguir.

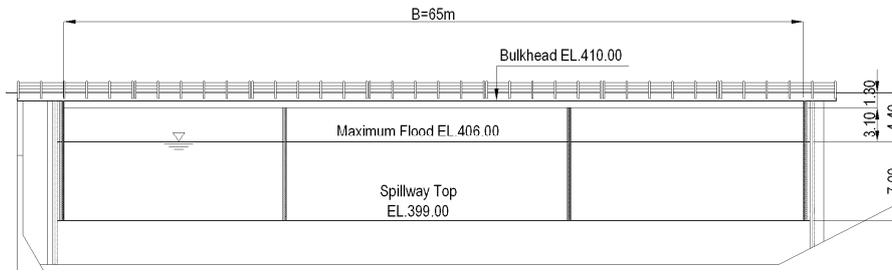
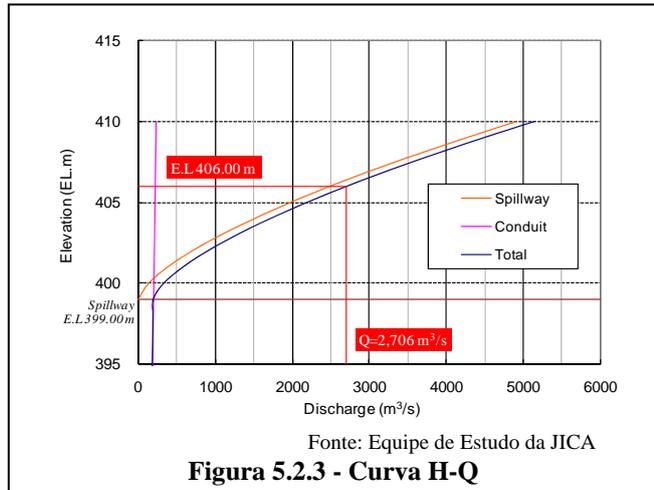
$$Q_{\text{conduit}} = C_1 \times N \times C_2 \times (2 \times g \times H_{\text{conduit}})^{0.5}$$

Onde,

C_1, C_2 : um coeficiente de vazão ($C_1=0,89$, $C_2=1,7663$), N : Número de comportas

H_{conduto} : a cabeceira no conduto

Como mostrado no gráfico à direita, a vazão do conduto no período de 1.000 anos é 2.706 m^3/s e a cabeceira do transbordamento é 7.0 m.

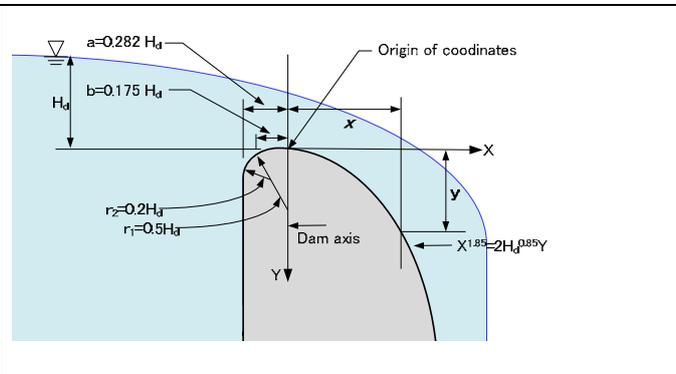
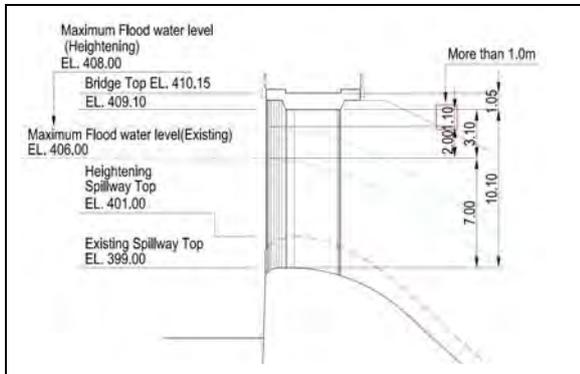


2) Relacionamento do Nível de Água

O relacionamento entre a viga da ponte e o nível máximo de água da cheia é descrito a seguir. Após o vertedouro ser sobre-elevado em 2,0 m, haverá mais de um 1,0 m de espaço (ver o quadrado vermelho na Figura 5.2.5 abaixo).

(3) Projeto estrutural da Sobre-elevação da Seção de Transbordamento

A forma da crista do vertedouro é basicamente aguda, como é no momento. As dimensões de cada parte são projetadas com os dados a seguir com o parâmetro h_d : cabeceira do vertedouro.



$$x^{1.85} = 2H_d^{0.85} \cdot y \left(y = \frac{x^{1.85}}{2H_d^{0.85}} \right)$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot y^{1.176} \text{ (Fim da curva)}$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot \left(\frac{1}{1.10} \right)^{1.176} = 6.859$$

determinado 6,86 (m)

$$a = 0.282 \cdot H_d = 1.97$$

determinado 2,00 (m)

$$b = 0.175 \cdot H_d = 1.23$$

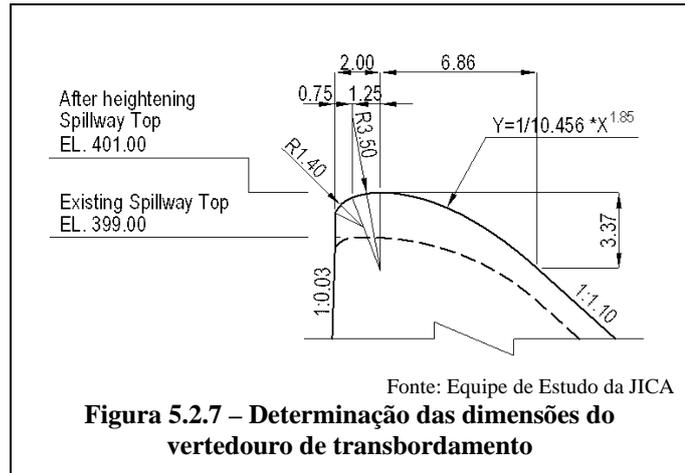
determinado 1,25 (m)

$$r_1 = 0.5 \cdot H_d = 3.50$$

determinado 3,50 (m)

$$r_2 = 0.2 \cdot H_d = 1.40$$

determinado 1,40 (m)



Fonte: Equipe de Estudo da JICA
Figura 5.2.7 – Determinação das dimensões do vertedouro de transbordamento

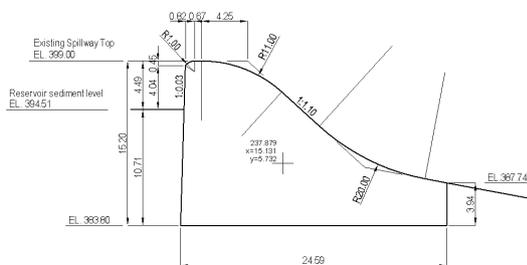
5.2.3 Análise da Estabilidade do Vertedouro da Barragem

(1) Condições de Projeto

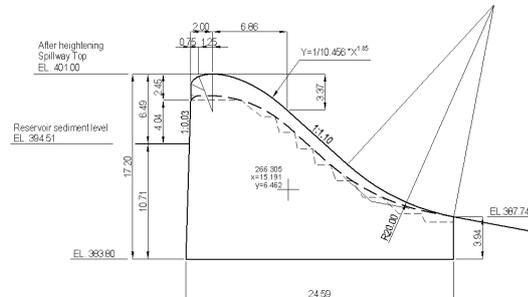
A condição de projeto da análise de estabilidade do Vertedouro da Barragem é mostrada na Tabela 5.2.3 abaixo.

Tabela 5.2.3 Condição de Projeto da Barragem Existente

		Existing	After heightening
Elevation of Top of Dam	EL.m	399.000	401.000
Upstream Slope	1:n	0.030	←
Downstream Slope	1:n	1.100	←
Dam base elevation	EL.m	383.800	383.800
Reservoir sediment level	EL.m	394.510	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	383.800	←
[CCE]	EL.m	406.000	408.000
[CCL]	EL.m	399.000	401.000
Unit weight of concrete dams	kN/m ³	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m ³	8.5	←
Unit weight of water	kN/m ³	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m ²	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←



Existente



Sobre-elevação

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.8 Seção Típica da Barragem Existente

(2) Resultados

1) Barragem existente

A condição de estabilidade está satisfeita.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida (10 MN/m^2) é mais que σ_{\max} (370 kN/m^2).

Tabela 5.2.4 Resultado do cálculo

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	$\infty > 1,30$	$59,02 > 1,50$	$27,66 \geq 1,0$
[CCE]	$6,14 > 1,10$	$4,76 > 1,20$	$8,17 \geq 1,0$
[CCL]	$8,71 > 1,10$	$8,39 > 1,10$	$13,15 \geq 1,0$

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	$370,45 \leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	$84,22 \geq -200$
[CCE]	$165,44 \leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	$215,23 \geq -200$
[CCL]	$237,47 \leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	$152,89 \geq -200$

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Nota:

Intensidade da força de compressão permissível da rocha

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_k}{\sigma_t} = \frac{30\text{MN} / \text{m}^2}{3.0 \sim 1.3}$$

Intensidade da força de tensão permissível do concreto.

$$\sigma_{\min} = -\frac{\sigma_{ck}}{80} = -\frac{16}{80} = -0.2\text{N} / \text{mm}^2 = -200\text{N} / \text{m}^2$$

2) Sobre-elevação da Barragem

A condição de estabilidade está satisfeita.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida (10 MN/m^2) é mais que σ_{\max} (420 kN/m^2).

Tabela 5.2.5 Resultado do cálculo

	FSF	FST	FSD $\geq 1,0$
[CCN]	$\infty > 1,30$	$66,34 > 1,50$	$28,52 \geq 1,0$
[CCE]	$6,31 > 1,10$	$4,04 > 1,20$	$6,99 \geq 1,0$
[CCL]	$8,61 > 1,10$	$6,84 > 1,10$	$10,96 \geq 1,0$

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	$420,18 \leq 30\text{M}/3,0=10\text{M}$	$88,82 \geq -200$
[CCE]	$159,92 \leq 30\text{M}/2,0=15\text{M}$	$268,41 \geq -200$
[CCL]	$247,00 \leq 30\text{M}/1,5=20\text{M}$	$189,40 \geq -200$

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5.2.4 Análise da Estabilidade da Seção de Enrocamento

O projeto da sobre-elevação do vertedouro não afeta o corpo da barragem porque o nível de água mais alto não muda. Esta seção trata da falha de infiltração e deslizamento porque o relatório do projeto original não está disponível.

(1) Condições Básicas

1) Propriedade da Barragem

Uma vez que não existem dados disponíveis sobre os parâmetros físicos e desenhos, os parâmetros físicos foram definidos com valores gerais (ver tabela abaixo) e as dimensões foram obtidas nos desenhos antigos, difíceis de ler.

Tabela 5.2.6 Propriedades dos materiais para cálculo

	Material	κ (cm/s)	e	t (g/cm ³)	W _n (%)	s (kN/m ³)	ϕ (deg)	C (kN/m ²)
1	Núcleo	5,0 E-5	0,48	1,8	10,0	19	---	80
2	Filtro	5,0 E-2	0,37	1,9	5,0	20	30	---
3	Trânsito (Aleatório)	5,0 E-4	0,48	1,8	5,0	19	25	---
4	Rocha	Dreno livre	0,25	2,0	2,0	21	37	---
5	Fundações (Rocha)	1,0 E-7	0,20	2,2	2,0	23	38	1000

κ :Condutividade hidráulica
 e :Proporção de vazios
 t :Densidade molhada
 W_n :Conteúdo natural da água
 s :Densidade saturada
 ϕ :Ângulo do atrito interno
 c :Coesão

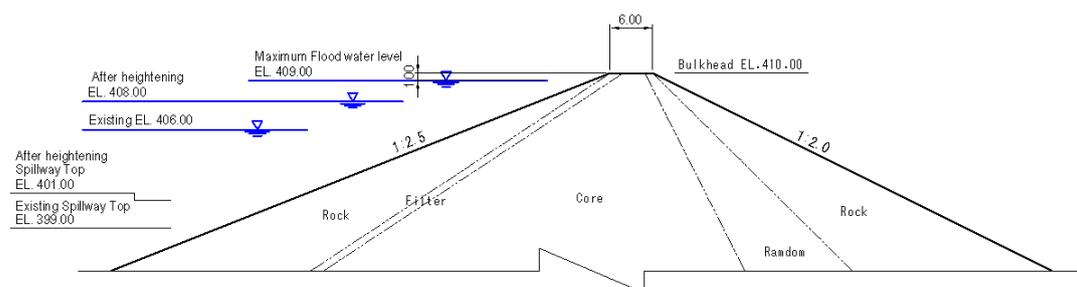
2) Condição do Nível da Água

A condição hidráulica mais crítica para fluxo de infiltração é o nível de água de cabeceira chegar a “elevação de anteparo – 1,0 m”. Portanto, a análise é realizada com este nível de água (Ver tabela abaixo)

Tabela 5.2.7 Nível de Água de Projeto

	Nível de água (EL.m)	Obs.
Existente	406,00	Probabilidade de cheia 1/10.000
Sobre-elevação	408,00	Probabilidade de cheia 1/10.000
Critérios de Projeto no Brasil	409,00	Cota de elevação de não-transbordamento – 1,0m

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.9 Nível de Água de Projeto

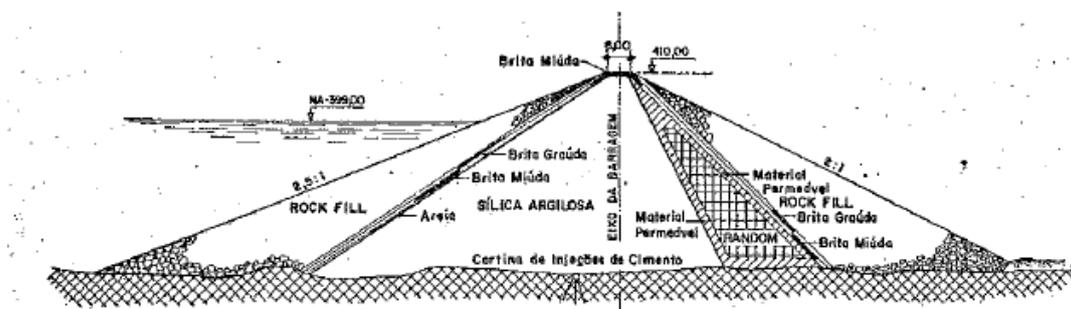


Figura 5.2.10 Desenho Antigo do Traçado

3) Método de análise do fluxo de infiltração

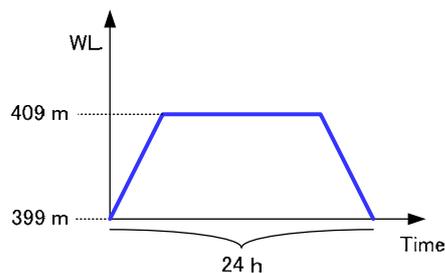
Bidimensional

O método do elemento finito

Instável - fluxo

- montante 399 - 409 - 399 m (como figura à direita)

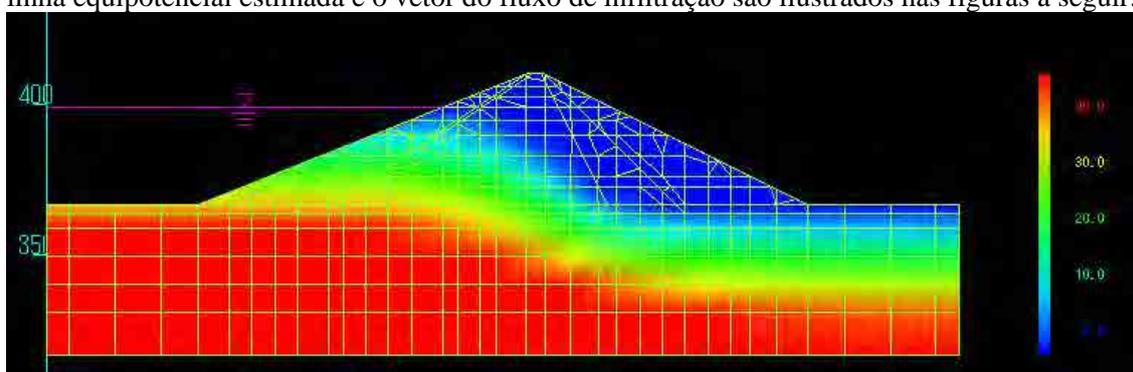
- jusante 366,5 m (nível do solo)



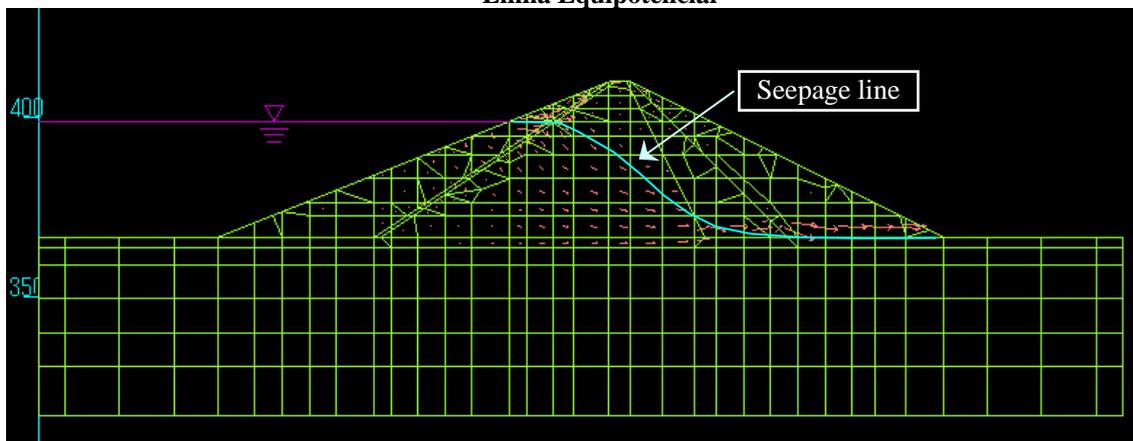
(3) Análise do fluxo de infiltração

1) Resultado do Cálculo

A linha equipotencial estimada e o vetor do fluxo de infiltração são ilustrados nas figuras a seguir.



Linha Equipotencial



Vetor do Fluxo

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.11 Gráfico Isobárico e de Velocidade

Tabela 5.2.8 Velocidade da infiltração em cada zona

	Velocidade (cm/s)	Gradiente Hidráulico (x)	Gradiente Hidráulico (y)
Núcleo	2,08 E-04	4,68 E-00	7,73 E-01
Filtro	7,58 E-03	6,60 E-01	1,44 E-01
Trânsito	1,99 E-04	1,84 E-01	6,55 E-00
Rocha	1,35 E-02	2,63 E-02	1,81 E-04

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Tabela 5.2.9 Velocidade Crítica da Fórmula de Justin

Diâmetro do Grão (mm)	Velocidade Crítica do Lençol Freático (cm/s)	Obs.
0,01	1,02	Argila
0,03 - 0,05	1,77 - 2,29	Limo
0,08	2,89	Areia muito fina
0,10	3,23	Areia fina
0,30 - 0,50	5,60 - 7,23	Areia média
0,80 - 5,00	9,14 - 22,86	Cascalho

Fonte: Equipe de Estudo da JICA (com base no Manual de mecânica dos solos e engenharia de fundações – 1983)

2) Avaliação da Segurança

A segurança contra canalização é examinada. Se a força de infiltração ($\gamma_w \times i$) exceder o peso efetivo da partícula, a partícula será levada para cima.

O gradiente hidráulico que torna a força efetiva zero é chamado de gradiente hidráulico crítico. O gradiente hidráulico máximo que é estimado a partir da análise da infiltração não deve ser maior que o gradiente hidráulico crítico.

Com relação à ocorrência da canalização no corpo da barragem, partículas de solo seriam facilmente erodidas no pé do talude porque a velocidade do fluxo de infiltração e o gradiente hidráulico são grandes neste lugar. Para verificar tal falha de infiltração, a segurança do pé da parte central foi estudada para referência. A segurança da barragem onde a superfície da fundação permeável do lado à jusante está coberta por solo coesivo foi checada através da seguinte equação:

$$\frac{G}{W} = \left(\frac{\rho_E \cdot H}{\rho_W \cdot P} \right) > 1.0$$

onde,

G = Peso da camada de cobertura (kNf/m³)

W = Pressão de elevação atuando no fundo da camada de cobertura (kNf/m³)

ρ_E = Densidade da camada de cobertura (kN/m³)

H = Altura da camada de cobertura (m)

ρ_W = Densidade da água (kN/m³)

P = Cabeceira da pressão no fundo da camada de cobertura (m)

Os seguintes valores foram estimados pela equação anterior:

ρ_E = 19,0 (kN/m³) como a densidade saturada do núcleo

H = 84,0 (m) como a largura do fundo

ρ_W = 10,0 (kN/m³)

P = 45,50 (m) Como a profundidade da água para o nível Máximo de água de Cheia de EL. 409,00 m (=409,00-363,50)

($P = P_w/\rho g = \rho g h/\rho g = h$)

$$\frac{G}{W} = \frac{19 \times 84.0}{10 \times 45.5} = 3.51 > 1.0$$

O resultado indica que o G/W estimado é maior que 1,0. Portanto, a canalização do dique e da fundação é avaliada como sendo pouco provável que ocorra.

Em geral, não importando o quão alta sejam as barragens, os núcleos impermeáveis tendo larguras de 30% a 50% da cabeceira da água normalmente tem um desempenho satisfatório. A barragem Sul é larga o suficiente para ser considerada uma vez que a proporção entre a largura e a cabeceira da água é 185%.

$$\frac{\text{Bottom width}}{\text{Waterhead}} = \frac{84.0}{45.5} = 185 \% (>30 - 50 \%)$$

(4) Cálculo da Análise da Estabilidade da barragem principal

1) Fator de Segurança Necessário

O fator de segurança necessário contra falha de talude é 1,3, como mostrado na tabela a seguir.

Tabela 5.2.10 Fator de Segurança do Escorregamento Circular

	Fator de Segurança	Obs.
Construção	1,3 ^(a)	Taludes à montante e à jusante
Condição instável	1,1 ~ 1,3 ^(b)	
Condição estável	1,5	Talude à jusante
Movimento sísmico	1,0	Taludes à montante e à jusante

Notas:

(a) $F_s=1,4$ no caso da altura da barragem ser superior a 15 m(b) se mais frequência, $F_s=1,3$

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

Equação para o Fator de Segurança

A equação utilizada para o cálculo do fator de segurança é o seguinte:

$$SF = \frac{\sum \{cl + (N - U - N_e) \tan \varphi\}}{\sum (T + T_e)}$$

SF:	Fator de Segurança
N:	Componente vertical da carga na superfície de escorregamento de cada pedaço (Peso morto: W + pressão hidrostática: E)
T:	Componente tangencial da carga na superfície de escorregamento de cada pedaço (Peso morto: W + pressão hidrostática: E)
U:	Pressão no poro na superfície de escorregamento de cada pedaço
N_e :	Componente vertical da força de inércia sísmica na superfície de escorregamento de cada pedaço
T_e :	Componente tangencial da força de inércia sísmica na superfície de escorregamento de cada pedaço
φ :	Ângulo de atrito interno na superfície de escorregamento de cada pedaço
c:	Coesão na superfície de escorregamento de cada pedaço
l:	Comprimento da superfície de escorregamento de cada pedaço

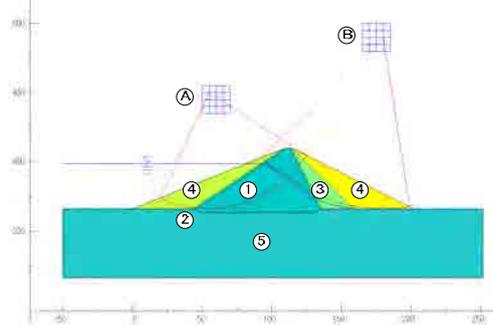
2) Resultado e Avaliação

O resultado da análise de estabilidade é resumido na tabela e na figura a seguir. Os fatores mínimos de segurança para ambos os casos satisfazem o fator de segurança necessário para a condição normal e a condição sísmica. O resultado indica que a barragem Sul pode manter a estabilidade em termos de falha de deslizamento.

Tabela 5.2.11 – Resultado do Círculo de Deslizamento

Círculo	Coordenadas centrais		Raio (m)	Fator de Segurança
	X (m)	Y (m)		
A (montante)	55,0	450,0	83,5	1,396
B (jusante)	180,0	490,0	123,5	1,439

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICAS

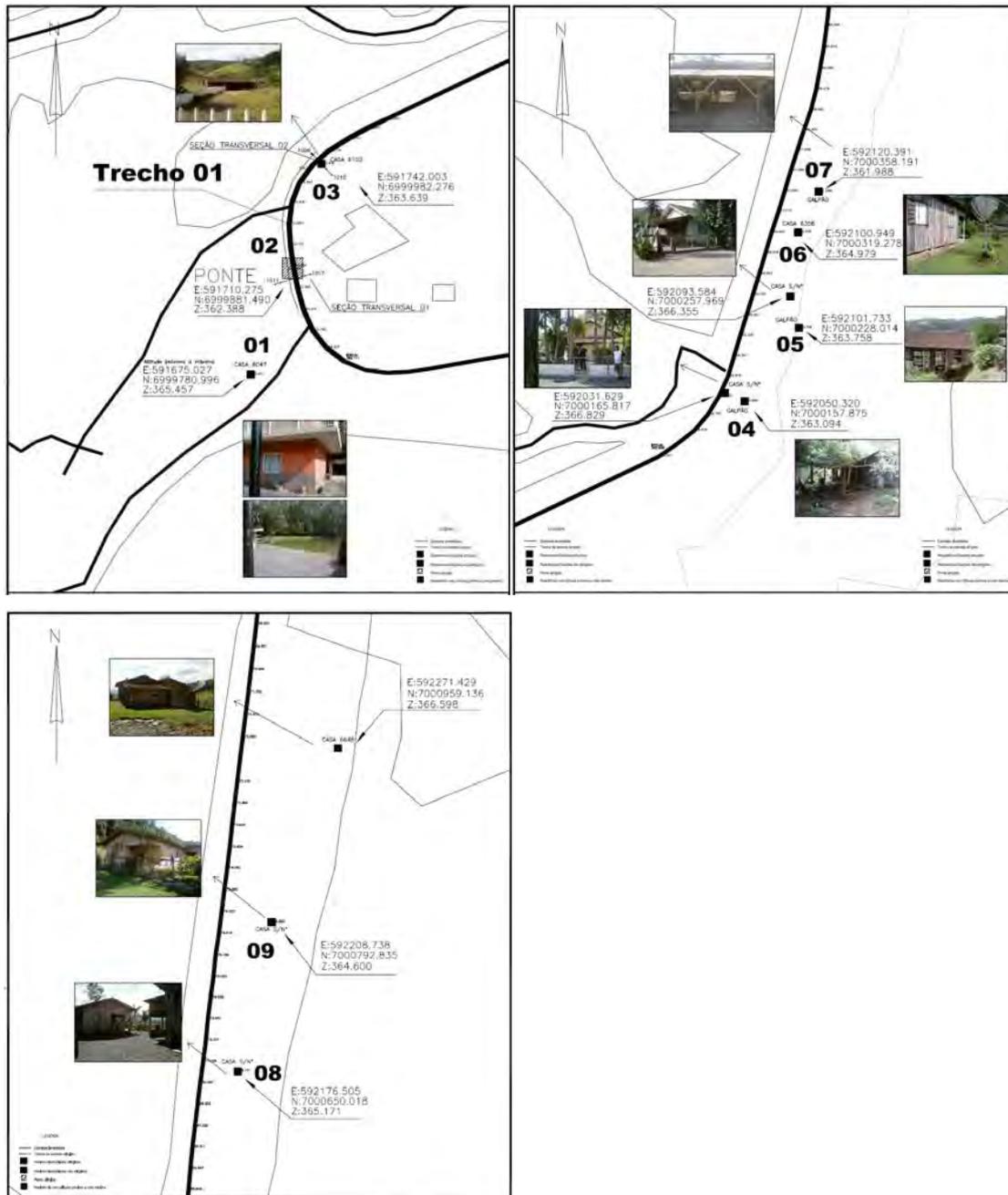
Figura 5.2.12 - Resultado do Círculo de Deslizamento

5.3 Instalações adicionais

Devido à sobre-elevação da barragem Oeste em 2,0 m, a elevação de parte das casas e da rodovia será menor que o nível de água PMF (cheia máxima provável). Portanto, será necessário adquirir as áreas cuja cota estiver abaixo da nova crista da barragem (EL. 365,16 m) porque sua cota atual está na altura da crista da barragem (EL. 363,0 m).

(1) Condição da área do reservatório da barragem Oeste

A figura abaixo mostra o resultado da observação de campo. Existem quatro casas e três cooperativas afetadas.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.3.1 Resultado do Levantamento (Barragem Oeste)

(2) Contra-medida

A contra-medida contra a inundação das casas é proposta em 2 maneiras.

Tabela 5.3.1 Comparação das Contra-medidas Contra a Inundação

	Medida alternativa-1: novo traçado de rodovia	Medida alternativa-2: reassentamento
Esquema		
Descrição geral	- Alguns trechos de rodovias e pontes devem ter novo traçado para proteger as construções existentes contra a inundação causada pela sobre-elevação da barragem. Portanto, a elevação do novo traçado de vias e pontes deve ser superior ao da crista da barragem.	- As construções localizadas em áreas de inundação potencial devem ser realocadas. - Alguns trechos de rodovias e pontes, cujas alturas são inferiores ao da crista da barragem elevada, serão realocados.
Mérito	- Sem reassentamento de comunidades	- Custo menor devido à redução do volume de obras de construção
Demérito	- Aumento do custo de construção devido à mudança no traçado da rodovia	
Custo do projeto	R\$ 4.797.000 (100%)	R\$ 2.819.000 (58,8%)

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Tabela 5.3.2 Custo de Implementação das Contra-medidas

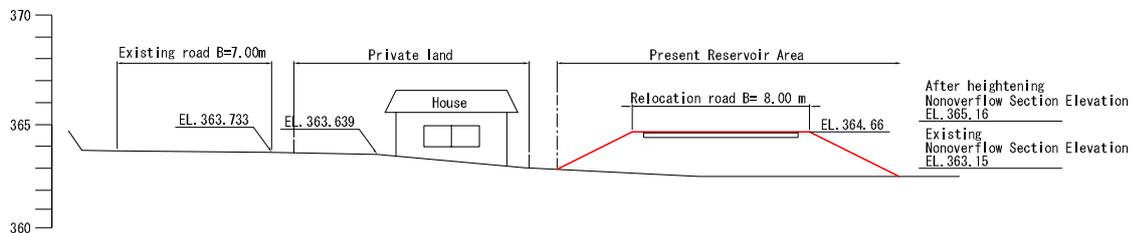
			Alternative of Road relocation		Alternative of Compensation		Remarks
	unit	unit cost	quantity	amount	quantity	amount	
Replace of Bridge	m2	3,000	160	480,000	80	240,000	
Relocation Road	m	1,570	1,500	2,355,000	500	785,000	
Other works	%	30	---	851,000	---	308,000	Main works *30%
[1] Sub total (Construction cost)				3,686,000		1,333,000	
Land acquisition	m2	1.388	670,000	930,000	670,000	930,000	All target areas
Permanent Crops	LS	36,000	1	36,000	1	36,000	
Compensation	LS	326,000	---	---	1	326,000	7 Buildings(=4+3)
Price contingency for area delineation	%	15	---	145,000	---	194,000	
[2] Sub total (Land, Compensation)				1,111,000		1,486,000	
Total [1]+[2]				4,797,000		2,819,000	

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

A medida proposta para o novo traçado da rodovia é que ela seja construída no reservatório. Portanto, o reservatório perde um volume de armazenamento de água de aproximadamente 90.000 m³. Este número equivale a dizer que o nível de armazenamento de água do projeto tem que ser 1 cm maior do que o proposto. Entretanto, com a sobre-elevação em 1 cm, não se considera a comparação da contra-medida pelas seguintes razões: a forma da barragem não muda e o volume de construção só aumenta 10,3 m³ de concreto.

(3) Contra-medida Selecionada

O novo traçado da rodovia é selecionado do ponto de vista da não necessidade de reassentamento. Conforme mostrado na figura a seguir, a elevação do novo traçado da rodovia é maior do que o possível nível de água de cheia, sendo então que as casas existentes não serão inundadas.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.3.2 Seção típica de Novo Traçado de Rodovia

(4) Ponte de Construção no reservatório de barragem Sul

Existe uma ponte em construção no reservatório com elevação aproximada EL. 405,0 m. O impacto da sobre-elevação do Vertedouro será apenas na frequência maior de inundações. No entanto, se a ponte for inundada pela cheia, o período para tal ocorrência é menor. Portanto, a reconstrução da ponte não foi selecionada como projeto para o Estudo de Viabilidade.

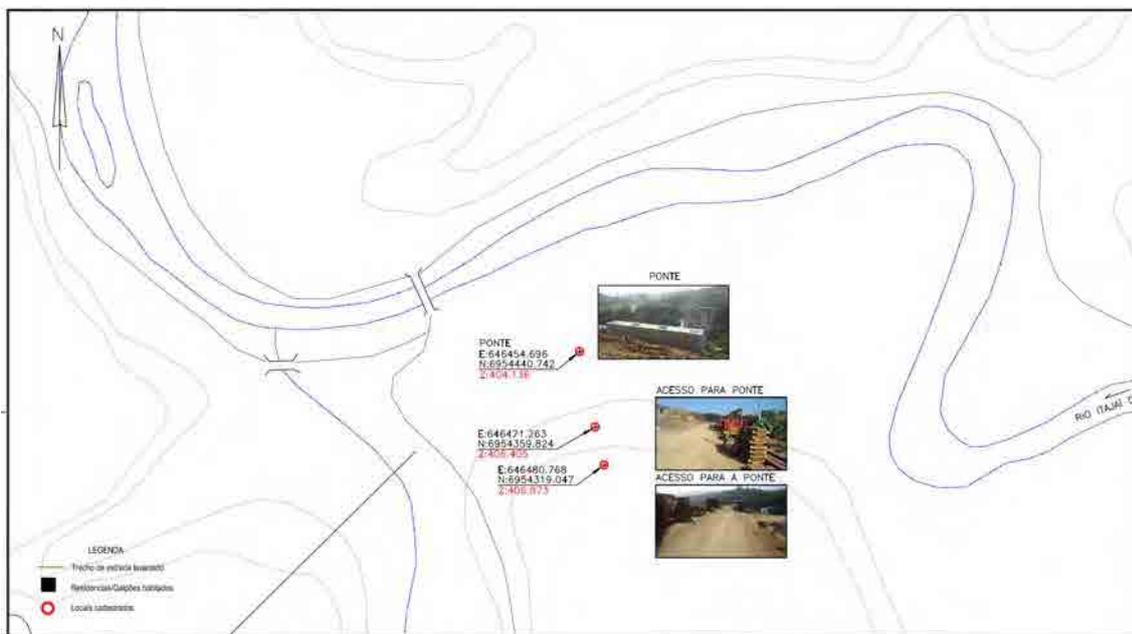


Figura 5.3.3 Resultado do Levantamento na Barragem Sul

5.4 Recomendações

O projeto padrão que é estável nas condições gerais de projeto foi aplicado para o projeto das estruturas concernentes. Entretanto, o cálculo detalhado para a análise estrutural não foi feito nesta fase do estudo. No futuro, as seguintes recomendações serão estudadas.

(1) Barragem Oeste

- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente. Nesta fase do estudo, o nível da fundação foi avaliado através de três pontos de perfuração. A contra-medida necessária depende da altura da fundação. Portanto, a altura da fundação deve ser investigada com mais detalhes.

- A elevação da fundação foi determinada com base no levantamento feito nos três pontos de perfuração. A contra-medida necessária depende da altura da fundação. Portanto, a altura da fundação deve ser investigada com mais detalhes.
- As propriedades físicas da fundação e do corpo da barragem foram consideradas como tendo um valor geral. O teste físico e geotécnico da rocha deve ser feito em laboratório, com material colhido no local.
- A estabilidade do corpo da barragem deve ser testada pela análise FEM em termos da segurança contra rachaduras, porque a conexão entre o concreto velho e o novo concreto pode se tornar um ponto fraco.

(2) Barragem Sul

- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente. Nesta fase do estudo, foram levantadas as informações geológicas do vertedouro. Não há informações geológicas sobre o corpo da barragem.
- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente porque o levantamento geológico foi feito em apenas um ponto de perfuração em toda a área.
- A parte do enchimento não foi investigada, portanto, cada seção deve ser investigada quanto à forma e às propriedades físicas, e a estabilidade deve ser novamente analisada.

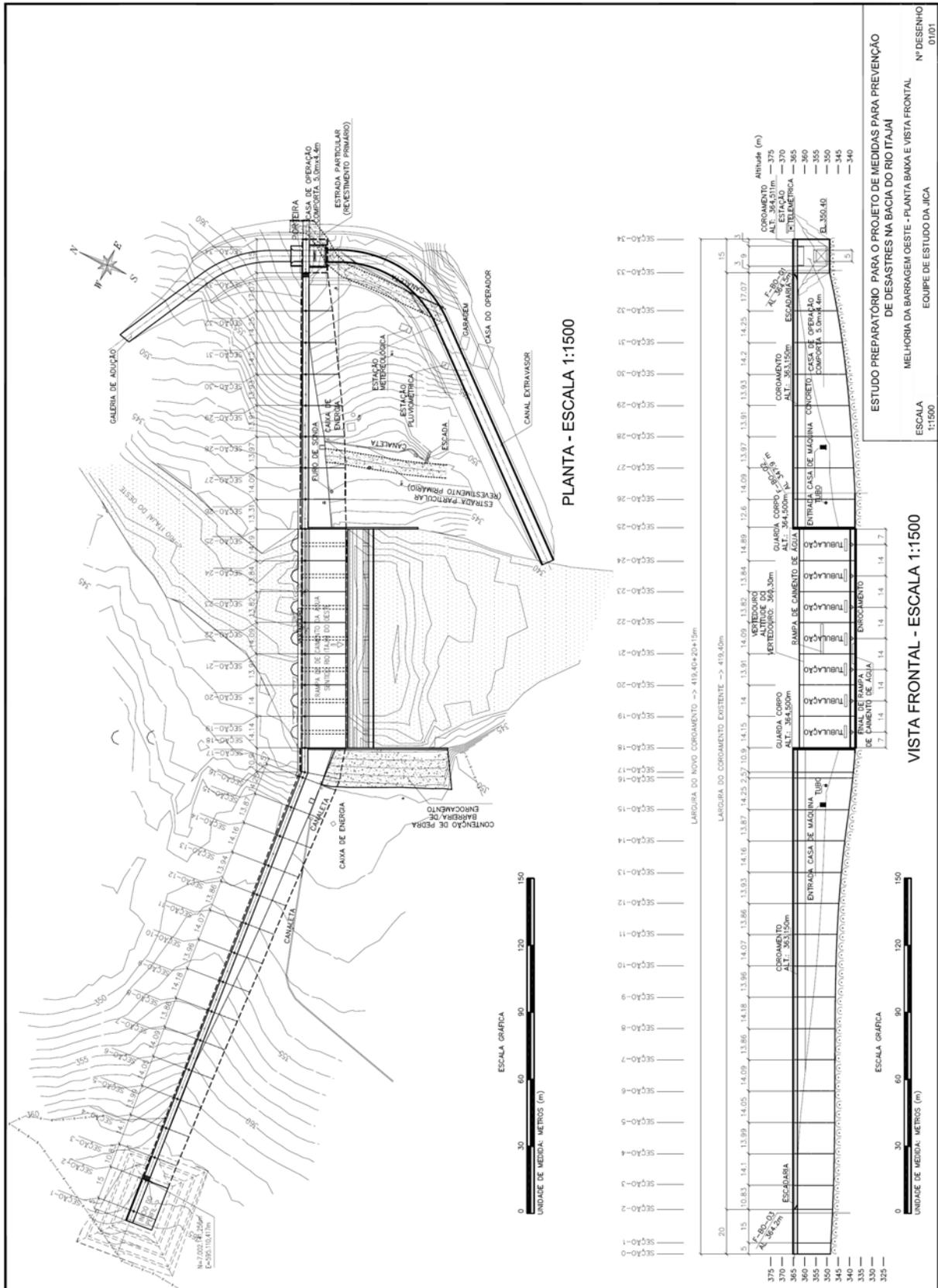
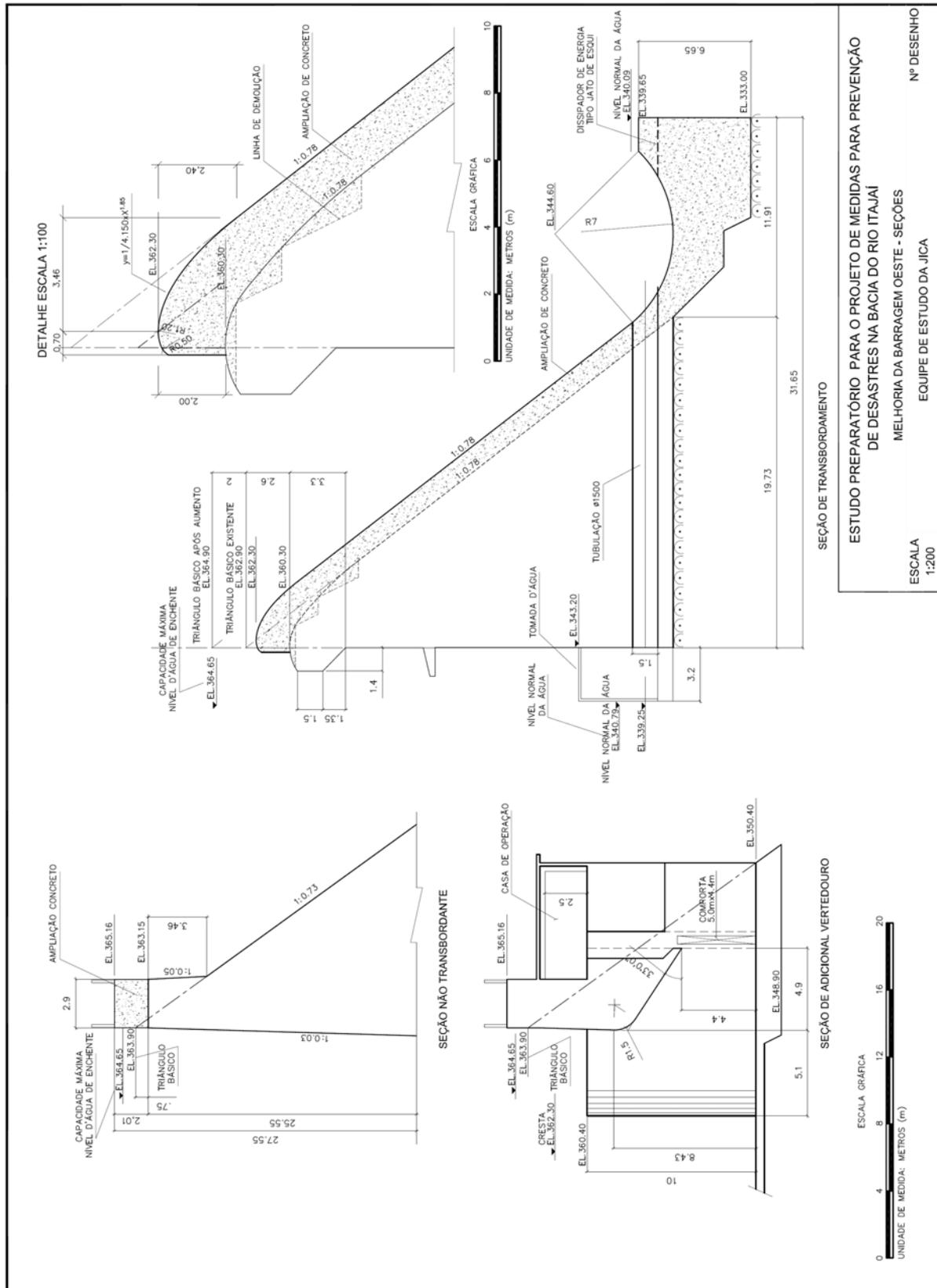


Figura 5.3.3 Melhoria Da Barragem Oeste (1)



ESTUDO PREPARATÓRIO PARA O PROJETO DE MEDIDAS PARA PREVENÇÃO DE DESASTRES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ
 MELHORIA DA BARRAGEM OESTE - SEÇÕES
 ESCALA 1:200
 EQUIPE DE ESTUDO DA JICA
 Nº DESENHO

Figura 5.3.4 Melhoria Da Barragem Oeste (2)

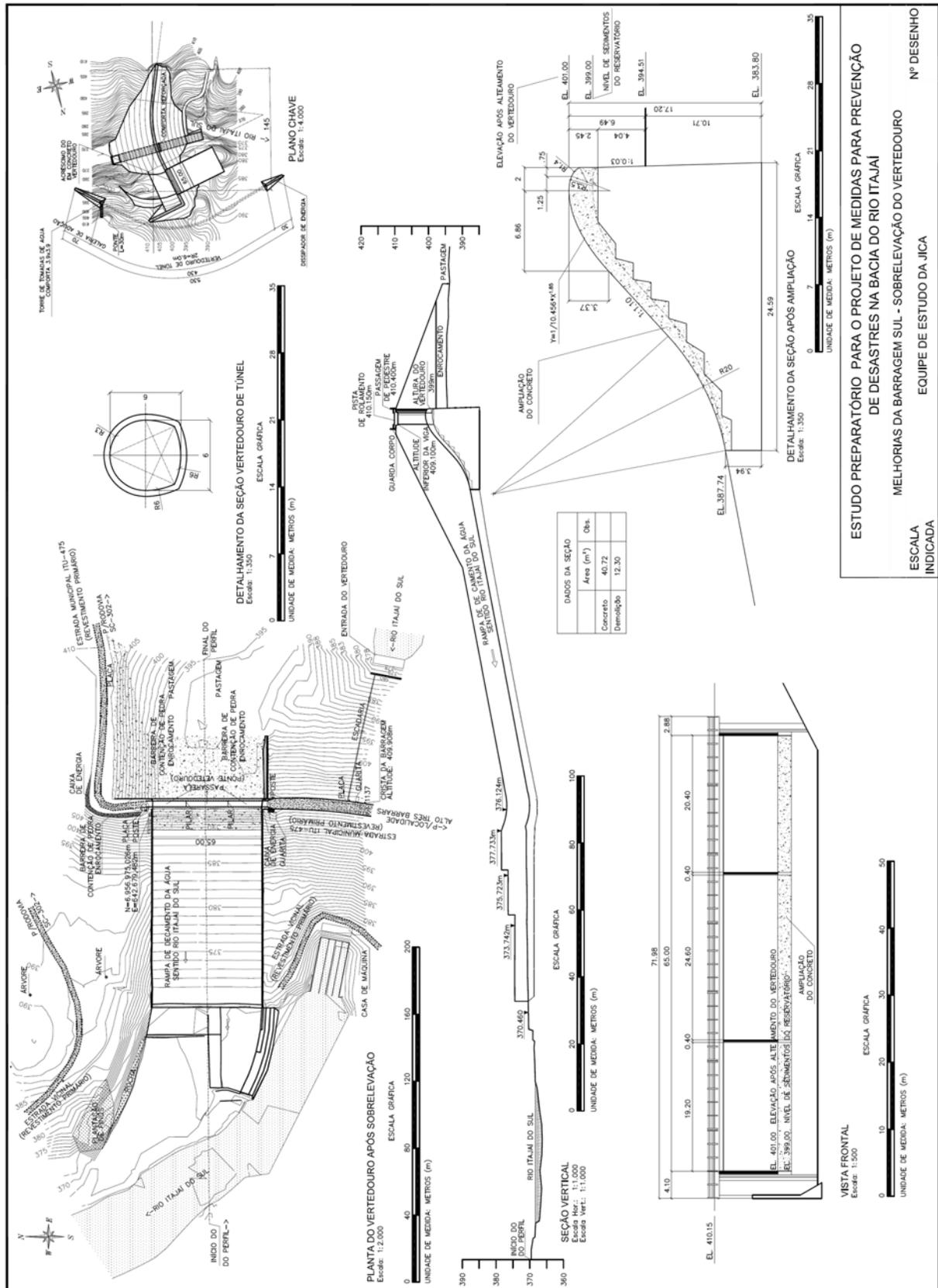


Figura 5.3.5 Melhoria Da Barragem Sul

ESTUDO PREPARATÓRIO PARA O PROJETO DE MEDIDAS PARA PREVENÇÃO DE DESASTRES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ
MELHORIAS DA BARRAGEM SUL - SOBRELEVAÇÃO DO VERTEDEIRO
ESCALA INDICADA
EQUIPE DE ESTUDO DA JICA
Nº DESENHO