

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária



Trabalho de Formatura Para Engenharia Civil II

Barragem de Biritiba

Orientadores: Kikuo Tamada e Kamel Zahed Filho

Anderson Kazutaka Nakashima	Nº USP 3505756
Fabio Sassaki Takayama	Nº USP 3632925
Fernando Hideki Fukue	Nº USP 3528060
Fernando Sakamoto	Nº USP 3535065
Kleber Ximenes	Nº USP 3633245
Rubens Arata	Nº USP 3633353
Susana Honda Mune	Nº USP 3725800

São Paulo 12/2006

Sumário

1	Apresentação do Trabalho	11
2	Descrição da Obra.....	13
2.1	Finalidade do Empreendimento	13
2.2	Localização e Descrição da Obra.....	14
2.3	O Sistema Produtor do Alto Tietê.....	17
3	Gestão do Uso da Água e Construção de Barragens.....	23
4	Cronograma de Desenvolvimento do Trabalho	25
5	Principais Tipos de Barragens	26
5.1	Barragens de Terra.....	26
5.1.1	Introdução	26
5.1.2	Tipos de barragem de terra	27
5.2	Barragens de concreto.....	30
5.2.1	Metodologia Construtiva	31
5.2.2	Metodologia convencional.....	32
5.2.3	Lançamento com camada estendida.....	32
5.2.4	Projetos de barragens de concreto.....	33
5.2.5	Barragens de gravidade.....	33
5.2.6	Barragens em blocos de contraforte.....	34
5.2.7	Barragem em blocos de gravidade aliviada	34
5.2.8	Barragens em arco.....	35
5.3	Barragens Concreto Compactado com Rolo.....	35
6	Concreto Compactado a Rolo (CCR)	36
6.1	Objetivo.....	36
6.2	Introdução	36
6.3	Histórico.....	37
6.3.1	Histórico do CCR no mundo.....	37
6.3.2	As primeiras barragens brasileiras	37
6.3.3	Experiência Brasileira com CCR em Barragens.....	38
6.4	Concepção.....	38
6.4.1	Razões de Emprego.....	38
6.4.2	Aplicações.....	39
6.5	Projeto	40
6.5.1	Planejamento, Viabilidade e Critérios de Projeto	40
6.5.2	Projeto Estrutural	41
6.5.3	Aspectos Térmicos.....	41
6.5.4	Fundações	42
6.5.5	Juntas de Contração	42
6.5.6	Paramentos.....	42
6.5.7	Juntas de construção horizontais.....	43
6.5.8	Percolação de Água.....	43
6.5.9	Galerias e Drenagem.....	44
6.5.10	Superfícies Vertentes	45
6.5.11	Instrumentação	45
6.6	Materiais	46
6.6.1	Aglomerantes	46
6.6.2	Agregados	46
6.6.3	Aditivos.....	47
6.6.4	Água.....	47

6.6.5	Dosagem	47
6.7	Propriedades e Características	48
6.8	Construção	49
6.8.1	Transporte do CCR	49
6.8.2	Lançamento e Espalhamento	51
6.8.3	Compactação	53
6.8.4	Cura e Proteção	56
6.9	Controle da Qualidade	58
6.9.1	Treinamento e Orientação	58
6.9.2	Controle de Agregados	58
6.9.3	Controle da Mistura	58
6.9.4	Controle no Campo	59
6.9.5	Métodos de Ensaio para CCR	59
7	Coleta de Dados Visando a Construção da Barragem	60
7.1	Climatologia e Pluviometria	60
7.2	Características Hidrológicas e Hidráulicas	61
8	Definição dos Níveis Operacionais e da Altura da Barragem	65
8.1	Volume Morto	65
8.2	Volume Útil	66
8.2.1	Curva de Possibilidade de Regularização de Vazões	66
8.2.2	Determinação da Vazão de Regularização	67
8.3	Altura da Tomada d'Água e Submersão para Controle de Vórtices	68
8.4	Nível Mínimo Operacional e Nível Máximo Normal	69
8.5	Determinação das Vazões de Projeto	70
8.5.1	Introdução	70
8.5.2	Conceito de período de retorno e risco permissível	70
8.5.3	Fixação do período de retorno	71
8.5.4	Estatística aplicada à Hidrologia	71
8.5.4.1	Considerações gerais:	71
8.5.4.2	Distribuições de probabilidades	71
8.6	Nível Máximo "Maximorum"	76
8.6.1	Determinação do Hidrograma Afluente	76
8.6.1.1	Hidrograma unitário	76
8.6.1.2	Hidrograma unitário Sintético	76
8.6.1.3	Hidrograma unitário Sintético triangular	77
8.6.1.4	Memorial de cálculo do hidrograma unitário	78
8.6.1.5	Hietograma	81
8.6.1.6	Infiltração	85
8.6.1.7	Hidrograma de Projeto	88
8.6.2	Determinação da Largura do Vertedor	89
8.6.2.1	Vertedores	89
8.6.2.2	Tipo de Vertedores	89
8.6.2.3	Dimensionamento do vertedor	90
8.7	Estudo de Ondas	94
8.8	Freeboard	96
8.9	Resumo dos Níveis Operacionais	97
9	Concepção do Projeto e Planejamento da Obra	98
9.1	Locação do Eixo da Barragem	98
9.2	Consideração sobre o nível do maciço rochoso	98
9.3	Início das Obras	102

9.4	Serviços Preliminares.....	103
9.5	Movimentos de Terra.....	104
9.5.1	Acessos	104
9.5.2	Escavação da fundação da barragem, do canal de desvio e canal de restituição	105
9.5.3	Reaterros	110
9.6	Desvio de rios	112
9.6.1	Introdução	112
9.6.2	Desvio no Rio Biritiba	114
9.6.3	Fatores condicionantes na escolha do desvio.....	115
9.6.4	Ensecadeira	116
9.6.5	Galeria.....	118
9.7	Estrutura (Corpo da Barragem).....	118
9.8	Dissipador de Energia.....	120
9.8.1	Tipos de dissipadores.....	120
9.8.1.1	Roller Bucket / Rampa contra inclinada	120
9.8.1.2	Salto em esqui.....	121
9.8.1.3	Dissipador em escadas	121
9.8.1.4	Bacia de dissipação por Ressalto hidráulico	122
9.8.1.5	Dissipadores especiais	128
9.8.1.6	Dissipador em Degraus	129
9.9	Canal de restituição.....	130
9.9.1	Dimensionamento	130
9.9.1.1	Cálculo da lâmina de água	130
9.10	Pavimentação de Concreto Compactado a Rolo (CCR)	133
9.10.1	Introdução e motivação do emprego de CCR na pavimentação da pista sobre a barragem 133	
9.10.2	Produção do CCR	134
9.10.3	Composição Granulométrica da Mistura	135
9.10.4	Estudo de Dosagens Experimentais	135
9.10.5	Planejamento executiva da pista de CCR	136
9.10.5.1	Características da pista.....	136
9.10.5.2	Execução do CCR.....	136
9.10.6	Controle de Qualidade	138
9.10.6.1	Providências Preliminares.....	138
9.10.6.2	Ensaio de Densidade e Umidade do Pavimento	138
9.10.6.3	Controle das Ondulações e Depressões	138
10	Projeto Estrutural	139
10.1	Ações atuantes sobre a Barragem	139
10.2	Valores Característicos das Ações	140
10.3	Tipos de Carregamentos	145
10.3.1	Carregamento Normal (CN)	145
10.3.2	Carregamento Excepcional (CE)	146
10.3.3	Carregamento Limite (CL)	146
10.3.4	Casos de Carregamentos	147
10.4	Segurança das Barragens	149
10.4.1	Fator de Segurança ao Tombamento (FST).....	149
10.4.2	Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD).....	149
10.4.3	Fator de Segurança à Flutuação	150
10.5	Estado Limite Último de Perda do Equilíbrio – Verificação da Segurança	150
11	Custos.....	153

11.1	Introdução	153
11.2	Barragem Original de Terra	153
11.3	Barragem Estudada de CCR:	154
11.4	Comparação	155
11.5	Índices	156
11.6	Viabilidade Econômica	156
11.7	Avaliação de Investimento	156
12	Modelos Físicos Reduzidos	158
13	Aspectos Sócio Ambientais	160
13.1	Estudo de Viabilidade	160
13.2	Viabilidade Técnica	160
13.3	Viabilidade Econômica	161
13.4	Viabilidade Financeira	163
13.5	Viabilidade Social	164
13.6	Viabilidade Legal	165
13.7	Viabilidade Ambiental	168
14	Considerações Finais	173
15	Conclusão	175
16	Anexo	177
16.1	Formato para apresentação de estudo de impacto ambiental (EIA) e respectivo relatório de impacto ambiental (RIMA) de sistemas de drenagem	177
16.1.1	DEFINIÇÕES	177
16.1.2	DISPOSIÇÕES GERAIS	178
16.1.3	DIRETRIZES GERAIS	179
16.1.4	ROTEIRO PARA ELABORAÇÃO DO EIA	179
16.1.4.1	Caracterização do empreendedor	179
16.1.4.2	Caracterização geral do empreendimento	179
16.1.4.3	Descrição do empreendimento	180
16.1.4.4	Área de influência	181
16.1.4.5	Diagnóstico ambiental da Área de influência	181
16.1.4.6	Identificação dos impactos ambientais	183
16.1.4.7	Estudo e definição de medidas mitigadoras	184
16.1.4.8	Plano de acompanhamento e monitoragem	184
16.1.5	PREPARAÇÃO DO RIMA	185

Lista de Figuras

Figura 2.2.1: Localização do Município de Biritiba Mirim.....	14
Figura 2.3.1: Localização da bacia hidrográfica do Alto Tietê.....	19
Figura 2.3.2: Sistema do Alto Tietê.....	20
Figura 5.1.2.1: Seção transversal de barragem de terra homogênea.....	27
Figura 5.1.2.2: Seção transversal da barragem.....	29
Figura 8.6.2.2.1: Perfil de um vertedor em degraus característico.....	90
Figura 8.6.2.3.1: Resultados do ABC 6.....	91
Figura 8.6.2.3.2: Dimensões da Crista.....	94
Figura 8.7.1: Fetch.....	95
Figura 8.9.1: Resumo dos Níveis Operacionais.....	97
Figura 9.2.1: Planta de Localização das Sondagens.....	99
Figura 9.2.2: Seções Geológicas e Geotécnicas.....	100
Figura 9.2.3: Seções Geológicas e Geotécnicas com alteração do nível do maciço rochoso.....	101
Figura 9.3.1: Sazonalidade de precipitações.....	102
Figura 9.4.1: Desenho esquemático dos acessos.....	104
Figura 9.4.2: Escavação do Corpo da Barragem e do Canal de Desvio e Ensecadeiras.....	107
Figura 9.4.3: Escavação: corte longitudinal no eixo da barragem.....	108
Figura 9.4.4: Configuração final da barragem e Canal de restituição.....	109
Figura 9.4.5: Seção transversal do canal de restituição.....	110
Figura 9.4.7: Área de Reaterro da barragem.....	110
Figura 9.6.1.2: Esquema da Fase 2 de desvio de rios por galerias.....	113
Figura 9.6.1.3: Esquema de desvio em uma fase.....	114
Figura 9.6.4.1: Seção transversal típica de ensecadeiras de enrocamento com terra de cordão simples e de cordão duplo.....	116
Figura 9.7.1: Estrutura da Barragem – Seção transversal do vertedor.....	119
Figura 9.7.2: Estrutura da Barragem – Seção transversal genérica.....	120
Figura 9.8.1.1.1: Roller Bucket.....	121
Figura 9.8.1.3.1: Dissipador em escadas.....	122
Figura 9.8.1.4.1: Parâmetros de um ressalto hidráulico.....	122
Figura 9.8.1.4.2: Bacia Tipo I.....	124
Figura 9.8.1.4.3: Bacia Tipo II.....	124
Figura 9.8.1.4.4: Bacia Tipo III.....	125
Figura 9.8.1.4.5: Bacia Tipo IV.....	125
Figura 9.8.1.4.6: Jato livre.....	126
Figura 9.8.1.5.1: Válvula Cônica.....	129
Figura 9.9.1.1.1: Canal de Restituição - Planta.....	132
Figura 9.9.1.1.2: Canal de Restituição – Corte transversal AA.....	133
Figura 9.9.1.1.3: Corte BB - Colchão para amortecimento de água proveniente do vertedor.....	133
Figura 10.1: Configuração para cálculo.....	139
Figura 10.2.1: Peso Próprio.....	140
Figura 10.2.2: Pressões.....	141
Figura 10.2.3: Peso do Solo Saturado.....	143
Figura 10.2.4: Empuxos de terra.....	144
Figura 10.2.4: Pressão Intersticial no Concreto.....	144
Figura 10.2.5: Ações Sísmicas.....	145
Figura 10.3.4.1: Casos de carregamentos.....	147
Figura 10.3.4.2: Casos de carregamentos.....	147
Figura 10.3.4.3: Casos de carregamentos.....	148

Figura 10.3.4.4: Casos de carregamentos	148
Figura 12.1: Modelos Físicos Reduzidos.....	158
Figura 12.2: Modelos Físicos Reduzidos.....	158
Figura 13.6.1: Fluxograma.....	166

Lista de Fotos

Foto 2.2.1: Região montanhosa de Biritiba Mirim e a represa de Ponte Nova.....	15
Foto 2.2.2: Imagem do relevo da região	16
Foto 2.3.1: Localização da bacia hidrográfica do Alto Tietê – Imagem de Satélite.....	18
Foto 2.3.2: Estação Elevatória e canal Tietê-Biritiba	20
Foto 2.3.3: Barragem de Biritiba (em construção) e dique lateral.....	21
Foto 2.3.4: Canal-Túnel-Canal para o reservatório de Jundiaí (saída)	21
Foto 2.3.5: Canal-Túnel-Canal para o reservatório de Jundiaí (chegada)	22
Foto 5.2.2.1: À esquerda, transferência de concreto do caminhão para o equipamento de lançamento. À direita, arranjo clássico de lançamento de uma camada de concreto convencional dividida em subcamadas.	32
Foto 5.2.8.1: Barragem em arco da usina de Funil, no rio Paraíba do Sul	35
Foto 6.5.5.1: Juntas de Contração	42
Foto 6.5.7.1: Juntas de construção horizontais	43
Foto 6.5.8.1: Percolação de água	44
Foto 6.8.1.1: Transporte do CCR.....	49
Foto 6.8.2.1: Lançamento e espalhamento.....	51
Foto 6.8.2.2: Lançamento e espalhamento.....	52
Foto 6.8.2.3: Lançamento e espalhamento.....	52
Foto 6.8.3.1: Compactação	54
Foto 6.8.3.2: Compactação	55
Foto 6.8.3.3: Compactação	56
Foto 6.8.4.1: Cura e Proteção.....	57
Foto 9.4.1: Escavadeira	111
Foto 9.4.2: Caminhão Basculante	111
Foto 9.4.3: Motoniveladora.....	111
Foto 9.4.4: Retroescavadeira.....	112
Foto 9.8.1.6.1: Dissipador em degraus	129

Lista de Tabelas

Tabela 2.3.1: Características dos reservatórios.....	22
Tabela 7.2.1 - Série de Vazões Médias Mensais (m^3/s).....	62
Tabela 8.1.1 - Cálculo do Volume Morto no Reservatório.....	65
Tabela 8.2.1: Resultados dos volumes úteis	66
Tabela 8.3.1: Tomada d'água para Vazão de Abastecimento.....	68
Tabela 8.3.2: Tomada d'água para Vazão Sanitária	69
Tabela 8.3.3: Submergência.....	69
Tabela 8.4.1: Nível Mínimo Operacional e Nível Máximo Normal.....	70
Tabela 8.5.4.2.1: Vazões anuais máximas	72
Tabela 8.5.4.2.2: Log-Normal.....	74
Tabela 8.5.4.2.3: Log-Pearson Tipo III.....	75
Tabela 8.5.4.2.4: Gumbel.....	75
Tabela 8.5.4.2.5: Comparação das Vazões Máximas obtidas (m^3/s)	75
Tabela 8.6.1.4.1: Dados para cálculo do hidrograma unitário	80
Tabela 8.6.1.4.2: Fórmulas utilizadas no cálculo.....	80
Tabela 8.6.1.4.3: Dados de saída dos cálculos.....	80
Tabela 8.6.1.5.1: Dados do posto de observações de Sertãozinho	82
Tabela 8.6.1.5.2: Curva do tipo II.....	84
Tabela 8.6.1.6.1: Conversão de CN:	86
Tabela 8.6.1.6.2: Resultados de infiltração	87
Tabela 8.6.1.7.1: Resultados das equações de convolução.....	88
Tabela 8.6.2.3.1: – Dados de entrada para o dimensionamento	92
Tabela 8.6.2.3.2: Cálculos dos parâmetros	92
Tabela 8.6.2.3.3: Cálculo da curva	93
Tabela 8.7.1: Fetch.....	96
Tabela 9.4.1: Volumes de corte e aterro	106
Tabela 9.7.1: Volumes de CCR e concreto.....	120
Tabela 9.10.3.1: Composição Granulométrica da Mistura	135
Tabela 9.10.4.1: Dosagens Experimentais.....	135
Tabela 10.5.1: CN1	151
Tabela 10.5.2: CN2	151
Tabela 10.5.3: CN3	152
Tabela 10.5.4: CN4.....	152
Tabela 10.5.5: Verificação.....	152
Tabela 11.3.1: Custo da Barragem de CCR em US\$.....	155
Tabela 11.4.1: Diferença percentual das Duas Alternativas.....	155
Tabela 11.4.2: Valor Atual do Investimento da Obra de CCR	156

Lista dos Gráficos

Gráfico 7.1.1: Relação duração e frequência	60
Gráfico 7.1.2: Série de vazões médias anuais	60
Gráfico 7.2.1: Série de Vazões Médias Anuais	63
Gráfico 7.2.2: Regime Sazonal das Vazões Médias Mensais	64
Gráfico 7.2.3: Curva Cota x Volume	64
Gráfico 8.2.1: Curva de Possibilidade de Regularização de Vazões	67
Gráfico 8.6.1.5.1: Distribuição de Gumbel	83
Gráfico 8.6.1.5.2: Curva tipo II	84
Gráfico 8.6.1.5.3: Hietograma SCS	85
Gráfico 8.6.1.6.1: Hietograma Excedente	87
Gráfico 8.6.1.7.1: Hidrograma de Projeto	89
Gráfico 9.8.1.4.1: Curva chave – Curva ressalto	123
Gráfico 9.8.1.4.2: Curva chave – Curva ressalto	123

1 Apresentação do Trabalho

Nos últimos anos, vem-se discutindo muito sobre a falta de investimentos na infra-estrutura do País, criando desta forma um “gargalo” que impede o crescimento desejado da economia brasileira. Em 2005, o PIB (Produto Interno Bruto) nacional cresceu apenas 2,3%. Muito abaixo do crescimento de outros países emergentes, como China (9,9%) e Argentina (9,1%). Questões como a deterioração e limitação da capacidade da malha rodoviária, falta de planejamento para outros meios de transporte, risco do colapso do setor energético e de abastecimento de água não foram priorizadas e impediram um crescimento maior da economia. Prevê-se que em alguns anos o Brasil poderá ter um novo colapso energético como em 2001, quando houve o “apagão”, caso não sejam feitos novos investimentos. O sistema de abastecimento de água também corre sérios riscos, visto que cada vez mais temos que buscar fontes de água cada vez mais longe dos centros de consumo.

Sendo assim, um dos pontos-chave para a quebra deste “gargalo” seria a construção de novas barragens e usinas hidrelétricas, assim como o aumento da capacidade das existentes, o que minimizariam os problemas do setor energético, do abastecimento de água e do controle de enchentes. A energia hidrelétrica é alternativa mais barata atualmente. Hoje ela corresponde a 73% da eletricidade brasileira, e ainda há um potencial hidrelétrico de 2/3 para serem explorados. É nesta linha que será desenvolvido este trabalho.

O projeto trata-se da construção de uma barragem de aproveitamentos múltiplos a ser construída no rio Biritiba localizado no município de Biritiba Mirim.

Barragem é um elemento estrutural construído no curso d'água transversalmente ao escoamento e destinado à criação de um reservatório artificial que poderá atender a várias finalidades. Para este projeto as finalidades serão: abastecimento de água do Sistema Alto Tietê, irrigação de hortifruticultura e controle de enchentes. Quanto à geração de energia, vimos que ela não entrou no escopo deste projeto devido às características topográficas e da barragem (altura baixa) e a baixa vazão do Sistema do Alto Tietê.

A barragem de Biritiba é uma barragem existente, fazendo parte do Sistema do Alto Tietê e entrou em operação recentemente. O nosso trabalho será baseado em alguns dados existentes no projeto original e diversos estudos e levantamento, como o Levantamento Topográfico, Estudo Hidrológico e Hidráulico, Estudo Geológico e Geotécnico. Porém, o nosso projeto não será simplesmente uma cópia do projeto original. A barragem existente foi feita de terra e com vertedor Tulipa.

Para este trabalho, o grupo pretende estudar a alternativa em CCR (Concreto Compactado a Rolo). O motivo da escolha desta alternativa foi a grande quantidade de barragens construídas em CCR em substituição da barragem de terra nas últimas décadas. Serão analisadas as vantagens e desvantagens deste tipo de barragem, assim como seu método construtivo. Também serão feitos todos os cálculos hidrológicos para validação e comparação com os cálculos feitos para o projeto original. E por fim, será proposto um projeto em CCR, em que será estudada sua viabilidade, assim como a comparação de custos com o projeto original.

2 Descrição da Obra

2.1 Finalidade do Empreendimento

A barragem de Biritiba faz parte do Sistema do Alto Tietê, que será descrito a seguir. O seu aproveitamento será múltiplo, sendo sua finalidade principal o abastecimento de água das populações de diversas cidades da Grande São Paulo, como a parte leste da cidade de São Paulo, Mogi das Cruzes, Suzano, Guarulhos, dentre outras. É importante ressaltar que o sistema de abastecimento da região metropolitana está todo integrado, e, portanto as águas de um certo sub-sistema podem alimentar regiões sob responsabilidade de outros sub-sistemas, caso haja necessidade.

Uma segunda finalidade é o controle de enchentes das regiões a jusante da barragem, principalmente as regiões mais urbanizadas, onde a impermeabilização do solo torna mais crítico o problema das enchentes.

Outra finalidade será a irrigação de hortifruticultura da região denominada “Cinturão Verde”, englobando principalmente os municípios de Mogi das Cruzes, Biritiba Mirim e Salesópolis. Tal região tem importância fundamental para o abastecimento de hortifruticultura da região metropolitana de São Paulo.

A questão da geração de energia não entrará no escopo deste projeto, devido sua inviabilidade de construção pelos motivos da baixa altura da barragem e a vazão insuficiente.

2.2 Localização e Descrição da Obra

A barragem de Biritiba está localizada no rio Biritiba Mirim, afluente do rio Tietê, no Município de Biritiba Mirim. Possui as coordenadas aproximadas 23°36' (latitude) e 46°06' (longitude).

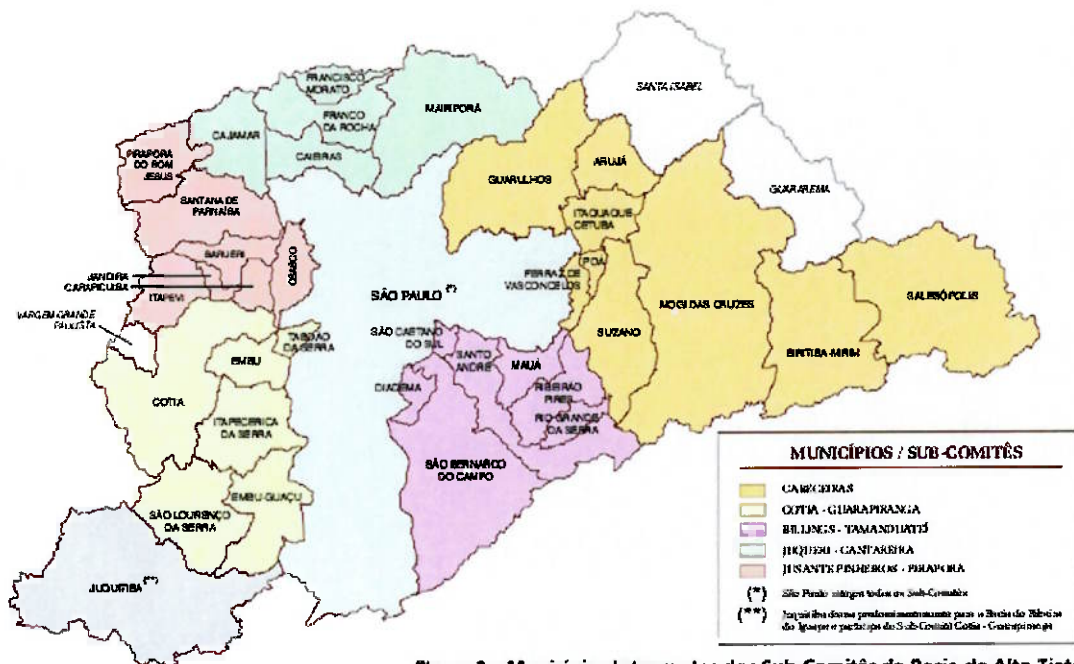


Figura 2 - Municípios Integrantes dos Sub-Comitês da Bacia do Alto Tietê

Figura 2.2.1: Localização do Município de Biritiba Mirim

A região apresenta uma topografia bastante ondulada, típica de região montanhosa, ficando próxima a Serra do Mar, como pode ser visto na foto e na imagem a seguir.



Foto 2.2.1: Região montanhosa de Biritiba Mirim e a represa de Ponte Nova.

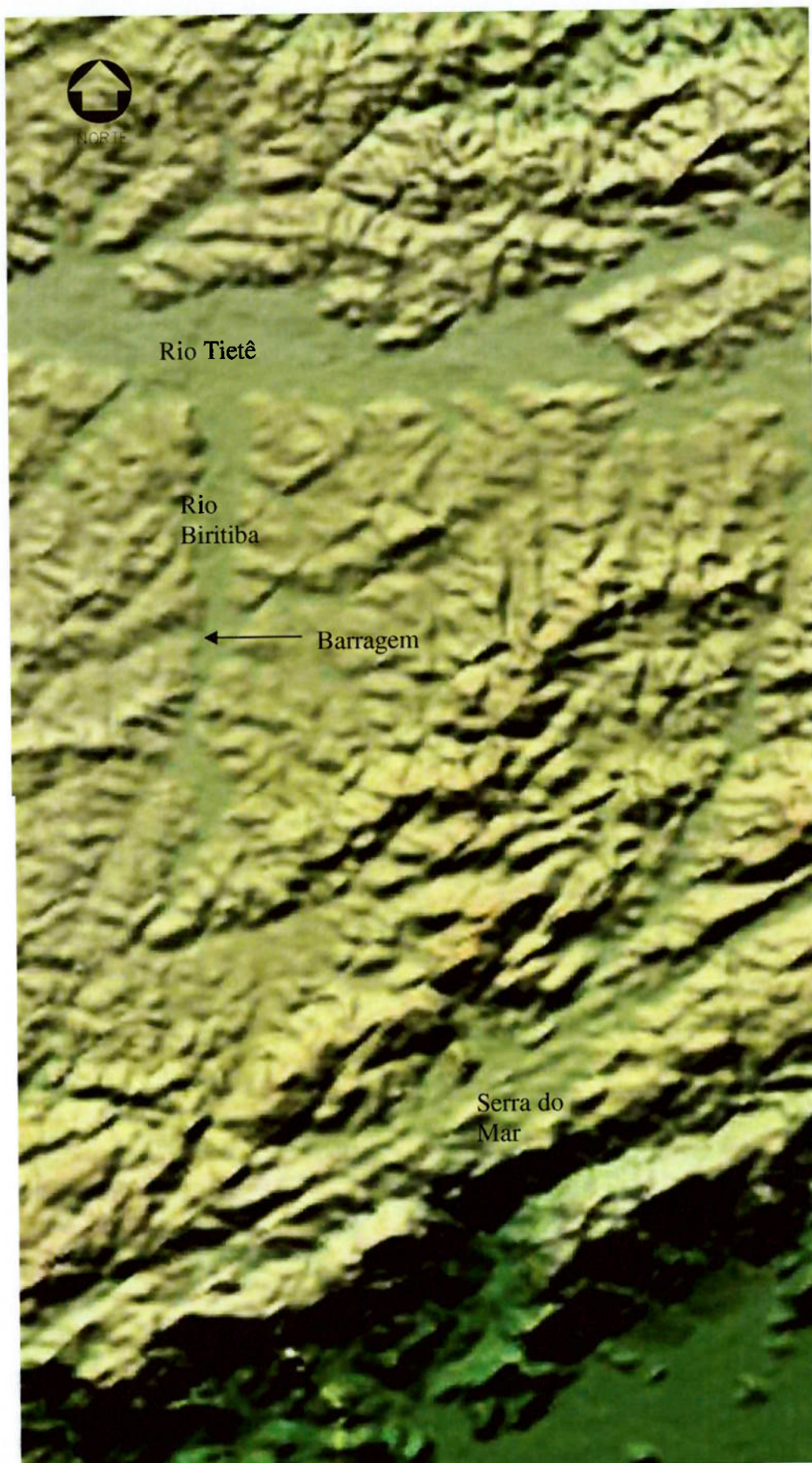


Foto 2.2.2: Imagem do relevo da região

O acesso para obra é feito pela Estrada do Sogo, que liga a Estrada Mogi – Salesópolis (SP-88) à obra. A estrada do Sogo já está pavimentada, o que facilitará a construção da obra.

A barragem de Biritiba foi construída com terra e vertedor tulipa. Diversos novos tipos serão descritos e analisados a seguir, e a melhor alternativa encontrada foi à barragem de CCR (Concreto Compactado a Rolo).

2.3 O Sistema Produtor do Alto Tietê

O Sistema Produtor do Alto Tietê fica localizado na parte leste da Grande São Paulo, englobando as cidades de São Paulo, Mogi das Cruzes, Biritiba Mirim, Salesópolis, Suzano, Arujá, Guarulhos, Itaquaquecetuba, Ferraz de Vascelos e Poá, totalizando uma área de drenagem de 1694 m². O Sistema é controlado pelo DAEE (Departamento de Água e Energia Elétrica) e é administrado e operado em parceria com a SABESP da Diretoria da Bacia do Alto Tietê e Baixada Santista (BAT), que também conta com o apoio do Grupo Técnico de Monitoramento Hidrológico do Sistema Produtor Alto Tietê (GTMH-SPAT), devendo garantir o abastecimento da Região Metropolitana de São Paulo – RMSP nos próximos anos, pois os sistemas produtores já são insuficientes para atender a demanda atual estimada em 70m³/s. Em curto prazo deverá, mesmo com a sazonalidade das chuvas, eliminar a descontinuidade no abastecimento, consequência do aumento acelerado da demanda, provocado pelo crescimento demográfico desordenado da região.

O Sistema é composto por cinco barragens: Paraitinga, Biritiba, Ponte Nova, Jundiá e Taiaçupeba. Elas funcionam de forma interligada para garantir o abastecimento de diversos municípios da Grande São Paulo, bem como controlar os picos de cheia. O Sistema disponibiliza até 15.000 litros de água por segundo para a Região Metropolitana de São Paulo, beneficiando mais de 4,0 milhões de pessoas. Para o controle de enchentes, os cinco reservatórios possibilitam uma redução nas vazões do Tietê afluentes à barragem da Penha.

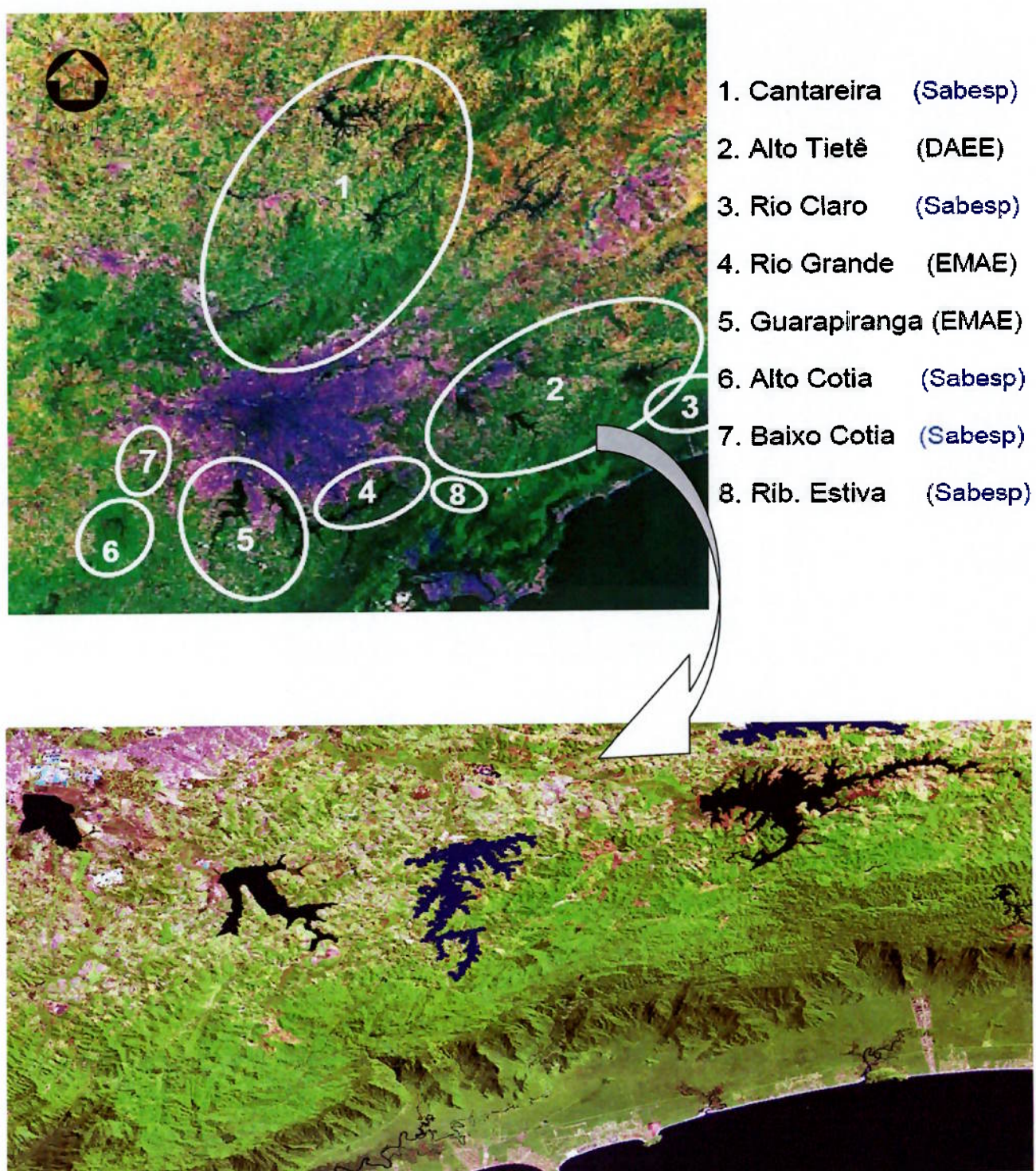


Foto 2.3.1: Localização da bacia hidrográfica do Alto Tietê – Imagem de Satélite



Figura 2.3.2: Sistema do Alto Tietê



Foto 2.3.2: Estação Elevatória e canal Tietê-Biritiba



Foto 2.3.3: Barragem de Biritiba (em construção) e dique lateral

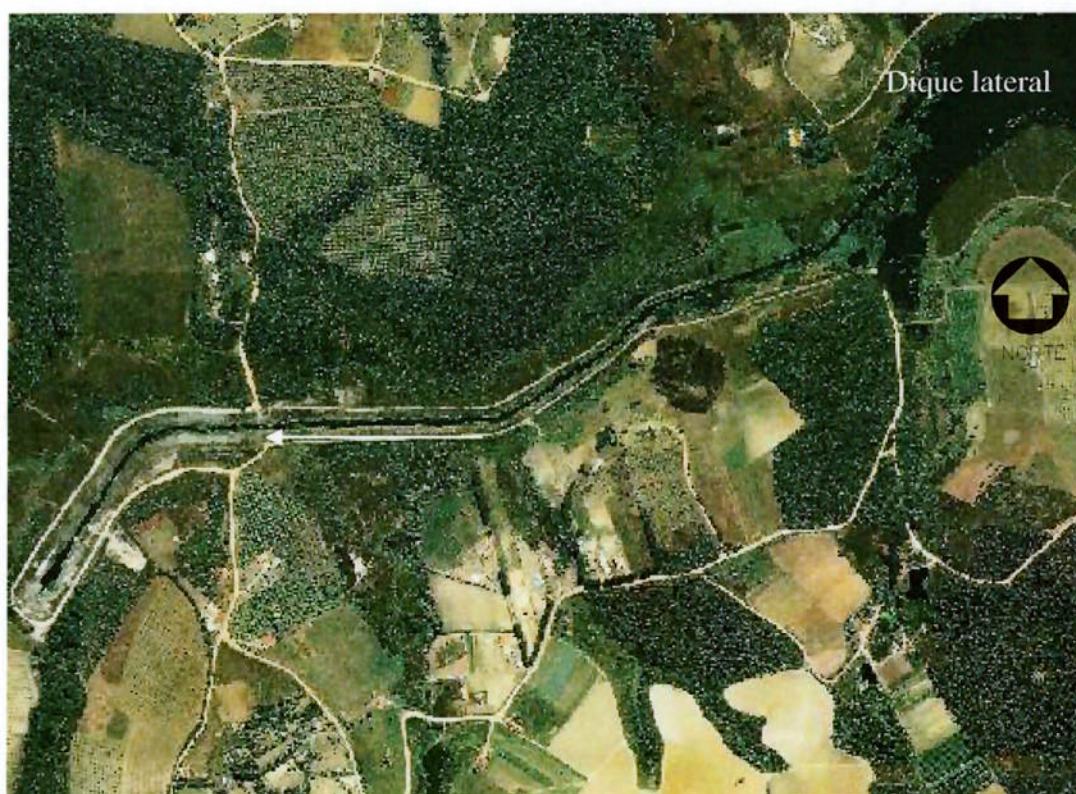


Foto 2.3.4: Canal-Túnel-Canal para o reservatório de Jundiá (saída)



Foto 2.3.5: Canal-Túnel-Canal para o reservatório de Jundiá (chegada)

Abaixo estão listadas algumas características das cinco barragens em operação atualmente

Tabela 2.3.1: Características dos reservatórios

CARACTERÍSTICAS DOS RESERVATÓRIOS	BARRAGEM				
	PONTE NOVA	PARAITINGA	BIRITIBA	JUNDIAÍ	TAIAÇUPEBA
NA máximo normal	770.00 m	768.80m	757.50 m	754.50 m	747.00 m
Área de Drenagem (AD)	320 km ²	184.00 km ²	75 km ²	116 km ²	224 km ²
Área inundada (AI)	28.07 km ²	6.43 km ²	9.24 km ²	17.42 km ²	19.36 km ²
Volume útil	296x106 m ³	35x106 m ³	34.40x106m ³	60x106 m ³	87.90x106 m ³
Vazão regularizada (Qr)	3.4 m ³ /s	2.00 m ³ /s	1.75 m ³ /s	2.10 m ³ /s	3.30m ³ /s

3 Gestão do Uso da Água e Construção de Barragens

A gestão da utilização racional da água para usos diversos era feita no Brasil, até meados da década de 1990, pelo extinto DNAEE – Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. Do ponto de vista de utilização específica da água para a geração de hidroeletricidade, a gestão dos recursos era feita, em nível nacional, pela Eletrobrás. Todas as demais empresas (estaduais, federais e privada), como Furnas Centrais Elétricas, Chesf - Centrais Elétricas do São Francisco, Cesp – Companhia Energética de São Paulo etc. eram subordinadas a estes órgãos, de uma forma direta ou indireta.

O Brasil implantou, a partir de 1997, uma nova legislação sobre recursos hídricos, que trata tanto da qualidade da água dos rios bem como das quantidades exploradas e dos fins a que se destinam. Foram então criados dois órgãos básicos para a gestão do uso da água: a ANA - Agência Nacional de Águas e a ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica.

- ANA

A Agência Nacional de Águas é uma autarquia sob regime especial, com autonomia administrativa e financeira, vinculada ao Ministério do Meio Ambiente. A ANA é a responsável pela implementação da política nacional de recursos hídricos. Além disso, está implementando a "Lei das Águas", que disciplina o uso dos recursos hídricos no Brasil.

A ANA é um órgão ainda sem uma definição final sobre suas atribuições, mas que deve implementar e fiscalizar políticas de gestão mais ampla sobre o uso da água, analisando não só o potencial hidroelétrico de um aproveitamento, mas também outras opções de uso, tais como abastecimento, irrigação, perenização etc.

- Eletrobrás

A Eletrobrás já não possui a mesma autoridade de gestão que tinha no passado. Estas atribuições foram passadas a ANEEL. A Eletrobrás é hoje considerada uma concessionária de energia elétrica, como são, por exemplo, a VBC, a Eletropaulo e outras congêneres. É ainda uma estatal e também uma das maiores geradoras de energia elétrica no Brasil.

Embora tenha perdido praticamente toda a sua autoridade de gestão, a Eletrobrás continua desempenhando algumas tarefas técnicas e de divulgação importantes. Dentre elas está um encarte e um mapa, atualizados até 1999, do potencial hidroelétrico brasileiro. O mapa apresenta a

distribuição da rede hidrográfica brasileira e a localização das usinas em operação e dos projetos hidrelétricos com potencia igual ou superior a 10 MW. O encarte e o mapa estão divididos em regiões geográficas por bacias hidrográficas e, portanto, os limites das regiões não são necessariamente coincidentes.

- Empresas de construção de barragens sem finalidade de geração de energia elétrica

Empresas (Condevasf, Dnocs, Sabesp etc.) que constroem barragens para acumulação, perenização, irrigação etc. não têm qualquer vínculo com a Aneel, que entra no processo apenas se a empresa pretender ter também a geração de energia como atividade secundária.

Em geral, são empresas ligadas às secretarias de Recursos Hídricos dos Estados e têm suas atividades mais intensas na região do Nordeste brasileiro, por razões mais ou menos evidentes.

- ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica

A Agência Nacional de Energia Elétrica tem atribuições gerenciais sobre todo o sistema gerador de energia elétrica, em nível nacional, independente da fonte (hidro, térmica, eólica). Suas atribuições envolvem:

- Gestão dos potenciais hídricos;
- Regulação técnica e padrões de serviço;
- Planejamento e gestão administrativa;
- Outorga de concessões e autorizações;
- Regulação econômica do mercado e estímulo à competição;
- Fiscalização da geração, da qualidade dos serviços e econômica-financeira.

Cronograma de Desenvolvimento do Projeto (Primeiro Semestre)

[illegible]

5 Principais Tipos de Barragens

5.1 Barragens de Terra

5.1.1 Introdução

As barragens de terra constituem uma das mais antigas realizações humanas. Pode-se apontar como uma das barragens mais antigas, a realizada em Ceilão, em 500 A.C, com 20 metros de altura e 15 Km de extensão.

Entretanto, com a falta de conhecimentos geotécnicos e técnicas construtivas adequadas, o projeto das barragens eram baseadas somente em fórmulas empíricas, o que levava a um grande número de insucessos.

No Brasil, as primeiras barragens de terra foram construídas no Nordeste, no início do século XX, dentro do plano de obras de combate às secas, e também foram projetadas em bases empíricas.

Atualmente, com os avanços tecnológicos e progressos nos estudos de diversas áreas pode-se perfeitamente construir barragens que atingem mais de 200 metros de altura, em perfeitas condições de segurança.

Podemos citar, dentre as melhorias tecnológicas e nos estudos científicos os avanços nas áreas:

- Fundação;
- Drenagem (filtro de terzaghi);
- Compactação do solo;
- Análise de estabilidade e deformação (modelagem computacional);
- Aperfeiçoamento em técnicas laboratoriais;
- Mecânica dos solos;
- Geotecnia e Geologia;
- Equipamentos mais adequados para a execução da barragem (por exemplo, compactação mecânica).

5.1.2 Tipos de barragem de terra

- Barragem de terra homogênea

É o tipo de barragem mais em uso entre nós, uma vez que as condições topográficas com vales muito abertos e a disponibilidade de materiais terrosos favorecem a instalação deste tipo de barragem.

Apresenta como principal vantagem a tolerância a deformações das fundações, podendo-se construir essas barragens em solos moles.

A figura ilustra a seção transversal de uma barragem de terra homogênea.

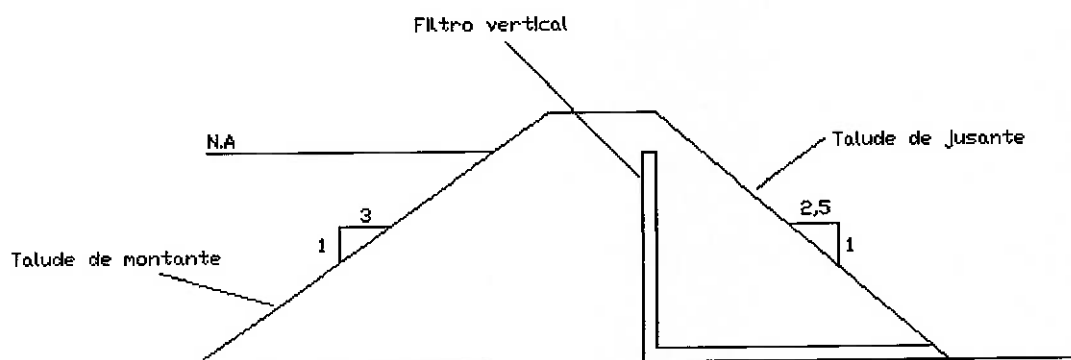


Figura 5.1.2.1: Seção transversal de barragem de terra homogênea

Critérios de dimensionamento

No projeto, a inclinação dos taludes de montante e jusante são determinadas de modo a garantir a estabilidade durante a vida útil da barragem, principalmente na fase final de construção, em operação e em situações de rebaixamento rápido, fases em que os taludes são mais solicitados. Para o dimensionamento, são utilizados “métodos de equilíbrio limite” (hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência de entrar em um processo de escorregamento), que parte dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;

- O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

São, geralmente calculados através de dois métodos: Método de Fellenius (equilíbrio das forças na direção da normal) e Método de Bishop Simplificado (equilíbrio das forças na direção vertical).

A fim de evitar o carreamento de partículas do solo (fenômeno *piping*), é necessário um controle da percolação de água, tanto pelas fundações quanto pelo corpo da barragem. Assim, para interceptar o fluxo de água de modo a evitar sua saída nas faces dos taludes de jusante ou nas ombreiras de jusante, são instalados filtros verticais (tipo “chaminé”) ou inclinados. Estes filtros são construídos de areia ou material granular, com granulometria adequada (de acordo com o “Critério de filtro de Terzaghi”) para evitar o carreamento do solo.

Além do carreamento do solo, os filtros colaboram também na dissipação de pressões neutras construtivas, inclusive nas pressões geradas por um rebaixamento rápido do nível de água.

Em relação à compactação do solo da barragem, é necessário atingir-se o ponto ótimo de compactação do solo (Curvas de Proctor), para que o solo melhore suas propriedades de engenharia como: aumentar resistência ao cisalhamento, reduzir recalques, e aumentar resistência à erosão.

Para isso, é realizado o devido acerto da umidade e homogeneização. Para o acerto da umidade, é realizada, se necessário uma irrigação ou aeração em função das especificações de compactação, isto é, do desvio em relação à umidade ótima. Para a homogeneização do solo, procura-se distribuir bem a umidade e quando for o caso, realizar o destorroamento do solo.

A execução da compactação deve ser realizada com equipamentos e parâmetros adequados, conforme o tipo de solo.

• Barragem de terra Zoneada

A barragem de terra zoneada é uma variante da barragem de terra homogênea. É constituída com um único solo de empréstimo, mas compactado em condições diferentes de umidade, estabelecendo ao solo características geotécnicas diferentes. Deste modo, consegue-se otimizar a seção de uma barragem, proporcionando, com compactação do solo mais seco, maior resistência em áreas que se deseja mais estabilidade (espaldares), e com compactação com solo mais úmido, menor permeabilidade em áreas onde se deseja maior estanqueidade (núcleo).

- Barragem em aterro úmido

É também uma variante da barragem de terra homogênea. É construída compactando-se os solos de empréstimo normalmente, com a diferença de que as umidades de compactação são muito elevadas (5 a 10% acima da ótima de Proctor).

O uso deste tipo de barragem ocorre em áreas onde os solos de empréstimos se apresentam bastante úmidos e a pluviosidade local é muito elevada, uma vez que a construção de um aterro convencional levaria muito tempo (drenagem e rebaixamento do nível de água do solo levaria muito tempo) para ser concluído.

Neste tipo de barragem, devem ser utilizados equipamentos de compactação leves, para se evitar o solo “borrachudo”, além das pressões neutras de final de construção, que costumam ser altas, em virtude da elevada umidade de compactação do solo.

- Barragem de terra-enrocamento

Este tipo de barragem é a mais estável das barragens de terra.

A figura ilustra a seção transversal deste tipo de barragem.

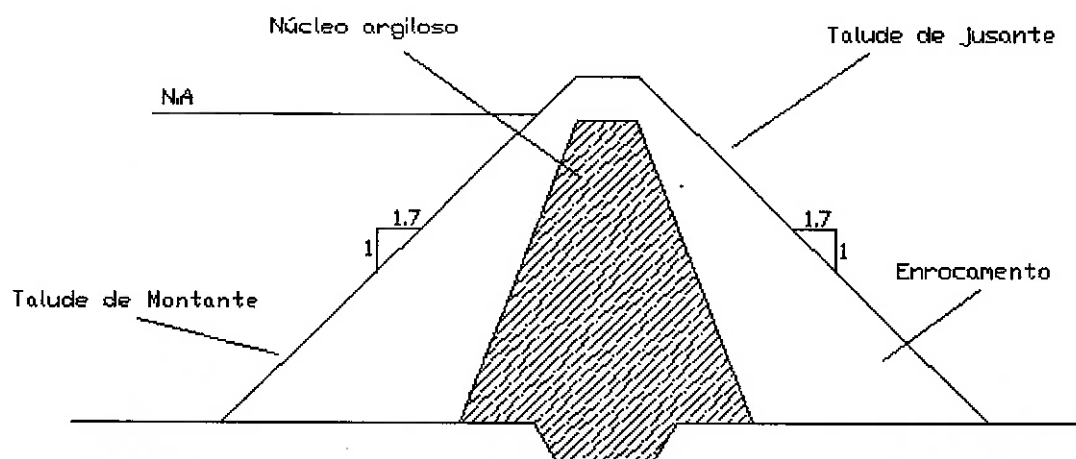


Figura 5.1.2.2: Seção transversal da barragem

Crêterios de dimensionamento

A estabilidade dos taludes de montante e jusante são garantidos pelo material de enrocamento (pedras) apresentam elevado ângulo de atrito. Já a estanqueidade é garantida pelo núcleo argiloso, que apresenta baixa permeabilidade, permitindo o represamento da  gua.

Em relação ao núcleo das barragens, estes podem ser central ou inclinados para montante. Deve-se ter o cuidado de estabelecer materiais (argila e enrocamento) de compressibilidades comparáveis entre si, para que o núcleo central exercer maior pressão sobre a fundação, ajudando no controle de perda de  gua. Entretanto, se a argila for mais compressível que o enrocamento, pode ocorrer o fenômeno de arqueamento (“efeito silo”). Nessas condições, a argila tende a recalcar mais, sendo impedida pelos espaldares, mais rígidos. Assim, podem surgir trincas no núcleo, na direção do fluxo de água e, portanto, haver perda de água significativa.

A vantagem de se inclinar o núcleo é que não há como transferir seu peso para os espaldares. Além disso, na construção da barragem, pode-se ganhar tempo de execução pelo fato do enrocamento de jusante poder ser levantado em sua grande maioria enquanto se procede ao tratamento das fundações (injeções na base do núcleo).

Uma vez que temos um material altamente permeável à jusante (enrocamento), devemos controlar a percolação pelo corpo da barragem e assim, evitar o fenômeno *piping*. Este controle é realizado através da inserção, entre a argila e as pedras, de um material granular de transição, que é gradual em termos de granulometria. Já nas fundações, a percolação é relativamente pequena, pois se concentra na base do núcleo. Mas, para se evitar fuga de água significativas   necessário um maciço de fundação mais estanque, quando comparada com o material da barragem de terra homogênea em que o caminho de percolação é relativamente maior.

5.2 Barragens de concreto

O uso de concreto na construção de barragens iniciou-se ainda no final do século XIX, motivado pela garantia de maior durabilidade oferecida pelo material. O sistema é empregado tanto nas estruturas do circuito de geração (tomada d'água e cada de fôrça) quanto nos vertedouros. O concreto daquela época tinha tecnologia pouco desenvolvida e as estruturas eram construídas quase artesanalmente.



Foto 5.2.1: Barragem de concreto em construção

5.2.1 Metodologia Construtiva

Historicamente, as técnicas para construção de barragens de concreto podem ser agrupadas em cinco alternativas básicas, ao longo de seu desenvolvimento:

- Pedra argamassada
- Concreto ciclópico
- Concreto convencional em blocos
- Concreto convencional em camada estendida
- Concreto compactado com rolo – CCR

As duas primeiras alternativas de metodologias construtivas (pedra argamassada e concreto ciclópico) estão, com raras exceções, ultrapassadas e abandonadas. As demais opções são atuais e a decisão por uma delas depende de fatores que envolvem:

- Concepção estrutural
- Dimensão da estrutura
- Custos comparativos

Deve ficar entendido que, para algumas estruturas, ou parte delas, como por exemplo, nas casas de força e no vertedouro, o uso de concretos e de métodos convencionais é um imperativo. As metodologias que são discutidas a seguir levam em consideração a possibilidade de poderem ser concorrentes entre si e também com barragens de terra ou enrocamento.

5.2.2 Metodologia convencional

Não há uma definição para esta metodologia clássica de construção de barragens, que teve início no final do século XIX, tendo recebido grande desenvolvimento tecnológico na década de 1930 com a construção da barragem de Hoover, no rio Colorado (EUA). De uma forma simples e objetiva pode-se resumir a tecnologia convencional de construção de barragens como:

- Uso de concreto convencional, com trabalhabilidade e consistência adequadas para se amoldar às formas e envolver embutidos mediante o emprego de vibradores de imersão.
- Uso de caçambas, caminhões, correias transportadoras, cabos aéreos, bombas etc. para o transporte do concreto até seu ponto final (bloco).



Foto 5.2.2.1: À esquerda, transferência de concreto do caminhão para o equipamento de lançamento. À direita, arranjo clássico de lançamento de uma camada de concreto convencional dividida em subcamadas.

5.2.3 Lançamento com camada estendida

A tradicional tecnologia de lançamento do concreto massa convencional, feito em blocos de dimensões definidas e altura de camadas limitadas, passou a ser objeto de investigações e busca de alternativas a partir do final da década de 1950. Com o aumento do número e das dimensões das barragens em construção, os objetivos básicos desta metodologia eram:

- diminuir a área de fôrma
- aumentar a velocidade dos lançamentos
- diminuir a mão-de-obra e aumentar mecanização
- diminuir as juntas de contração

- aumentar a competitividade com barragens de concreto, com barragens de terra enrocamento

5.2.4 Projetos de barragens de concreto

A escolha da concepção estrutural de uma barragem de concreto depende de uma análise complexa de fatores, entre os quais se destacam:

- Topografia da região
- Geologia da região
- Finalidade do barramento
- Aspectos técnicos e econômicos
- Impacto ambiental

Desta análise, a barragem pode ser projetada com uma única concepção estrutural ou uma associação de duas ou mais soluções. Os tipos mais conhecidos são:

- Barragem de gravidade
- Barragem de contraforte
- Barragem de gravidade aliviada
- Barragem em arco

5.2.5 Barragens de gravidade

São estruturas concebidas de modo que a sua forma geométrica, em geral de seção triangular, aliada ao peso específico do material, mantém a estrutura estável frente aos esforços de tombamento e deslizamento impostos pelo lago e outras solicitações. Em geral, requer fundações em rocha, por questões de capacidade de suporte do terreno.

5.2.6 Barragens em blocos de contraforte

Os blocos de contraforte são elementos estruturais concebidos para que a estabilidade seja garantida mais por sua forma geométrica do que pelo peso. Em comparação com o tipo anterior, requerem menos volume de concreto, mas, em compensação, exigem mais forma e armação. A figura mostra esta concepção estrutural aplicada na usina de Itaipu.



Foto 5.2.6.1: Vistas geral e lateral (por jusante), em primeiro plano, de um bloco de contraforte concluído em Itaipu.

5.2.7 Barragem em blocos de gravidade aliviada

Os blocos de gravidade aliviada têm uma concepção estrutural intermediária entre o bloco de gravidade e o de contraforte. A estabilidade é obtida pela associação do peso próprio com a sua forma geométrica.



Foto 5.2.7.1: Construção da barragem principal de Itaipu, concebida em blocos de gravidade aliviada. Na parte inferior, as casas de força (vista aérea de jusante para montante).

5.2.8 Barragens em arco

As barragens em arco são mais apropriadas a vales fechados com maciços rochosos de boa qualidade. Sua configuração geométrica é entendida pelo próprio nome. As variantes básicas desta concepção estrutural são:

- Barragens em arco trabalhando 100% dentro da concepção de arco
- Barragem arco-gravidade, na qual a estabilidade é dada pelo efeito arco associado ao peso próprio

Este tipo de barragem é muito pouco construído no Brasil, devido à topografia do país ser relativamente plana, com poucos rios "encaixados". O exemplo clássico e praticamente único deste tipo de barragem construída no Brasil é a Usina de Funil, da Furnas Centrais Elétricas.



Foto 5.2.8.1: Barragem em arco da usina de Funil, no rio Paraíba do Sul

5.3 Barragens Concreto Compactado com Rolo

Será descrita no item seguinte.

6 Concreto Compactado a Rolo (CCR)

6.1 Objetivo

O objetivo desse capítulo é apresentar o estado atual de conhecimento do Concreto Compactado a Rolo (CCR) quando aplicado a obras hidráulicas, abordando diversos aspectos relativos a:

- Concepção de estruturas em CCR
- Conceituação de projeto
- Materiais componentes
- Métodos construtivos
- Propriedades e características do CCR
- Desempenho do CCR e sua avaliação
- Obras executadas em CCR
- Custos

O CCR é utilizado, também, na execução de pavimentos de concreto, porém, no presente capítulo não será abordada tal aplicação, pois esta será abordada posteriormente em capítulo próprio.

6.2 Introdução

O desenvolvimento atual do Concreto Compactado a Rolo (CCR) é resultado da necessidade de se projetar barragens de gravidade de concreto que pudessem ser construídas mais rápida e economicamente, em relação àquelas onde se empregam métodos construtivos convencionais.

O CCR é um concreto de consistência seca, que, no estado fresco, pode ser misturado, transportado, lançado e compactado por meio de equipamentos usualmente utilizados em serviços de terraplanagem ou enrocamento. Trata-se, portanto, de um material granular, tal qual o solo-cimento usual, diferindo deste apenas por conter tamanhos maiores de grãos e por possuir características finais similares às do concreto convencional.

6.3 Histórico

6.3.1 Histórico do CCR no mundo

Embora haja informações de que esta tecnologia tenha sido aplicada em bases de pavimentos ainda no final do século XIX, nos Estados Unidos e Canadá, considera-se que a tecnologia da camada estendida aplicada em Alpe-Gera, no início dos anos 60, seja a precursora direta do CCR para barragens.

Em 1962, na barragem de Shimen, em Formosa, o núcleo de uma ensecadeira com 65,0 m de altura foi executado em CCR. Essa técnica foi então denominada Rolled Compacted Concrete – RCC.

De fato, o grande impulso para o desenvolvimento do uso do CCR na construção de barragens se deu nos Estados Unidos, no congresso de Asilomar em finais da década de 1960, cujo tema principal foi Rapid Construction of Concrete Dams. A partir deste congresso, e de um trabalho nele apresentado pelo professor Jerome R. Raphael sob o título The Optimum Gravity Dam, é que se deu início ao desenvolvimento de estudos e aplicações do CCR, cujas etapas básicas internacionais foram:

- Estados Unidos, 1972 e 1973 - Corps of Engineers, Execução de Maciços Experimentais e Ensaios de Laboratório.
- Paquistão, 1974 - Obra de Tarbela. Aplicação de 2,6 milhões de m³ de CCR na reconstituição de rochas erodidas (pico de 18.000 m³/dia).
- Japão, 1974 - Ministério das Construções inicia programa de pesquisas, incluindo CCR, objetivando reduzir custos e prazos na construção de barragens.
- Japão, 1979 - Construção da barragem de Shimajigawa, com 170.000 m³ de CCR, batizado no Japão com o nome de *Rolled Concrete for Dam* – RCD.
- Estados Unidos, 1984 - Projetada e construída a primeira barragem totalmente em CCR, chamada Willow Creek, com 52 m de altura, volume de CCR de 329.000 m³ e prazo de lançamento do concreto de 5 meses.

6.3.2 As primeiras barragens brasileiras

No Brasil, a construção de barragens teve seu primeiro grande impulso em meados do século XIX, com a construção de açudes para acumulação de água e abastecimento, principalmente no Ceará. Já em fins daquele século, um novo impulso era dado a obras de contenção, desta vez com a

finalidade primordial de gerar hidroeletricidade para atendimento das necessidades crescentes do parque industrial, iluminação pública e consumo doméstico.

O período foi um marco para um crescente desenvolvimento na construção de barragens. Este processo de evolução se deu em várias direções:

- Aumento da quantidade de obras
- Aumento das dimensões das construções
- Desenvolvimento de materiais alternativos
- Desenvolvimento de tecnologias e equipamentos
- Redução de custos
- Construção de barragens com múltiplos usos

A busca de materiais e técnicas alternativas associou-se a crescente necessidade de diminuir os custos de construção. Um dos "grandes resultados" desta busca foi à concepção e o desenvolvimento, a partir do início da década de 1970, da técnica construtiva batizada de Concreto Compactado com Rolo, ou CCR.

6.3.3 Experiência Brasileira com CCR em Barragens

A experiência brasileira no estudo, desenvolvimento e aplicação do CCR em barragens pode ser assim relatada de forma sucinta:

- 1976 - Hidroelétrica de Itaipu, primeira experiência brasileira, execução de um piso da oficina mecânica da empreiteira.
- 1978 - Itaipu, construção de maciços experimentais, ensaios de laboratório e aplicação de CCR no preenchimento de alguns acessos às fundações da barragem, atingindo o volume de 26.000 m³.
- 1978 - Hidroelétrica de São Simão, onde foram lançados cerca de 40.000 m³ em locais diversos.
- 1982 - Hidroelétrica de Tucuruí: no muro da eclusa foram lançados cerca de 12.000 m³, primeiro lançamento de CCR em estrutura definitiva.
- 1986 - Paraíba. Barragem de abastecimento de Saco de Nova Olinda, 56 m de altura e volume de 135.000 m³ de CCR lançados em 110 dias.

6.4 Concepção

6.4.1 Razões de Emprego

A análise comparativa de custos de implantação de uma barragem de concreto compactado com rolo (CCR), em substituição a uma barragem de terra ou de enrocamento, não é um exercício direto de comparação do metro cúbico do CCR com o metro cúbico do maciço de terra ou rocha. No CCR, os custos unitários de materiais componentes, equipamentos de produção necessários e o próprio lançamento são superiores ao do enrocamento ou de solo. Todavia, o volume do maciço de gravidade de CCR é, por sua massa específica, significativamente inferior ao dos maciços de terra e rocha - cerca de 3 vezes menor.

Os barramentos de terra e rocha precisam sempre da construção de uma estrutura de concreto correspondente a um vertedouro. Em geral, esta estrutura pode ser incorporada à própria barragem de CCR.

Devido ao fato de a chuva interferir menos no lançamento do concreto, o tempo de construção em CCR é, em geral, menor que o tempo empregado em barragens de terra. Isso é tanto mais significativo quanto maior for a incidência de chuvas na região da obra.

Comparativamente ao concreto convencional, o uso do CCR resulta em custo unitário inferior. Tal diferença é diretamente proporcional aos volumes envolvidos, sendo maior quanto maior o volume a empregar. Merecem menção as seguintes razões para tal diferença de custo a favor no CCR:

- Uso de equipamentos de grande produção, similares aos empregados em barragens de terra;
- Redução do consumo de materiais de custo mais elevado;
- Redução sensível no uso de fôrmas;
- Simplificação e redução na infra-estrutura de apoio, sem que haja qualquer diferença quanto à qualidade do produto final entre os dois métodos.

6.4.2 Aplicações

O CCR pode ser aplicado a barragens de qualquer tamanho e para qualquer função. Pode ser empregado, essencialmente, como substituto para concreto massa convencional.

O CCR pode ser considerado para aplicação em qualquer área onde concreto de consistência seca possa ser transportado, lançado e compactado por meio de equipamentos usuais em obras de terra e enrocamento. Projetos ideais em CCR envolvem poucos, ou nenhum, embutidos, armaduras e outras descontinuidades. Seu emprego permite a elaboração de arranjos gerais de barragens mais econômicos e factíveis.

Outra aplicação possível para o CCR é na reabilitação ou alteamento de barragens existentes. O CCR oferece também um meio efetivo para o aumento da capacidade extravasora de um

aproveitamento, provendo estabilidade estrutural pela construção de contrafortes em estruturas existentes, pela substituição total ou parcial de estruturas danificadas ou defeituosas ou pelo simples incremento de altura de barragens existentes, de modo a elevar o nível d'água no reservatório, aumentando sua capacidade.

6.5 Projeto

6.5.1 Planejamento, Viabilidade e Critérios de Projeto

O planejamento de uma barragem inclui a viabilização técnica e econômica do projeto, a determinação do volume ótimo do reservatório e da altura da barragem e o desenvolvimento de planos e alternativas de projeto. Os primeiros passos são comuns a todo e qualquer projeto: visita à obra, estudos geológico-geotécnicos e obtenção de dados ambientais, hidrológicos, etc. A obtenção destes dados e a execução do programa de estudos são fundamentais, já que os fatores que mais afetam a viabilidade de barragens de CCR são:

- Adequabilidade das fundações. O tratamento de fundação para permitir a percolação d'água por sob a barragem a níveis aceitáveis e a definição da área de base da barragem.
- Disponibilidade de agregados adequados à distância econômicas de transporte
- Em regiões sujeitas a chuvas freqüentes e fortes, deve-se levar em conta as dificuldades de operação dos equipamentos pesados normalmente empregados.

A definição das melhores alternativas de projeto deve ser feita a partir da comparação de custos dos arranjos possíveis.

Os critérios de projeto mais importantes e que, portanto, devem ser abordados detalhadamente são:

- Requisitos de estabilidade, incluindo cargas de projeto, métodos de análise e fatores de segurança, idênticos aos das estruturas em concreto convencional;
- Parâmetros térmicos, incluindo dados de temperatura ambiente, propriedades dos materiais e métodos de análise;
- Parâmetros relativos a materiais e dosagem, incluindo programas de estudo;
- Definição de galerias, drenagem e tratamento de fundação;
- Controle de percolação d'água e permeabilidade, se necessário, dos pontos de vista de estabilidade, desempenho e estética.

6.5.2 Projeto Estrutural

Não há diferença entre os conceitos básicos de projeto de uma barragem construída de CCR ou de uma de concreto convencional. Entretanto, o projeto, o arranjo geral das estruturas e o planejamento construtivo devem levar em consideração as vantagens de se obter maiores velocidades construtivas com esse processo. Tem sido verificado que há um benefício econômico na maioria das estruturas em que é possível o uso do CCR.

As análises de estabilidade (tombamento, deslizamento), para a barragem de CCR são iguais às efetuadas para estruturas de concreto convencional.

Quanto às técnicas de análise podem ser utilizadas as mesmas empregadas para barragens de concreto tipo gravidade. Para estruturas altas ou com geometria ou condições de fundação não usuais, a adoção da técnica de análise tridimensional pelo método dos elementos finitos mostrará, geralmente, distribuição de tensões mais favorável, resultando em possibilidades mais amplas quanto ao emprego de materiais.

6.5.3 Aspectos Térmicos

Para fazer frente ao problema de contração térmica do concreto, as medidas a serem tomadas para o CCR são idênticas às adotadas para o concreto massa convencional, devendo, no projeto, serem estudadas as opções mais convenientes que incluem:

- O uso intensivo de material pozolânico substituindo parte do cimento, para causar menor geração de calor;
- O controle de temperatura de lançamento do concreto;
- Adoção de camadas de concretagem de espessura adequada;
- O controle da velocidade de lançamento do concreto;
- A adequação, quando possível, das concretagens às condições climáticas locais;
- A utilização de juntas de contração;
- A otimização da seção da barragem de modo a possibilitar resistências de projeto cada vez menores, reduzindo, conseqüentemente, o consumo do cimento;
- O uso de agregados que proporcionem maior capacidade de deformação;
- A utilização de pré-refrigeração, pois a pós-refrigeração é inviável para o CCR.

6.5.4 Fundações

O projeto das fundações bem como as injeções e drenagens pelas galerias, em obras com CCR, seguem os mesmos critérios adotados para as obras em concreto convencional.

6.5.5 Juntas de Contração



Foto 6.5.5.1: Juntas de Contração

A principal função das juntas de contração numa barragem de concreto é controlar os efeitos da restrição das fundações, minimizando a probabilidade de ocorrência de fissuras devidas a tensões de origem térmica, cujos efeitos principais seriam relacionados a permeabilidade, durabilidade e estética da estrutura. Além disso, elas são necessárias para a divisão das grandes estruturas em blocos, facilitando o planejamento construtivo (produção, lançamento, etc.) em barragens de concreto convencional.

6.5.6 Paramentos

As considerações de projeto, relativas às inclinações dos paramentos de montante e de jusante de barragens de CCR, são iguais às efetuadas para barragens de concreto convencional e estão relacionadas, principalmente, às análises de estabilidade e aos níveis de tensões atuantes.

O paramento de montante, na maioria das barragens construídas com CCR, tem sido vertical em toda a altura ou, pelo menos, numa parte significativa dela, embora uma ligeira inclinação próxima à base possa ser usada para melhorar a estabilidade ou a resistência ao tombamento.

A inclinação do paramento de jusante de barragens de CCR tem variado entre 0,6 e 1,0 na horizontal para 1,0 na vertical. Estas inclinações têm atendido aos critérios vigentes relativos à estabilidade e às tensões atuantes na estrutura e nas fundações, de maneira similar às estruturas de concreto massa convencional. Normalmente essa face inclinada intercepta uma face vertical, num ponto próximo à crista, de maneira a resultar em largura de crista da ordem de 5 a 10 metros. Essa

largura é adequada para possibilitar a utilização de equipamentos de lançamento, espalhamento e compactação, de maiores ou menores dimensões.

6.5.7 Juntas de construção horizontais

A resistência ao deslizamento numa seção de concreto massa convencional ou de CCR, depende da aderência ou coesão do concreto, das tensões de tração e cisalhamento atuantes, da resistência à compressão na superfície potencial de ruptura e do coeficiente de atrito do material. Para que a resistência ao cisalhamento na interface das camadas de CCR seja superior àquela da massa devem ser tomadas as seguintes precauções especiais:



Foto 6.5.7.1: Juntas de construção horizontais

- Aplicar o conceito de maturidade, ou seja, limitar o tempo de exposição das camadas;
- Utilizar argamassa de berço entre camadas;
- Aumentar o consumo de pasta da mistura;
- Efetuar limpeza rigorosa das juntas.

6.5.8 Percolação de Água

A percolação d'água em barragens de concreto, embora seja um evento inevitável, é causa de preocupação, especialmente quanto aos aspectos de lixiviação e de redução de estabilidade. É um fenômeno que ocorre em todas as barragens de concreto convencional, em maior ou menor grau, e algumas medidas são adotadas nos projetos visando controlá-lo. Nas barragens de CCR a preocupação é a mesma e têm sido adotadas as seguintes medidas:



Foto 6.5.8.1: Percolação de água

- Uso de drenos verticais, próximos à face de montante;
- Uso de membranas elastoméricas no paramento de montante;
- Uso do concreto convencional, delimitada espessura, junto ao paramento de montante;
- Uso de mistura de berço nas juntas horizontais de construção, próximo ao paramento de montante;
- Uso de cortina de drenagem a montante, na fundação.

6.5.9 Galerias e Drenagem

O propósito das galerias no CCR é o mesmo das barragens de concreto convencional: acesso ao interior da barragem para inspeção, injeções, drenagem da fundação, localização de terminais de instrumentação e acesso para equipamentos.

Usualmente, no projeto, é considerada uma drenagem interna para interceptar qualquer infiltração d'água que penetre no interior da massa. Os benefícios da drenagem interna são: canalizar a água para uma galeria ou outro ponto de coleta ao invés de permitir que ela apareça como uma surgência no paramento de jusante, reduzir a subpressão próxima ao paramento de montante e aumentar a durabilidade da estrutura, ao reduzir a percolação d'água pela massa de concreto.

As soluções adotadas para drenagem nas barragens de CCR são:

- Drenos verticais perfurados, conectados a galerias, similar ao conceito adotado em barragens de concreto convencional;
- Tubos de drenagem instalados nas superfícies das camadas, dirigidos a pontos de coleta;

- Dreno em meia cana nas superfícies das camadas;
- Linhas de drenagens porosas;
- Drenos de cascalho, de graduação adequada, lançados conjuntamente com o CCR;
- Mantas filtrantes.

6.5.10 Superfícies Vertentes

O tipo de vertedouro mais comumente usado é o perfil tipo Creager, sem comportas de controle, ou seja, soleira livre vertente.

Diversas barragens de CCR utilizaram concreto convencional na face da soleira do vertedouro. Esse concreto pode ser executado projetando-se e posteriormente desempenando a superfície.

6.5.11 Instrumentação

Os instrumentos devem ser instalados em locais selecionados ao longo da barragem e/ou da fundação, de modo que as medições possam ser feitas durante a construção e subsequente operação, para verificar o comportamento da estrutura. A coleta de informações destina-se, inicialmente, a verificar a segurança da estrutura e ao uso dessas informações em projetos de futuras barragens de CCR. A instrumentação em estruturas de CCR tornou-se cada vez mais importante com o uso do CCR em barragens maiores e mais altas.

A instrumentação deve ser a mínima necessária, e tal que forneça informações imediatamente após a instalação e, ao longo prazo, sobre o comportamento da estrutura e da fundação.

Os instrumentos embutidos utilizáveis em CCR são similares àqueles empregados em barragens de concreto convencional, tais como:

- Termômetros;
- Medidores de pressão intersticial;
- Piezômetros;
- Extensômetros de hastes, etc.

Devem ainda ser previstas, medições de vazão, eventuais análises químicas de água infiltrada, além de medições relativas ao reservatório e às condições climáticas.

Quanto as leituras, é de grande valia estabelecer, no projeto:

Programa de leitura dos instrumentos e sua plotagem;

Limites de atenção e alerta para cada instrumento instalado e para eventuais associações de instrumentos;

Preparo de um manual para operadores da obra, especialmente para os encarregados da instrumentação, contendo todas as informações possíveis acerca dos instrumentos, sua operação e manutenção, o programa de os limites acima citados, incluindo os modelos de fichas e gráficos a empregar.

6.6 Materiais

Neste tópico, iremos descrever um pouco sobre dosagem e características dos materiais componentes do CCR. Basicamente, mostraremos uma visão mais prática e global e não técnica e específica sobre como eles afetam e influenciam o produto final, como suas propriedades se correlacionam, quais os cuidados que devemos tomar e idéias que são importantes sabermos.

6.6.1 Aglomerantes

No CCR podem ser utilizados quaisquer tipos de cimento e adições ativas que atendam aos requisitos para uso em concreto convencional. A escolha dos aglomerantes deve ser feita com base nos requisitos estruturais e de durabilidade e não pelos métodos construtivos específicos do CCR.

Para a seleção de cimentos devem ser obedecidos os limites aplicáveis quanto à composição química e relativos a condições de exposição e, eventualmente, reatividade álcali-agregado.

A escolha final do material pozolânico deve ser feita com base no desempenho requerido para o concreto da obra. Sua principal função é preencher os vazios que seriam ocupados pelo cimento ou pela água, evitando assim, custos mais elevados de consumo de cimento ou redução da resistência do concreto. Outra função é que ele pode reagir com a cal liberada pelo cimento, aumentando assim a estabilidade química e a resistência mecânica do concreto em longo prazo. Estes são os benefícios técnicos, mas além deles, devemos considerar custos de aquisição, transporte e manuseio.

6.6.2 Agregados

A seleção de fontes de agregados é de fundamental importância na influência da qualidade, economia e propriedades do produto final.

Os agregados para CCR devem ser avaliados quanto à qualidade e graduação. Podem ser obtidos a partir das mais variadas origens. As variações dos agregados podem afetar os teores de água e aglomerante da mistura e, conseqüentemente, a resistência do concreto.

Do ponto de vista da distribuição granulométrica para CCR, três pontos merecem menção: a escolha do diâmetro máximo, o teor aceitável de pulverulentos no agregado e a adição de “finos”.

As limitações quanto ao diâmetro máximo não dependem dos equipamentos de compactação. Diâmetros maiores podem provocar uma economia no consumo de cimento. Por outro lado há uma tendência maior de segregação do agregado maior no lançamento.

Os materiais pulverulentos em quantidades acima dos limites especificados afetam o teor de água requerida da mistura. Materiais mais finos em quantidades elevadas podem reduzir o teor de pasta necessário para uma determinada energia de compactação.

A definição do teor ótimo da adição possível deve ter como base programa de ensaios em laboratório bem como verificação dos benefícios econômicos.

A separação de frações para uso é função da distribuição granulométrica de material na jazida, das necessidades do CCR e do concreto convencional, planejamento do canteiro e os custos das diversas opções. O desempenho do CCR está basicamente ligado à uniformidade dos agregados e à sua granulometria.

6.6.3 Aditivos

Apenas os retardadores de pega possuem algum benefício real, pelo fato de que aumentando o tempo de pega, minimizam a ocorrência de juntas “frias”.

Os aditivos são mais efetivos à medida que as misturas contêm quantidades maiores de aglomerantes.

6.6.4 Água

A água a ser usada para a produção de CCR deve atender aos mesmos requisitos necessários para aquela normalmente utilizada nos concretos convencionais.

6.6.5 Dosagem

O objetivo principal da dosagem do CCR é de se obter um material compactável, estável, impermeável e que atinja os requisitos de resistência e durabilidade necessários para a obra em questão. Por esta razão tanto os materiais quanto os métodos de dosagem para o CCR variam de acordo com as necessidades de projeto.

Outro objetivo na dosagem é o proporcionamento de misturas que possibilitem ligação adequada entre camadas, dificultada pela sua consistência muito seca.

Diversos métodos de dosagem foram desenvolvidos ou adaptados, mas diferem, na ênfase quanto ao conceito de tipos de CCR, e quanto a análises de laboratório, economia e simplicidade de construção.

Um dos princípios básicos da dosagem de concreto é obter misturas com maior volume absoluto de agregados para menor consumo possível de cimento, de modo a obter a resistência requerida e assegurar uma trabalhabilidade necessária ao lançamento com menor água.

A energia necessária para a compactação do CCR é muito maior do que a necessária para o adensamento do concreto convencional porque existe pouca ou nenhuma evidência de pasta fluida na mistura necessária para permitir a vibração da massa.

A água unitária necessária para a mistura de CCR será influenciada pelo tamanho, forma e graduação dos agregados e pela quantidade de aglomerantes.

As misturas definidas em laboratórios devem ser consideradas como o ponto de partida para a produção, devendo ser ajustadas de acordo com as observações de campo.

Existem diversos métodos de dosagem que visam à obtenção de misturas que atendam aos limites estabelecidos. Dentre eles, destacam-se os que têm por objetivo o seguinte:

- Mistura com trabalhabilidade ótima, adequada à compactação, verificada a partir de ensaios de consistência.
- Combinações mais econômicas de agregados e aglomerantes, a partir de misturas experimentais onde a graduação de agregados é fixa e o consumo de aglomerantes é variável.
- Máxima densidade, tal como é feito no ensaio de Proctor, tal método é adequado a misturas com consumos de cimento elevados e agregados com menor diâmetro máximo.

A resistência à compressão é considerada, em geral, como objetivo secundário, quando da dosagem do CCR.

6.7 Propriedades e Características

As propriedades do concreto endurecido, seja massa convencional ou compactado a rolo, são idênticas. O que difere basicamente nos dois processos é o modo de adensamento. As possíveis causas caso não ocorram similaridades são: diferenças na dosagem, granulometria e índice de vazios são as possíveis causas.

É possível projetar uma vasta gama de dosagens para o CCR, de modo a fazê-lo atender a determinados requisitos. Para atingir a esses requisitos, estudam-se determinadas propriedades e

características como: massa específica, variações de volume, características térmicas, resistência à compressão, módulo de deformação, coeficiente de Poisson, resistência à tração, resistência ao cisalhamento, capacidade de deformação, fluência, permeabilidade e durabilidade.

6.8 Construção

6.8.1 Transporte do CCR

Os principais métodos de transporte do CCR são caçambas, veículos transportadores e correia transportadora.

a-) Caçambas: o transporte de CCR por caçambas foi e tem sido empregado em obras onde o processo é usado para o lançamento de grandes volumes de concreto convencional. A eficiência e o volume de produção obtidos, no entanto, são muito baixos.



Foto 6.8.1.1: Transporte do CCR

b-) Veículos Transportadores: os veículos mais empregados para transporte de CCR são os basculantes (descarga pelo fundo ou lateral), os “bottom-dumpers”, as “motoscrapers” e as carregadeiras e escavadeiras. A carga de CCR por viagem, devido à sua densidade relativamente alta quando comparada com a de solo, rocha ou cascalho, deve ser limitada e controlada por peso, ao invés de volume. Os caminhões basculantes podem ser usados nas áreas de acesso relativamente difícil e para o lançamento de concreto nas fundações, entretanto, seu emprego tende a causar maior segregação, devido à descarga deve ser feita sobre material previamente espalhado, mas não compactado, seguida de espalhamento em camadas. A utilização de caixas para espalhamento, incorporadas aos basculantes (ver Foto 33), tem sido uma solução adotada em algumas obras com resultados satisfatórios, para concretos com $D_{máx}$ até 38mm. Do ponto de vista de custo deve-se considerar que, no Brasil, as empreiteiras, inclusive as de menor porte, já possuem frotas de

basculante próprias, o que torna seu custo de utilização muito competitivo, no caso de concorrência. Os “bottom-dumpers” trazem como benefícios principais, em relação aos basculantes, a redução da tendência de segregação (menor altura de queda) e a minimização da operação de espalhamento. Os “motoscrapers”, são excelentes veículos para transporte e espalhamento de CCR, pois a descarga é forçada e o espalhamento é feito em camadas relativamente uniformes. Os “scrapers” têm mobilidade superior à dos “bottom-dumpers” de mesma capacidade e melhor distribuição de tensões sob os pneus, entretanto, quando em curvas fechadas, os “scrapers” tendem a romper a superfície de CCR compactado. O emprego de carregadeiras e escavadeiras são restritos, geralmente, a locais muito acidentados ou inacessíveis aos demais veículos, como por exemplo, no tratamento de fundações ou no tamponamento de buracos profundos; sua operação é muito lenta e a capacidade de produção muito baixa.

c-) Correias Transportadoras: o transporte através de correias transportadoras parece ser a solução ideal para a maioria dos casos, pois a exposição do concreto nas esteiras pode ser reduzida ao mínimo. Neste caso, o sistema deve ser projetado para o CCR em utilização, devendo ser, também capaz de transportar concreto convencional que, em geral é lançado concomitantemente com o CCR. O sistema deve ser projetado de modo a evitar que caia material na superfície do CCR já compactado, tanto no transporte de material quanto no retorno da correia. Devido ao rápido incremento de altura possível com CCR, o sistema deve ser projetado de modo a acompanhar a subida. Uma medida importante é dotar as correias com cobertura, de modo a proteger o material da insolação e da chuva diretas. Especial atenção deve ser dada aos silos de carga e descarga nos pontos de transferência, para reduzir a segregação do CCR. Exceto quando o sistema for empregado para lançamento em toda a superfície, devem ser previstos silos de descarga (ou derivação para o silo, em sistemas mistos) ao final da esteira principal, os quais alimentarão os veículos transportadores; a adoção de tais silos permitirá desvincular, parcialmente, a mistura e o transporte do CCR do lançamento, além de assegurar que o veículo estará sempre transportando concreto fresco e evitar operações de parada e movimentação dos misturadores; a capacidade do silo de alimentação de veículos transportadores deve ser, no mínimo, duas vezes a capacidade do maior veículo em uso; o material não deve permanecer no silo por mais de 10 minutos, exceto em condições excepcionais e desde que não tenha perdido umidade. Dentre os sistemas acima apresentados, o que emprega as correias transportadoras, continuamente, desde os misturadores até o local de lançamento do CCR.

Tal sistema pode aumentar substancialmente o volume de produção e reduzir significativamente a necessidade do uso de outros equipamentos e respectivos custos, mão de obra para operação e manutenção etc. Além disso, as estruturas das correias prestam-se, ainda, como acesso de pessoal, suporte para tubulações hidráulicas ou elétricas ou para iluminação da área de

trabalho. Finalmente, em seções muito estreitas, como as cristas de barragens por exemplo, a eficiência dos demais sistemas de transporte é reduzida em muito.

6.8.2 Lançamento e Espalhamento

A técnica usual para o lançamento do CCR é a de se estender as camadas de ombreira a ombreira ou em blocos extensos. Neste caso, quando se utiliza concreto convencional no parâmetro de montante ou de jusante, é mais prático deixar o CCR da camada anterior descoberto por cerca de 20 minutos, enquanto se processa o avanço do concreto de parâmetro. O planejamento executivo deve ser tal que, próximo ao parâmetro, seja convencional, a seguir o CCR e, depois, vibrada a interface entre os dois em conjunto.



Foto 6.8.2.1: Lançamento e espalhamento

O CCR deve ser colocado o mais próximo possível de sua locação final. Os “scrapers” e “bottom-dumpers” apresentam a vantagem de, em movimentação, lançar o material. Quando é empregado caminhão basculante, o material deve ser lançado na camada que está sendo espalhada e não na camada a ser coberta. Se o material é depositado em pilhas grandes, devido a sua consistência seca, a segregação será, provavelmente, maior, pois os agregados de maior $D_{máx}$ tenderão a rolar até a base da pilha. Para minimizar tal ocorrência é considerada como regra geral limitar-se a altura de pilhas a 1,5m, além de descarregar o CCR em camada espalhada mas não compactada, de modo a promover a mistura de ambos os lançamentos durante a operação de espalhamento.



Foto 6.8.2.2: Lançamento e espalhamento

A remistura do material segregado devido ao lançamento pode ser, também, executada através de espalhamento cuidadoso com trator de lâminas, desde que o agregado não tenha, ainda, rolado para a superfície da camada já compactada. Neste caso, o agregado deve ser removido manualmente e retornado à massa não espalhada ou, deve-se tomar cuidado no sentido de evitar que o trator apenas esconda a segregação ao invés de promover a remistura.



Foto 6.8.2.3: Lançamento e espalhamento

O método mais utilizado para espalhamento do CCR é o uso de trator de lâmina, de esteira, tipo CAT D6 ou similar, pois é suficiente para fazer frente a elevadas produções de concreto, sendo rápido e bastante preciso. Além disso, a pressão que suas esteiras exercem no concreto é relativamente baixa. Para os serviços de fundação ou em locais acidentados pode-se empregar um trator tipo CAT D3 ou D4.

As esteiras do trator devem ter superfície de apoio plana, para reduzir os danos nas áreas já compactadas. Sempre que possível, o trator deve operar em áreas ainda não compactadas e todas as curvas e giros devem ser feitos sobre o material não compactado. Quando for necessário trafegar sobre o material compactado o operador deve se limitar a trechos retos, para frente e para trás. O material que se desprende do concreto já compactado, desde que não iniciada a pega, pode ser submetido a recompactação.

Qualquer trecho ou porção de material já compactado que tenha sido danificado, após o início de pega, deve ser removido pois, caso contrário, a resistência local será muito baixa.

O espalhamento deve ter como objetivo a obtenção de superfície plana, antes da compactação. Dependendo da trabalhabilidade da mistura, desníveis entre passadas adjacentes podem acarretar distribuição não uniforme do esforço de compactação, afetando a qualidade final.

O controle da altura da camada pode ser feito através de linhas de referência, indicadas nas fôrmas laterais, e de gabaritos de penetração nos pontos intermediários, a exemplo de como é feito em aterros compactados. Nos EUA tem sido comum o uso de raio laser para controlar a altura da lâmina de modo a reduzir os erros do operador e manter a espessura da camada em torno de 5cm, que é a tolerância típica.

O uso de “scrapers” no transporte pode minimizar as operações de espalhamento, pois o próprio sistema de descarga permite o espalhamento.

Quanto à altura das camadas, até o momento, elas têm se situado entre 20 e 70cm, embora no Japão já se tenha chegado a alturas de 100cm. Para se adotar altura compactada superior a 40cm, há necessidade de se espalhar o concreto em diversas sub-camadas, como já citado, compactando-as em operação única. A tendência atual é de se aumentar ao máximo a altura da camada, desde que os equipamentos assim o permitam e que a qualidade não seja afetada, visando reduzir o número de juntas. Desta maneira, têm-se menos caminhos potenciais de percolação, porém, maior probabilidade de ocorrência de juntas frias, uma vez que camadas mais espessas demoram mais para ser recobertas e, ainda, maior probabilidade de ocorrência de fissuras de origem térmica.

Equipamentos sobre rodas, tais como niveladoras ou carregadeiras, apresentam grandes desvantagens no espalhamento do CCR por serem mais lentos, necessitarem de maior espaço para manobras, provocarem o rompimento da superfície já compactada de CCR (devido à pressão dos pneus quando muito solicitados- frenagem, curvas) e ocasionarem a pré-compactação do material espalhado sob os pneus. Esta zona, parcialmente compactada, seria preenchida com material adicional durante o subsequente espalhamento e a eficiência de compactação seria reduzida.

A utilização de niveladoras para espalhamento é limitada, em geral, a áreas muito estreitas ou próximas a fôrmas.

6.8.3 Compactação

O adensamento do CCR pode ser efetuado por uma grande variedade de tipos de rolos vibratórios, inclusive os usuais nos serviços de compactação de materiais granulares, sendo que os rolos vibratórios auto-propelidos são mais adequados e de operação mais simples.



Foto 6.8.3.1: Compactação

As condições operacionais, força de compactação, dimensões dos tambores, frequência, amplitude e velocidade de translação são parâmetros fundamentais que devem ser considerados na escolha do equipamento. Entretanto, a sua seleção final depende do tamanho da obra e das limitações de espaço. Deve ser considerado que um dos fatores críticos, na prática é a força dinâmica. Rolos pequenos simplesmente não conseguem atingir o grau de compactação que se obtém com rolos maiores, independentemente do número de passadas.

A produção horária do volume concreto compactado aumenta com o aumento das dimensões e da velocidade de translação. Rolos vibratórios acima de 5t normalmente não podem trabalhar mais próximos do que 25cm de fôrmas e obstáculos, sob o risco de danificá-los, sendo nesses casos complementados por compactadores portáteis, de placa ou “perereca”. Em Upper Stillwater os rolos vibratórios mais pesados puderam passar mais próximos da interface com o parâmetro de montante, pois este foi executado com painéis de concreto, extrudados “in loco”.

A compactação do CCR deve ser efetuada logo após seu espalhamento e, normalmente, são especificados prazos máximos de 10 minutos após o espalhamento e de 30 minutos após a mistura. Esses prazos, entretanto, podem ser aumentados dependendo da dosagem e caso sejam utilizados aditivos retardadores de pega.

Um número mínimo de passadas de um determinado rolo, para que seja atingido o grau de compactação especificado, depende primeiramente da mistura e da altura da camada. Esta última é governada mais pela eficiência de espalhamento que pelos requisitos de compactação já que os rolos grandes são capazes de compactar camadas de 60 cm de altura ou mais, de brita bem graduada. Como regra geral, a altura da camada não deve ultrapassar três vezes o $D_{máx}$ do agregado. Normalmente, o grau de compactação ideal do CCR é obtido com 3 a 6 passadas de rolo vibratório duplo para alturas de camada de cerca de 40cm.

O controle da compactação deve ser feito, fundamentalmente, com base no número de passadas do rolo vibratório, de maneira análoga ao que se faz para aterros de solo ou enrocamento.

A eficiência prática do rolo compactador é verificada através da medida do abaixamento da camada a cada passada do rolo. Isso deve ser estabelecido, preliminarmente, antes da escolha definitiva do equipamento de compactação, através de testes em aterros experimentais. A compactação excessiva deve ser evitada, face à possibilidade de acarretar segregação. A prática japonesa de compactar camadas de 45 a 100 cm de uma vez, provou ser efetiva, desde que haja a divisão em subcamadas finas no espalhamento, maior número de passadas e cuidados especiais para evitar diferenças de compactação ao longo da camada.



Foto 6.8.3.2: Compactação

A aparência do CCR plenamente compactado depende da dosagem. Caso esta tenha sido proporcionada com volume de pasta superior ao necessário, a mistura exibe certa plasticidade durante a compactação que é discernível pela “onda” de pressão na frente do rolo, especialmente quando duas ou mais camadas de mistura mais plástica são superpostas. A superfície de misturas com excesso de pasta é compressível e permite que agregados graúdos espalhados pela camada sejam integrados à massa, através do esforço de compactação dos rolos vibratórios. Se o teor de pasta é igual ou inferior ao necessário para encher o volume de vazios, ocorre contato entre as arestas dos agregados e a “onda” de pressão não é notada.

Cada mistura para CCR tem um comportamento característico e um teor de umidade ideal para compactação. Umidades ótimas típicas, geralmente, situam-se entre 3% e 7% da massa do CCR fresco compactado. No entanto a umidade real de cada mistura depende das condições de temperatura, umidade e velocidade do vento, da plasticidade dos finos, da graduação geral e do diâmetro máximo dos agregados. Em geral, as misturas adequadas de CCR apresentam, após a compactação, textura fechada e superfícies relativamente lisas. Além disso, o material não deve aderir ao tambor do rolo vibratório e nem deve apresentar água livre na superfície, ou bombeamento de água quando submetido ao esforço de compactação. Tais condições podem ser facilmente

discerníveis por pessoal treinado, e, se ocorrerem, ajustes devem ser feitos na água unitária da mistura.



Foto 6.8.3.3: Compactação

Durante a compactação, os rolos devem ser empregados para “abater” saliências ou para preencher buracos deixados no espalhamento, o que provocaria a ocorrência de zonas heterogeneamente compactadas na camada. Pequenas deficiências na superfície da camada recém-compactada, tais como pegadas, fissuras superficiais e marcas de esteiras, podem ser corrigidas imediatamente apenas pela vibração do rolo estático. Se a mistura estiver suficientemente fresca e úmida, quando recompactada conseguir-se-á reabilitar adequadamente a superfície danificada. No entanto, se a superfície de CCR estiver seriamente danificada ou se já perdeu umidade, a compactação resulta em reparo aparentemente aceitável, mas que, na verdade, pode ser removido facilmente por jato de ar, que é usado normalmente na remoção de resíduos e na limpeza geral das juntas de construção, planejadas ou circunstanciais.

6.8.4 Cura e Proteção

A cura e proteção do CCR, em termos gerais, são semelhantes à do concreto convencional, mesmo porque o concreto deve ser mantido sob condição úmida e sob temperatura favorável para a hidratação do aglomerante.

A cura do CCR deve ser feita com água aplicada por nebulizadores, por período não inferior a 14 dias, ou até que se aplique nova camada de CCR.

Durante a construção, as superfícies compactadas do CCR devem ser mantidas em condição saturada, porém não imersas em água. Para isso basta manter, por exemplo, caminhões pipa ou então um sistema de nebulização durante 24 horas por dia. Em situações onde a evaporação d'água seja facilitada, tais como de vento forte ou insolação intensa, devem ser usados nebulizadores, continuamente.

A camada final do CCR deve ser curada por um prazo apropriado, em geral por mais de 14 dias. Os compostos de cura usuais não são adequados pela dificuldade em se obter 100% de

cobertura em superfícies relativamente ásperas, pela probabilidade da ocorrência de danos durante a continuidade da construção, pela baixa umidade inicial da mistura e pela perda do benefício do controle da temperatura da superfície associado à cura úmida. Os compostos de cura iriam interferir, também, na obtenção de uma boa ligação entre as camadas de CCR.



Foto 6.8.4.1: Cura e Proteção

O parâmetro de jusante, não enformado, pode ser considerado camada de sacrifício com relação à cura. O CCR exposto nesta área também não é tão compactado quanto o restante, e, portanto, suas qualidade e resistência são baixas. No entanto, tal camada serve como proteção contra a perda de umidade do concreto do núcleo.

Durante o lançamento, pode-se tolerar a ocorrência de chuvas muito leves ou garoas, desde que não haja incorporação excessiva de água na mistura do CCR, já que o equipamento pode danificar as camadas já compactadas. Tão logo os danos estejam evidentes ou o CCR comece a “grudar” no rolo, deve-se interromper o lançamento. Quando se utiliza a esteira rolante para transporte e lançamento, ou quando o tráfego de veículos é pequeno, a produção pode continuar durante chuvas leves, porém é necessário que sejam feitas correções graduais da água unitária da mistura. O instante da ocorrência do primeiro dano é facilmente perceptível e se dá repentinamente. Outro critério, estabelecido pelo Bureau of Reclamation, estabelece que o lançamento do CCR seja paralisado tão logo se tenha precipitações da ordem de 2,5 mm/h ou 0,25mm/6min.

Após a compactação, a camada de CCR é essencialmente impermeável e não é danificada, exceto por chuvas pesadas, desde que não haja tráfego ou atividade sobre ela. A adoção de camada ligeiramente inclinada ajuda a drenar a água livre e a acelerar o reinício das operações de lançamento após chuvas fortes. Se a superfície do CCR for danificada, pode ser necessária a execução de tratamento da superfície antes do reinício do lançamento. O Corps of Engineers define como chuvas fortes aquelas cuja precipitação é superior a 7mm/h ou 0,7mm em 6 minutos.

Deve também ser prevista proteção do CCR contra grandes variações de temperatura em regiões sujeitas a tanto, tal qual para concreto convencional.

6.9 Controle da Qualidade

Para o controle do CCR é interessante verificar aspectos relacionados aos materiais, à mistura e à inspeção durante o lançamento.

A qualidade do CCR depende do controle das variáveis que possam afetá-lo tais como: graduação e qualidade do agregado, aglomerantes e mistura de acordo com as especificações, controle do teor de água, procedimentos de lançamento, espalhamento e compactação de acordo com as recomendações e cura apropriada. Se tudo isso estiver de acordo com o recomendado, o CCR resultante terá uma qualidade muito boa.

6.9.1 Treinamento e Orientação

O treinamento e orientação do pessoal (supervisores, mestres, encarregados, fiscais, laboratoristas, operadores e pessoal não especializado) através de cursos ou palestras, antes do início dos trabalhos, seria um ponto importante para assegurar a qualidade final da obra. Pontos chave como: tempo de mistura, espalhamento, compactação, segregação, juntas e cura devem ser discutidos mais detalhadamente.

6.9.2 Controle de Agregados

Deve-se fazer um controle de graduação de acordo com os requisitos de projeto e umidade. O uso de agregados com baixos teores de umidade produz misturas mais porosas.

6.9.3 Controle da Mistura

A adequação e a eficiência dos misturadores para uma determinada mistura devem ser verificadas no início da obra, através do estabelecimento dos tempos mínimos de mistura e a máxima carga admissível. Posteriormente, durante a construção, o tempo de mistura deve ser verificado periodicamente, por meio de testes.

Coletar amostras de CCR na área de lançamento, imediatamente após o espalhamento, mas antes da compactação, no início, meio e final de um turno de trabalho. Essas amostras são então verificadas quanto à densidade, quantidade de agregados graúdos, água total, teor de ar, densidade

da argamassa e ao consumo de cimento nos laboratórios da obra. Os resultados podem ser obtidos no mesmo dia.

Outro fator importante a ser controlado e que afeta a homogeneidade do material fresco é o controle da umidade antes e durante a mistura. Ela fornece informações para ajustes na água de amassamento, evitando assim, misturas muito úmidas ou secas. A umidade correta para qualquer mistura pode variar de dia para dia, dependendo das temperaturas ambiente e dos materiais, da quantidade e qualidade dos finos presentes. O controle da umidade do material compactado será feito através do densímetro nuclear e secagem em estufa.

Outro método que poderá ser utilizado para o controle da mistura é a medição da consistência (trabalhabilidade).

6.9.4 Controle no Campo

Os controles de campo durante as operações do lançamento e compactação do CCR serão:

- Densidade do CCR compactado
- Ligação entre juntas
- Controle geométrico

O controle da densidade do material compactado será feito através do densímetro nuclear devido a um custo baixo e rapidez nos resultados, que gira por volta de cinco minutos. O resultado da densidade real de campo é comparado com a densidade teórica calculada, verificando assim se há a necessidade de alteração no número de passadas do rolo compactador.

O controle da ligação entre camadas será basicamente visual. Verificarão problemas como: possíveis contaminações provenientes de rodas ou esteiras de veículos, ressecamento do material espalhado antes da compactação e compactação de material segregado.

O controle da altura da camada e do alinhamento será feito através de níveis e teodolitos convencionais.

6.9.5 Métodos de Ensaio para CCR

Outro método de ensaio importante que será utilizado é a extração de corpos de prova para verificação do material "in situ". A preparação e todos os procedimentos de ensaio estão prescritos pela ABNT. Os corpos cilíndricos moldados serão utilizados para ensaios de compressão axial, módulo de deformação, tração por compressão diametral e densidade de CCR fresco e endurecido.

7 Coleta de Dados Visando a Construção da Barragem

7.1 Climatologia e Pluviometria

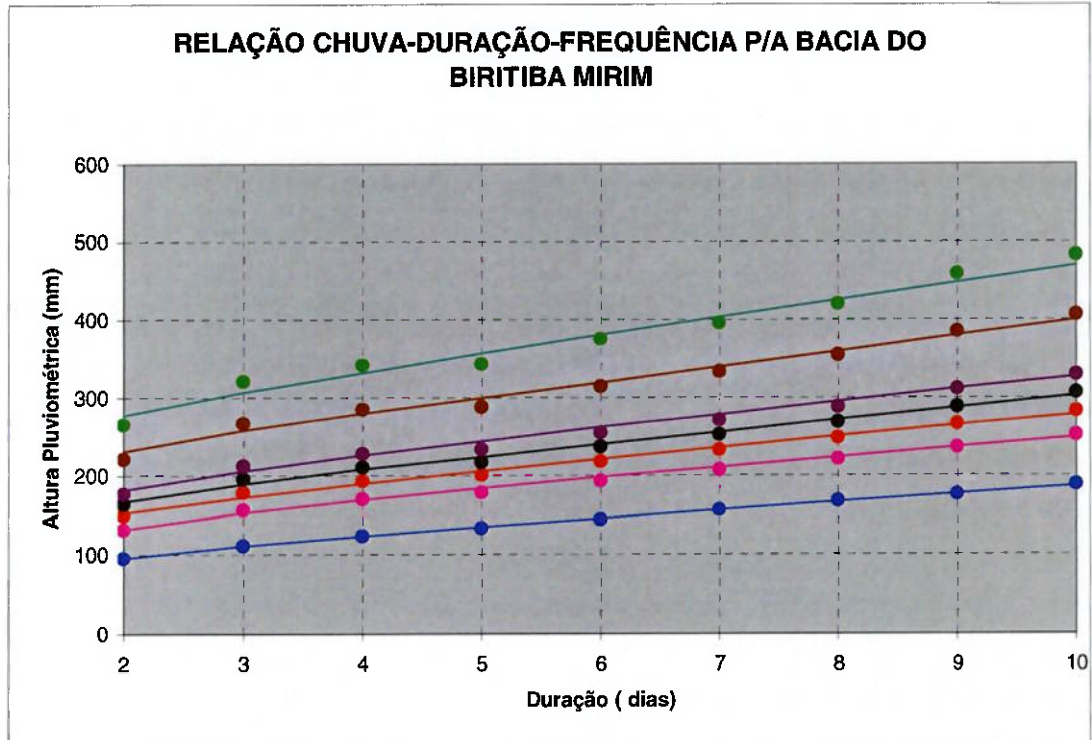


Gráfico 7.1.1: Relação duração e frequência

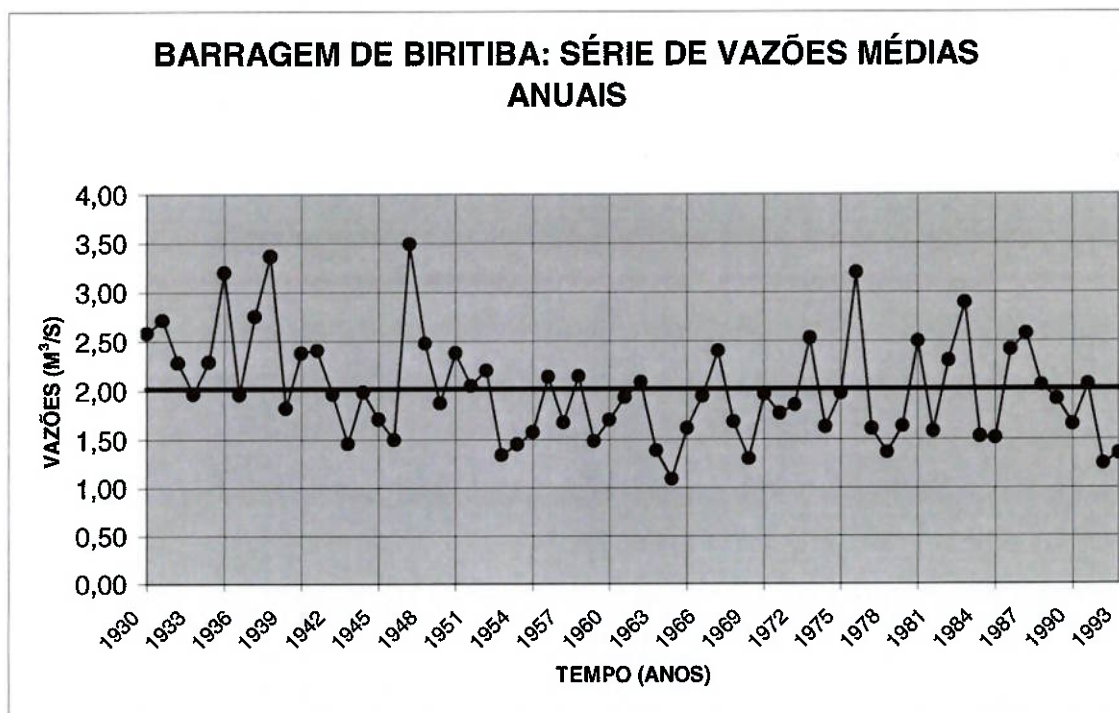


Gráfico 7.1.2: Série de vazões médias anuais

7.2 Características Hidrológicas e Hidráulicas

Série de Vazões Médias Mensais

Na Tabela, é apresentada a série de vazões médias mensais gerada pelo Consórcio HIDROPLAN para o eixo da Barragem de Biritiba no período 01/30 a 12/93. Como se observa, as vazões variaram entre um mínimo de $0,10 \text{ m}^3/\text{s}$, em Set/59, e um máximo de $8,80 \text{ m}^3/\text{s}$, em Fev/35. A partir dessa série, resulta uma vazão média de longo período estimada em $2,02 \text{ m}^3/\text{s}$, ou $26,93 \text{ l/s/km}^2$.

Na montagem dessa série, embora não se disponha de informações mais precisas, convém notar que compareceram diversas modalidades de cálculo, a saber:

- No período compreendido entre 1930 e 1952, as vazões foram obtidas a partir dos dados observados no posto V-110-Biritiba Nova, no rio Biritiba Mirim, operado pela Light;
- No período de 1953 a 1959, sem dados no próprio rio Biritiba Mirim, os valores foram obtidos a partir dos incrementais de vazão observados entre os postos Casa Grande, no rio Claro, e Biritiba Mirim, no rio Tietê;
- No período de 1960 a 1980, voltou-se a utilizar dados observados no próprio rio Biritiba, mas desta vez no posto fluviométrico Biritiba Mirim, operado pelo DAEE; e,
- No período de 1981 a 1993, as vazões médias mensais foram obtidas através de modelagem do processo chuva-vazão, no âmbito dos estudos do HIDROPLAN.

A título ilustrativo, são fornecidos na seqüência:

- Série temporal de vazões médias anuais correspondente (Gráfico 5).
- Regime sazonal das vazões médias mensais (Gráfico 6).

Tabela 7.2.1 - Série de Vazões Médias Mensais (m ³ /s)												
Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1930	4,11	3,29	1,83	4,66	1,92	1,00	0,91	1,73	1,37	2,92	2,10	5,20
1931	3,50	7,80	5,90	2,60	1,40	1,10	0,60	0,60	1,50	2,10	1,90	3,60
1932	4,50	2,20	4,70	2,40	3,30	1,90	0,90	1,40	0,50	1,40	1,00	3,20
1933	3,60	1,50	1,70	1,50	1,80	1,10	0,70	4,60	1,20	1,60	1,60	2,70
1934	5,20	4,20	3,70	2,10	1,60	0,90	0,70	0,70	1,00	1,10	0,90	5,40
1935	4,60	8,80	5,90	3,80	1,80	1,90	1,20	1,30	2,90	3,50	1,60	1,20
1936	2,60	1,90	3,70	2,30	1,00	2,50	0,50	0,90	2,00	1,20	1,80	3,10
1937	4,80	4,40	2,00	3,50	3,60	2,10	0,80	0,90	0,50	2,60	4,30	3,60
1938	3,20	6,30	3,90	3,50	2,60	3,90	1,80	2,60	2,60	3,80	3,20	3,00
1939	6,00	2,90	1,80	2,90	0,60	1,80	0,90	0,60	0,80	0,50	1,60	1,40
1940	3,70	6,50	2,70	3,60	2,20	0,90	0,60	0,50	0,60	1,40	2,60	3,30
1941	3,70	3,00	5,40	2,20	1,40	0,80	0,80	0,50	2,40	2,60	2,30	3,80
1942	3,40	3,70	2,90	3,10	1,00	1,00	2,00	0,70	0,60	0,60	1,50	3,10
1943	2,80	3,00	1,40	0,90	1,30	0,80	0,30	0,90	0,70	2,60	1,20	1,60
1944	1,50	5,40	5,80	2,90	1,70	0,90	0,90	0,50	0,40	0,50	1,70	1,60
1945	2,90	3,70	2,60	2,20	1,00	2,40	1,30	0,50	0,60	0,50	0,70	2,10
1946	3,70	1,50	3,80	1,30	0,50	0,60	0,60	0,40	0,30	2,00	2,20	1,10
1947	4,20	5,00	6,90	3,80	2,30	2,60	2,20	2,30	2,90	2,30	2,20	5,20
1948	4,00	4,60	5,30	3,70	2,80	1,50	1,00	1,60	1,10	0,80	1,60	1,80
1949	4,00	4,30	2,00	1,60	1,00	1,70	1,60	0,70	0,70	0,70	1,70	2,50
1950	4,40	7,00	4,30	3,20	1,60	1,00	0,70	0,50	0,50	2,20	1,20	2,00
1951	3,60	4,10	4,40	3,20	1,40	0,80	0,80	0,60	0,50	1,00	1,00	3,20
1952	3,70	5,70	4,40	1,60	1,60	2,70	0,80	0,60	1,20	0,90	2,20	1,10
1953	1,90	3,40	1,50	1,80	1,40	0,90	0,60	1,10	1,00	0,70	1,30	0,50
1954	2,20	3,30	1,30	1,20	2,00	1,70	1,20	0,70	0,60	1,00	1,20	1,00
1955	2,70	2,70	1,40	1,50	1,00	1,10	0,90	0,70	1,40	1,10	2,10	2,30
1956	2,60	2,70	3,30	2,20	2,50	3,50	1,30	1,80	0,70	1,10	0,50	3,50
1957	2,60	1,90	2,40	1,30	0,70	0,90	0,70	0,70	1,50	1,20	2,40	3,80
1958	2,80	4,70	3,50	3,00	2,10	1,80	1,00	0,50	0,90	0,70	2,40	2,40
1959	3,50	3,70	2,40	1,90	0,60	0,50	0,20	0,30	0,10	0,60	1,10	2,90
1960	2,50	3,00	2,60	1,40	1,60	1,30	1,20	0,90	0,70	1,10	1,60	2,50
1961	3,40	4,10	5,10	2,80	1,80	1,20	0,80	0,70	0,60	0,60	0,90	1,20
1962	3,80	5,10	2,80	1,50	1,10	0,90	0,80	0,80	0,90	2,10	1,60	3,70
1963	4,40	4,40	1,60	1,20	0,90	0,80	0,60	0,50	0,30	0,60	0,80	0,50
1964	0,40	2,60	1,20	1,10	1,00	0,80	0,80	0,60	0,60	0,90	1,60	1,50
1965	2,00	2,90	2,00	1,70	1,60	1,00	1,00	0,60	0,70	1,90	1,50	2,50
1966	3,13	2,00	4,19	2,40	1,18	0,85	0,64	0,97	1,10	1,64	1,92	3,28
1967	2,96	4,93	4,43	3,05	1,69	1,46	1,20	0,85	1,13	1,61	3,02	2,55
1968	3,04	1,83	3,70	3,09	1,70	1,11	0,92	1,10	0,89	1,03	0,63	1,10
1969	1,01	1,24	2,03	1,20	0,70	0,90	0,58	0,68	0,56	1,62	3,00	2,09
1970	3,07	4,85	4,23	1,62	1,45	1,01	0,84	0,99	1,52	1,62	1,31	1,08
1971	1,72	2,58	3,25	1,91	1,33	1,84	1,09	0,82	1,08	2,09	1,70	1,79
1972	3,64	3,24	1,63	2,00	1,21	0,72	0,81	1,11	0,99	2,66	2,47	1,72
1973	4,79	3,48	2,25	3,52	2,39	1,48	1,59	1,20	1,51	1,89	2,59	3,74
1974	5,31	2,05	2,63	2,00	1,18	1,37	0,67	0,37	0,49	0,95	0,99	1,57

1975	2,27	5,84	3,03	1,41	0,76	0,56	0,61	0,40	0,47	1,42	2,06	4,79
1976	5,50	7,28	4,34	4,33	3,10	2,15	2,76	1,93	2,33	1,64	1,27	1,84
1977	4,90	1,41	0,90	2,43	1,14	0,65	0,68	0,75	1,12	1,21	1,20	2,91
1978	2,56	1,31	2,97	1,06	1,25	1,23	0,62	0,62	0,62	0,71	1,90	1,57
1979	1,72	1,10	2,46	1,40	1,30	0,78	0,92	1,28	1,28	1,43	2,71	3,27
1980	3,90	7,67	2,25	3,30	1,44	1,35	1,06	0,95	1,10	1,61	1,90	3,51
1981	3,08	1,74	1,71	2,65	0,59	0,93	1,21	0,74	0,85	1,93	1,23	2,36
1982	2,96	3,84	3,18	1,83	1,08	2,77	1,13	1,09	1,28	3,00	2,25	3,28
1983	3,06	2,48	2,78	3,68	3,36	4,53	1,45	0,80	4,39	2,17	2,19	3,90
1984	3,44	0,88	2,56	1,94	1,08	0,41	0,66	1,47	1,87	0,72	1,25	2,09
1985	2,79	2,24	2,74	2,74	1,41	0,71	0,46	0,55	1,27	0,72	0,94	1,66
1986	1,17	2,81	6,81	2,64	2,55	0,89	1,40	1,86	1,24	0,96	2,26	4,38
1987	5,99	2,89	3,13	3,49	4,21	3,36	0,87	0,90	1,40	1,42	0,99	2,33
1988	3,07	3,70	2,70	3,31	3,14	1,36	0,59	0,53	1,03	1,87	1,19	2,20
1989	3,34	3,55	2,31	2,04	1,52	1,13	2,81	1,61	0,96	0,96	0,95	1,72
1990	3,19	2,02	2,77	1,52	1,96	0,84	1,69	0,81	1,43	1,40	1,05	1,21
1991	3,62	2,60	4,97	2,81	1,45	1,77	0,66	1,04	1,25	1,90	1,18	1,46
1992	2,65	1,54	2,06	0,90	1,10	0,34	0,70	0,52	1,08	1,35	1,43	1,30
1993	2,24	1,64	2,35	1,21	1,15	1,23	0,38	0,48	1,97	1,09	0,80	1,71
Média	3,32	3,56	3,16	2,35	1,63	1,41	0,98	0,97	1,14	1,49	1,68	2,49
Máxima	6,00	8,80	6,90	4,66	4,21	4,53	2,81	4,60	4,39	3,80	4,30	5,40
Mínima	0,40	0,88	0,90	0,90	0,50	0,34	0,20	0,30	0,10	0,50	0,50	0,50

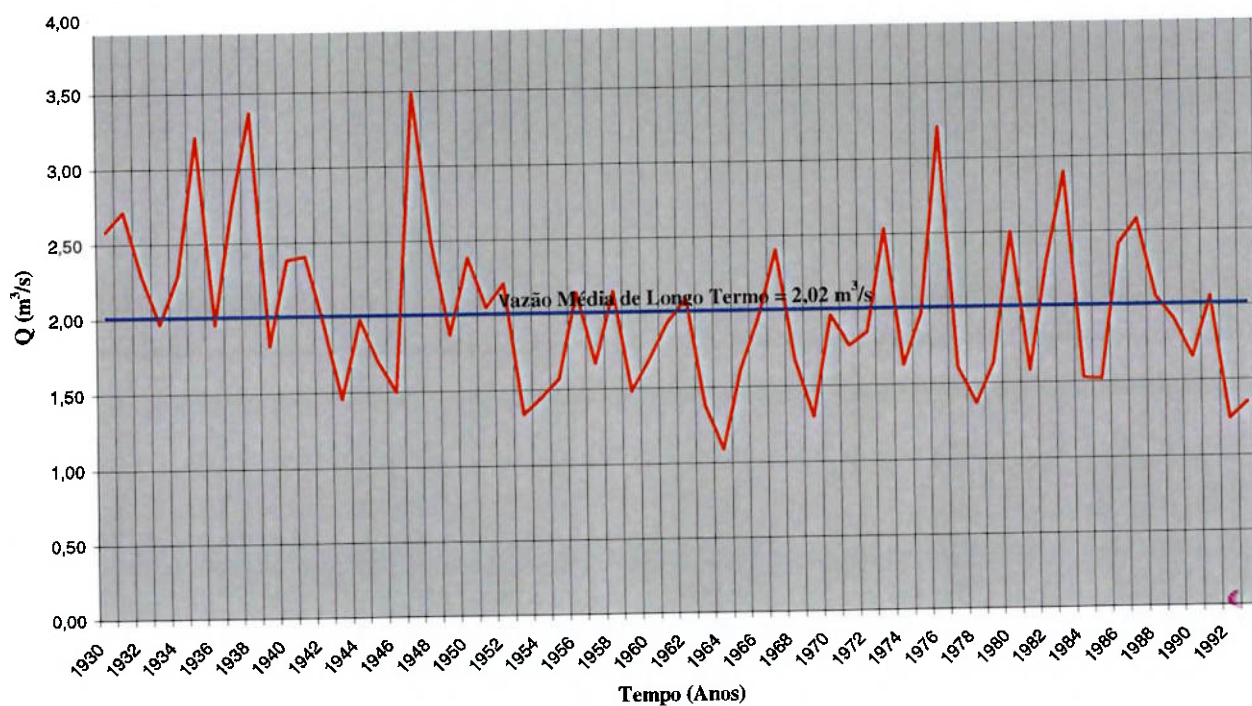


Gráfico 7.2.1: Série de Vazões Médias Anuais

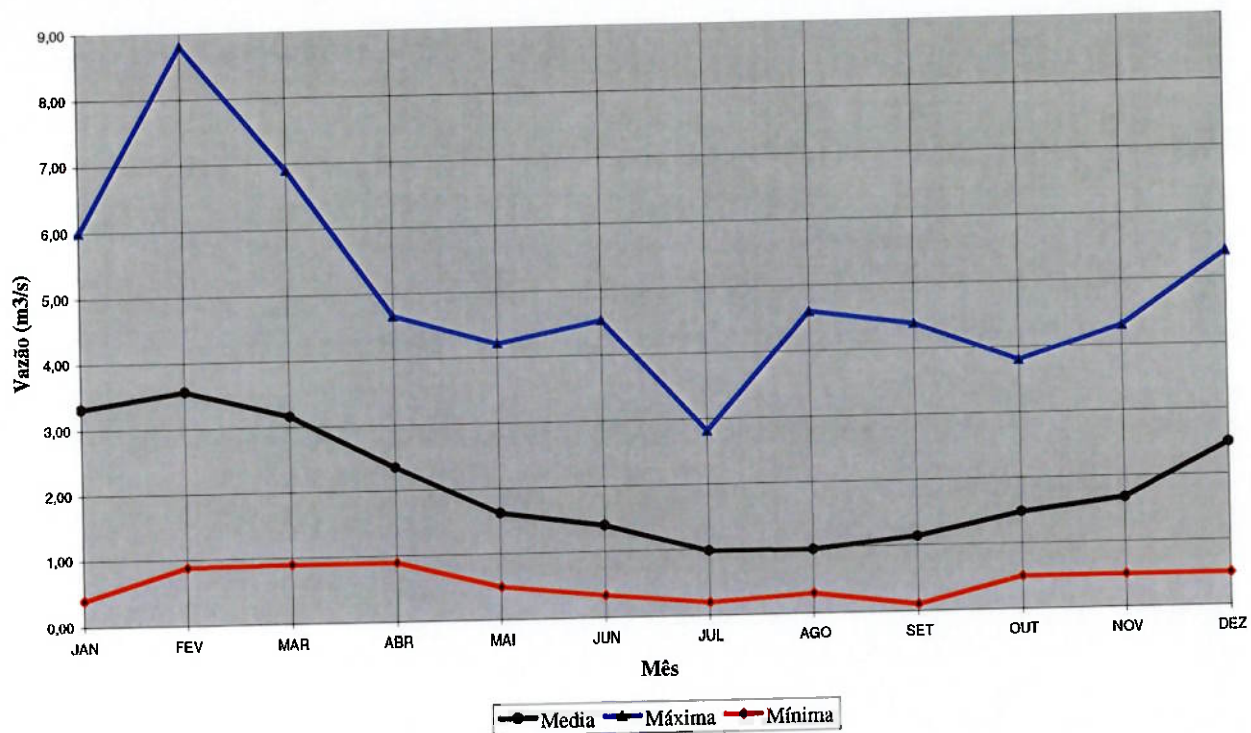


Gráfico 7.2.2: Regime Sazonal das Vazões Médias Mensais

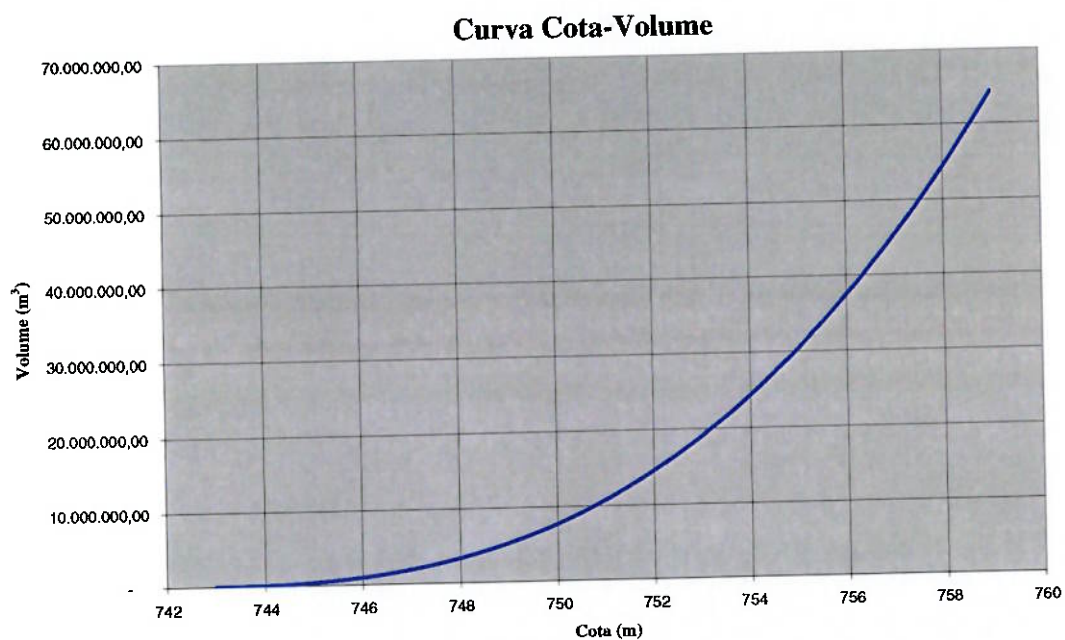


Gráfico 7.2.3: Curva Cota x Volume

8 Definição dos Níveis Operacionais e da Altura da Barragem

Para a determinação dos níveis operacionais da barragem, não será considerada a influência das outras barragens que compõem os Sistema do Alto Tietê. Portanto, a barragem será dimensionada de forma isolada.

8.1 Volume Morto

O volume morto é o volume destinado a receber os sedimentos no pé da barragem com a finalidade de determinar a cota de fundo para a entrada da tomada d'água. Ele pode ser condicionante para a determinação do período de vida útil da barragem ou ser dimensionado para atender a um período mínimo de operação.

Nas situações em que haja fatores limitantes à fixação aleatória do nível referente ao volume morto, este deve ser determinado pela vida útil e pelo regime sedimentológico do rio. Conclui-se então que ele varia em função da vida útil da barragem, taxa de transporte de sedimentos e área da bacia.

A vida útil da barragem adotada é de 100 anos e, considera-se que, no fim deste período o reservatório estará assoreado até a cota correspondente a uma fração prevista para a sua utilização.

Os dados de taxa de transporte de sedimentos por suspensão e arraste são escassos e de qualidade duvidosas. Para isso, seria necessário o conhecimento da vazão média do curso d'água, peso e volume dos sedimentos, coeficiente de retenção de sedimentos e diminuição anual da capacidade do reservatório representada pelo volume de sedimentos retidos. Outra possibilidade seria através de estimativas baseadas com dados de regiões próximas da área de projeto.

Dévido a estes problemas, estimou-se inicialmente um volume morto da ordem de 10% do volume útil.

Após estas análises e, considerando-se a curva cota-volume no local do empreendimento, montamos a tabela 8.1.1:

Tabela 8.1.1 - Cálculo do Volume Morto no Reservatório	
Volume Útil	$32,79 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume Morto	$3,279 \times 10^6 \text{ m}^3$
Cota	4,95 m
Cota Referente	745 m

8.2 Volume Útil

O volume útil é o volume armazenado em um reservatório para garantir uma vazão regularizada constante durante o período mais crítico de estiagem observado, ou seja, para o atendimento da demanda de água

8.2.1 Curva de Possibilidade de Regularização de Vazões

É a curva contendo diversos valores do volume útil para diversas vazões de regularizações adotadas.

Utilizou-se o método do máximo déficit acumulado (censurado) para a sua determinação. Adotou-se uma vazão média de longo termo de $2,02 \text{ m}^3/\text{s}$, calculada através dos dados da série histórica de vazões médias mensais apresentadas no item 7.2.

Neste dimensionamento não consideramos perdas por evaporação e por infiltração no solo. As perdas por evaporação poderiam ser avaliadas por métodos diretos (evaporímetros próximos do local em estudo) ou por métodos indiretos (fórmulas empíricas).

Para um cálculo mais preciso, consideramos os números de segundos dos meses variáveis para a obtenção do volume útil de regularização.

Os resultados estão apresentados na tabela 8.2.1:

Tabela 8.2.1: Resultados dos volumes úteis	
q_r/q_m (%)	$V_{\text{ÚTIL}} (\text{m}^3)$
10	264.384,00
20	1.586.304,00
30	3.578.342,40
40	6.824.563,20
50	10.070.784,00
60	18.288.115,20
70	28.567.814,40
75	32.788.800,00
80	41.279.500,80
82	43.930.252,80
85	48.887.712,00
88	57.785.011,20
90	77.416.473,60
91	85.809.715,20
92	96.700.262,40

93	108.941.241,60
94	121.664.332,80
95	134.387.424,00
96	147.110.515,20
97	159.833.606,40
98	172.657.267,20
99	196.239.801,60
99,9	219.848.204,16
100	229.887.072,00

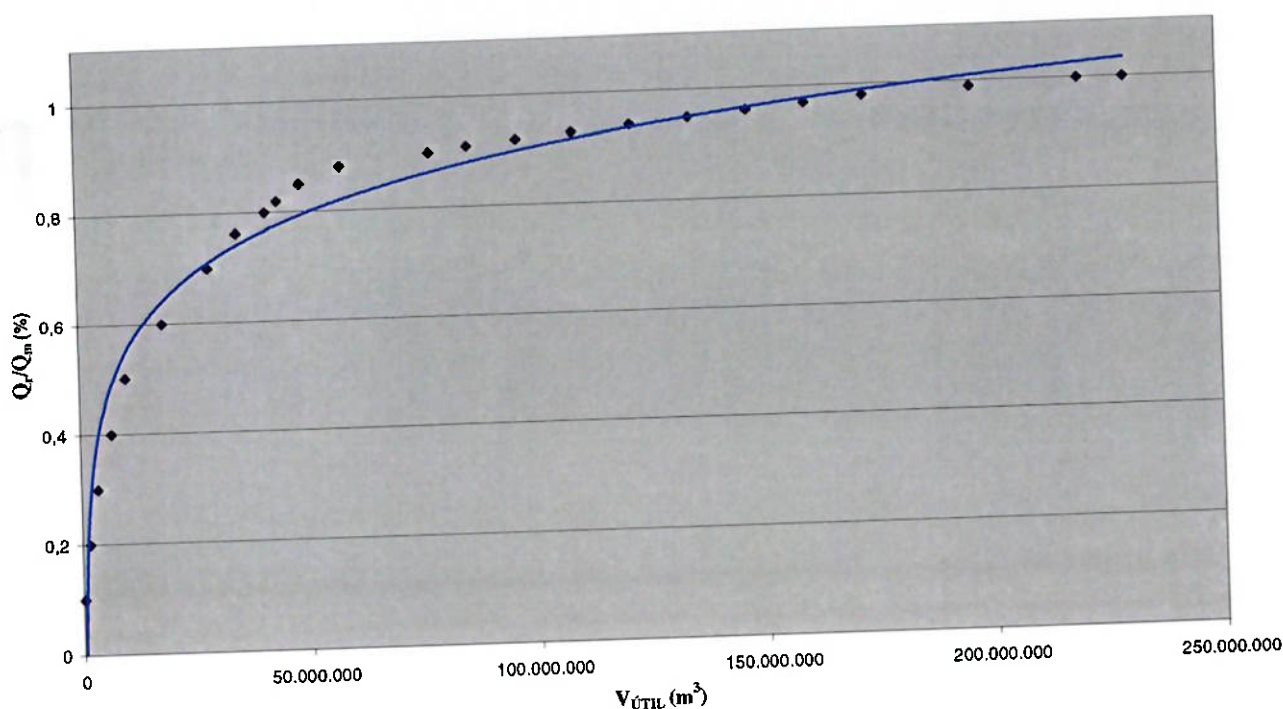


Gráfico 8.2.1: Curva de Possibilidade de Regularização de Vazões

8.2.2 Determinação da Vazão de Regularização

A regularização da vazão média é inviável porque sempre há perdas por evaporação ou extravasamentos.

O critério para a determinação do valor ideal da vazão a ser regularizada será determinado quando houver uma maximização na relação dos benefícios gerados contra os acréscimos de custos

ocasionados com o aumento da altura da barragem que venha a ocorrer. Para esta escolha, deve-se fazer um estudo complexo e detalhado das diversas análises econômicas, financeiras, sociais, políticas, ambientais, legais e técnicas.

Analisando diversas barragens já existentes, podemos concluir que a porcentagem de regularização de vazões de todas elas se situa em, aproximadamente, 75%. Sabendo-se disso e baseando-se no resultado do projeto original da nossa barragem para comparação, utilizamos um cálculo inverso para a estimativa da vazão regularizada. Fixamos assim, o valor de 75% da vazão média. Como consequência, obtivemos na curva possibilidade de regularização de vazões, um volume útil de 32.788.800 m³/s.

Entrando com esse valor na curva cota x volume, obtém-se uma cota de 6,50 m para o volume útil.

8.3 Altura da Tomada d'Água e Submergência para Controle de Vórtices

Para a determinação das dimensões da tomada d'água para vazão de abastecimento, adotou-se uma velocidade máxima de escoamento na seção das grades de aproximadamente 1,0 m/s. O espaçamento entre as barras deverá prevenir a entrada de corpos estranhos. O pré-dimensionamento da seção das grades considerará uma seção quadrada, ocorrendo à chamada transição até uma forma circular. A vazão utilizada será a vazão regularizada. Tudo isso pode ser resumido na tabela 8.3.1.

Tabela 8.3.1: Tomada d'água para Vazão de Abastecimento	
Vazão	1,52 m ³ /s
Velocidade Máxima na Seção das Grades	1,0 m/s
Área das Seções das Grades	1,32 m ²
Dimensões Adotadas (Largura x Altura)	1,15 m x 1,15 m

Para a determinação das dimensões da tomada d'água para vazão sanitária, utilizou-se a $Q_{7,10}$ (vazão mínima com duração de 7 dias consecutivos e $T = 10$ anos). Esta vazão pode se repetir probabilisticamente, a cada 10 anos, compreendendo a menor média obtida em 7 dias consecutivos. Assim em cada ano da série histórica, procede-se a análise de 365 médias diárias de vazão. Seleciona-se em cada ano, o período de 7 dias consecutivos que resultou na menor média de vazão. Com o valor da menor média de 7 dias de cada ano procede-se a uma análise estatística, que permita interpolar ou extrapolar o valor para $T = 10$ anos. Em nosso estudo, adotamos o valor de $Q_{7,10} = 0,182$ m³/s, obtido no site www.sigrh.sp.gov.br, para o posto 3E-007, latitude 23°33'58",

longitude 46°05'32" e área de 91 km². Com esse dado e com as considerações anteriores, montamos a tabela 8.3.2:

Tabela 8.3.2: Tomada d'água para Vazão Sanitária	
Vazão	0,182 m ³ /s
Velocidade Máxima na Seção das Grades	1,0 m/s
Área das Seções das Grades	0,182 m ²
Dimensões (Diâmetro)	60 cm

Neste caso, serão construídas duas tubulações de 60 cm para garantia dessa vazão e para prevenção de possíveis problemas de manutenção ou limpeza.

A determinação da submergência mínima necessária para controle de vórtices na tomada d'água será calculada preliminarmente pela seguinte fórmula:

$$S = M.V.H^{1/2}$$

Onde:

S = Submergência (m).

M = Fator de submergência de 0,54 para condições de aproximação simétrica e 0,73 para condições de aproximações assimétricas.

V = velocidade do escoamento na seção (m/s).

D = Altura da grade da tomada d'água (m).

Portanto, trabalhando-se a favor da segurança, montamos a tabela 8.3.3:

Tabela 8.3.3: Submergência	
M	0,72
V	0,75 m/s
H	1,15 m
S	0,60 m

Deve-se comentar que seria necessário à elaboração e confecção de um modelo reduzido que simulasse as condições de aproximação e submergência da tomada d'água para uma melhor determinação e verificação da submergência mínima necessária do nosso estudo.

8.4 Nível Mínimo Operacional e Nível Máximo Normal

Fixa-se o nível mínimo operacional com os seguintes resultados:

- Volume morto de $3,28 \times 10^6 \text{ m}^3$ e cota de 4,95 m.
- Dimensões da entrada da tomada d'água de 1,15m x 1,15 m.
- Altura adicional em relação à parte superior da tomada d'água de 0,60 m para evitar arrastamento de ar e formação de vórtices.

Fixa-se o nível máximo normal com o seguinte resultado:

- Volume útil do reservatório de $32,79 \times 10^6 \text{ m}^3$ e cota de 6,50 m.

Esses resultados estão mostrados na tabela 8.4.1:

Tabela 8.4.1: Nível Mínimo Operacional e Nível Máximo Normal	
Cota de Referência	745 m
Nível Mínimo Operacional	751,70 m
Nível Máximo Normal	758,20 m

8.5 Determinação das Vazões de Projeto

8.5.1 Introdução

As enchentes são aumentos anormais do escoamento superficial, decorrente do excesso de chuva, que pode resultar em inundação ou não. A inundação é o extravasamento d'água do canal natural de um rio, que provoca possivelmente prejuízos.

O cálculo de enchente objetiva fornecer a máxima vazão de projeto e, se possível, o hidrograma de projeto, que mostra a variação das vazões no tempo. A vazão de projeto pode ser obtida através da extrapolação dos dados históricos para condições mais críticas com a aplicação de estatística aos dados de vazões máximas observadas.

A vazão de projeto está sempre associada ao período de retorno.

8.5.2 Conceito de período de retorno e risco permissível

O *período de retorno* ou *tempo de recorrência* (T) é o tempo médio em anos que um evento é igualado ou superado pelo menos uma vez.

Existe a seguinte relação entre o período de retorno e probabilidade de ocorrência (P): $T = 1/P$.

Ex: Se uma cheia é igualada ou excedida **em média a cada 20 anos** terá um período de retorno $T = 20$ anos. Em outras palavras, diz-se que esta cheia tem 5% de probabilidade de ser igualada ou excedida **em qualquer ano**.

8.5.3 Fixação do período de retorno

A fixação do período de retorno para uma obra hidráulica depende de:

- a) vida útil da obra;
- b) tipo de estrutura;
- c) facilidade de reparação e ampliação;
- d) perigo de perda de vida.

Ex: - Barragem de terra $\rightarrow T = 1000$ anos;

- Barragem de concreto $\rightarrow T = 500$ anos;

- Galeria de águas pluviais $\rightarrow T = 5$ a 20 anos;

- Pequena barragem de concreto para fins de abastecimento de água $\rightarrow T = 5$ a 100 anos;

8.5.4 Estatística aplicada à Hidrologia

8.5.4.1 Considerações gerais:

As séries de variáveis hidrológicas como precipitações, vazões, etc. apresentam variações sazonais ao longo tempo (variações irregulares). Portanto, essas variáveis estarão sempre associadas a uma probabilidade de ocorrência. Em consequência disso, as obras hidráulicas devem ser dimensionadas para um determinado “risco” de falha.

8.5.4.2 Distribuições de probabilidades

Apresentam-se aqui, as distribuições de probabilidades mais utilizadas em Hidrologia:

- **Distribuição Normal** - não é muito utilizada para o estudo de vazões (ou chuvas) máximas e mínimas. É mais empregada para o cálculo de vazões médias mensais e precipitação total anual.
- **Distribuição Log-normal** - é bastante utilizada para o cálculo de vazões máximas e mínimas e chuvas máximas.

- **Distribuição Log-Pearson Tipo III** - utilizada para o cálculo de vazões e chuvas máximas.
- **Distribuição de Gumbel** - utilizada também para o cálculo de vazões e chuvas máximas.

Tabela 8.5.4.2.1: Vazões anuais máximas		
Ano	Q (m³/s) máx/ano	Q (l/s) máx/ano
1930	5,2	5200
1931	7,8	7800
1932	4,7	4700
1933	4,6	4600
1934	5,4	5400
1935	8,8	8800
1936	3,7	3700
1937	4,8	4800
1938	6,3	6300
1939	6	6000
1940	6,5	6500
1941	5,4	5400
1942	3,7	3700
1943	3	3000
1944	5,8	5800
1945	3,7	3700
1946	3,8	3800
1947	6,9	6900
1948	5,3	5300
1949	4,3	4300
1950	7	7000
1951	4,4	4400
1952	5,7	5700
1953	3,4	3400
1954	3,3	3300
1955	2,7	2700
1956	3,5	3500
1957	3,8	3800
1958	4,7	4700
1959	3,7	3700
1960	3	3000
1961	5,1	5100
1962	5,1	5100

1963	4,4	4400
1964	2,6	2600
1965	2,9	2900
1966	4,19	4190
1967	4,93	4930
1968	3,7	3700
1969	3	3000
1970	4,85	4850
1971	3,25	3250
1972	3,64	3640
1973	4,79	4790
1974	5,31	5310
1975	5,84	5840
1976	7,28	7280
1977	4,9	4900
1978	2,97	2970
1979	3,27	3270
1980	7,67	7670
1981	3,08	3080
1982	3,84	3840
1983	4,53	4530
1984	3,44	3440
1985	2,79	2790
1986	6,81	6810
1987	5,99	5990
1988	3,7	3700
1989	3,55	3550
1990	3,19	3190
1991	4,97	4970
1992	2,65	2650
1993	2,35	2350

Tabela 8.5.4.2.2: Log-Normal				
Probabilidade de exceder	Tr (anos)	Kt	Q (l/s)	Q(m3/s)
0,0001	10000	3,719	13811,6	13,8116
0,0005	2000	3,291	12088,8	12,0888
0,001	1000	3,09	11355,6	11,3556
0,002	500	2,878	10630,4	10,6304
0,005	200	2,576	9676,6	9,6766
0,01	100	2,326	8952,11	8,95211
0,02	50	2,054	8225,34	8,22534
0,025	40	1,96	7988,15	7,98815
0,05	20	1,645	7242,05	7,24205
0,1	10	1,282	6468,27	6,46827
0,15	6,667	1,036	5991,44	5,99144
0,2	5	0,842	5640,33	5,64033
0,25	4	0,674	5352,95	5,35295
0,3	3,333	0,524	5108,75	5,10875
0,35	2,857	0,385	4892,41	4,89241
0,4	2,5	0,253	4695,46	4,69546
0,45	2,222	0,126	4513,45	4,51345
0,5	2	0	4339,85	4,33985
0,55	1,818	-0,126	4172,93	4,17293
0,6	1,667	-0,253	4011,18	4,01118
0,65	1,538	-0,385	3849,7	3,8497
0,7	1,428	-0,524	3686,68	3,68668
0,75	1,333	-0,674	3518,5	3,5185
0,8	1,25	-0,842	3339,23	3,33923
0,85	1,176	-1,036	3143,54	3,14354
0,9	1,111	-1,282	2911,81	2,91181
0,95	1,052	-1,645	2600,69	2,60069
0,975	1,025	-1,96	2357,78	2,35778
0,99	1,01	-2,326	2103,9	2,1039
0,995	1,005	-2,576	1946,38	1,94638
0,999	1,001	-3,09	1658,59	1,65859
0,9995	1,0005	-3,291	1558	1,558
0,9999	1,0001	-3,719	1363,66	1,36366

Tabela 8.5.4.2.3: Log-Pearson Tipo III				
% de Probabilidade de Ocorrência	Tr (anos)	Kp	Qt (l/s)	Q (m3/s)
50	2	-0,0136	4321,56	4,32156
20	5	0,83729	5632,06	5,63206
10	10	1,29007	6484,54	6,48454
4	25	1,77793	7548	7,548
2	50	2,09586	8333,22	8,33322
1	100	2,38457	9116,83	9,11683
0,5	200	2,65007	9902,31	9,90231
0,1	1000	3,20393	11765,6	11,7656

Tabela 8.5.4.2.4: Gumbel		
Tr	Q(l/s)	Q(m3/s)
2	4314,74	4,31474
5	5604,24	5,60424
10	6458	6,458
25	7536,73	7,53673
50	8336,99	8,33699
100	9131,35	9,13135
200	9922,8	9,9228
1000	11756,1	11,7561

Tabela 8.5.4.2.5: Comparação das Vazões Máximas obtidas (m3/s)			
Distribuição	Período de Retorno		
	50	100	1000
Log-Normal	8,225343	8,952113	11,3556
Log-Pearson III	8,333218	9,11683	11,76555
Gumbel	8,336992	9,131345	11,75614

Com os cálculos obtidos através dos 3 métodos estatísticos e período de retorno de 10000 anos para o tipo de barragem considerada, determinou-se 14 m³/s para a vazão de projeto.

8.6 Nível Máximo “Maximorum”

8.6.1 Determinação do Hidrograma Afluentes

Para determinação do hidrograma afluente são utilizadas as equações de convolução sobre os dados calculados do hidrograma unitário e do hietograma excedente. A seguir são detalhados os passos do cálculo.

8.6.1.1 Hidrograma unitário

O hidrograma unitário é o hidrograma produzido por uma unidade de chuva excedente distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração especificada. Em geral, para efeito de simplificações de cálculos e para uma padronização, adota-se por exemplo uma chuva efetiva de 1mm com duração de uma hora.

A definição do HU (hidrograma unitário) está baseada em 3 princípios:

- *Princípio da constância do tempo de base* – Para chuvas efetivas de intensidade constante e de mesma duração, os tempo de escoamento superficial direto são iguais.
- *Princípio da proporcionalidade das descargas* – Chuvas efetivas de mesma duração, porém com volumes de escoamento superficial diferentes, irão produzir em tempos correspondentes, volumes de escoamento superficial direto proporcionais às ordenadas do hidrograma e às chuvas excedentes.
- *Princípio da aditividade (Superposição)* – A duração do escoamento superficial de uma determinada chuva efetiva independe de precipitações anteriores. O hidrograma total referente a duas ou mais chuvas efetivas é obtido adicionando-se as ordenadas de cada um dos hidrogramas em tempos correspondentes.

O hidrograma unitário de uma bacia pode ser determinado de duas maneiras:

1. Pela análise de dados de precipitação e vazão;
2. Por meio de fórmulas empíricas. Neste caso, os hidrogramas são chamados de hidrogramas sintéticos.

Em nosso trabalho, utilizaremos para a determinação do volume de escoamento superficial direto o hidrograma unitário sintético devido a falta de dados hidrológicos da região.

8.6.1.2 Hidrograma unitário Sintético

Os hidrograma sintéticos determinam a forma do hidrograma e, portanto, a vazão de pico a partir de parâmetros relacionados com as características físicas da bacia. Desta forma, podemos estabelecer relações convenientes para a resolução dos cálculos necessários para a montagem do hidrograma. Portanto, devido as suas propriedades trigonométricas e algébricas, o hidrograma unitário triangular é o mais utilizado.

8.6.1.3 Hidrograma unitário Sintético triangular

A figura 1 abaixo demonstra um hidrograma unitário triangular, assim como seus principais parâmetros, que serão definidos a seguir e calculados posteriormente.

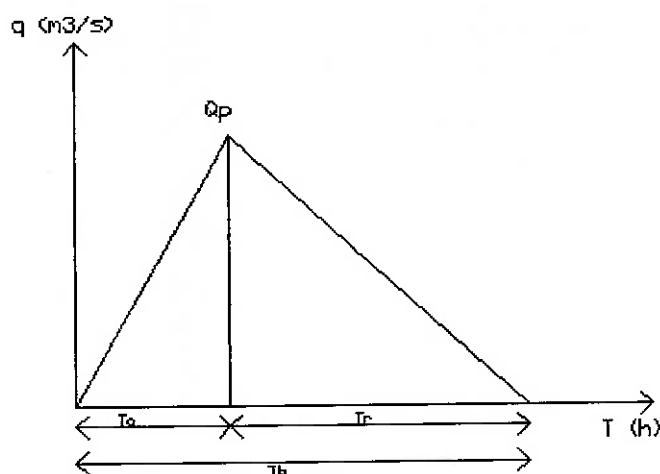


Figura 18 – Hidrograma unitário triangular

Definição dos parâmetros:

- Tempo de ascensão (T_a) – É o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente mais metade da duração da chuva unitária padronizada até o pico do hidrograma. Corresponde ao “acúmulo” de água no escoamento superficial direto (a quantidade de água que entra na bacia é maior que a quantidade que sai).
- Tempo de recessão (T_r) – É o tempo de dissipação do escoamento superficial (quantidade de água que sai da bacia é maior do que a quantidade que entra), e corresponde, no hidrograma triangular a uma relação definida em relação ao tempo de ascensão (T_a).
- Tempo de base (T_b) – Duração total do escoamento superficial direto
- Vazão de Pico (Q_p) – Vazão máxima obtida durante o escoamento superficial direto.

8.6.1.4 Memorial de cálculo do hidrograma unitário

1. *Cálculo do tempo de concentração (Tc)*

O Cálculo do tempo de concentração foi determinado através da fórmula de Dooge – 1956, que foi determinada com dados de dez bacias rurais da Irlanda, com áreas na faixa de 140 a 930 Km². Desta forma, os parâmetros desta fórmula refletem o comportamento de bacias de médio porte.

Fórmula de Dooge:

$$T_c = 21,88 \cdot A^{0,41} \cdot S^{-0,17}$$

Onde:

T_c = tempo de concentração (minutos)

A = Área da Bacia (Km²)

S = Declividade do talvegue (m/m)

Inserindo os dados da bacia em estudo (A = 75Km², S = 0,01 m/m), obtivemos um T_c de 4,684586 horas. Para efeito de cálculo (Vide planilha 1)

2. *Cálculo do tempo de ascensão (Ta)*

O Cálculo do tempo de ascensão é realizado através da seguinte fórmula:

$$T_a = (T_{chuva}/2) + 0,6 \cdot T_c$$

Onde:

T_a = tempo de ascensão (horas)

T_{chuva} = é a duração da chuva padronizada (1 hora no nosso caso);

T_c = é o tempo de concentração (horas)

Obtivemos um tempo de ascensão de 3,310751 horas. Para efeito de cálculo, decidimos adotar T_a = 4 horas (Vide planilha 1) de forma a facilitar a resolução da equação de convolução, que virá a ser explicada posteriormente

3. Cálculo do tempo de recessão (T_r)

Para o cálculo do tempo de recesso, adotamos $T_r = 3 \cdot T_a$, uma vez que optamos por utilizar o hidrograma unitário triangular que possibilita uma relação linear entre T_r e T_a .

Desta forma, em nosso estudo $T_r = 12$ horas (Vide planilha 1).

4. Cálculo do tempo de Base (T_b)

O tempo de base é a soma do tempo de recesso com o tempo de ascensão ($T_b = T_a + T_r$).

Portanto, em nosso estudo, $T_b = 16$ horas (vide planilha 1)

5. Cálculo do coeficiente X

O coeficiente X é a relação pré-estabelecida entre T_a e T_r . Desta forma, adotamos $X = 3$

6. Cálculo da Vazão de pico (Q_p)

O cálculo da Vazão de pico é dado pela manipulação da área estabelecida pela função que descreve o hidrograma unitário. Em nosso caso, como o hidrograma é triangular, basta achar a área do triângulo e igualar com o volume de escoamento superficial direto.

$$\text{Área do triângulo} = (Q_p \cdot T_b) / 2$$

Mas, sabemos a priori, pela definição da chuva padronizada e pelo tamanho da bacia que:

$$\text{Volume de escoamento direto} = 1 \text{ (cm)} \cdot A_{\text{bacia}} \text{ (km}^2\text{)}$$

Portanto, a fórmula manipulada fica:

$$Q_p = 2,78 \cdot 2 \cdot A_{\text{bacia}} / (T_a \cdot (1 + X))$$

Onde:

Q_p = Vazão de pico (m³/s)

A_{bacia} = Área da Bacia (Km²)

T_a = Tempo de ascensão

X = Relação entre T_a e T_r

Inserindo os dados em nosso estudo, encontramos uma vazão de pico de 26,0625 m³/s

Tabela 8.6.1.4.1: Dados para cálculo do hidrograma unitário

Dados	
<u>Área da Bacia:</u>	75Km ²
<u>S:</u>	0,01m/m
<u>L:</u>	8Km
<u>CN:</u>	65
<u>Duração da chuva:</u>	1h

Tabela 8.6.1.4.2: Fórmulas utilizadas no cálculo

Fórmulas	
<i>Dooge</i>	$T_c = 21,88 * A^{0,41} * S^{-0,17}$
<i>Lag Fórmula</i>	$T_c = 3,42 * L^{0,8} * ((1000/CN) - 9)^{0,7} * S^{-0,5}$
<i>Kirpich</i>	$T_c = 3,989 * L^{0,77} * S^{-0,385}$
<i>Ta</i>	$T_a = (T_{chuva}/2) + 0,6 * T_c$
<i>Tr</i>	$T_r = 3,0 * T_a$ (adotado)
<i>Qp</i>	$Q_p = 2,78 * 2 * A_{bacia} / (T_a * (1+x))$
<i>X</i>	$X = (T_b/T_a) - 1$

Tabela 8.6.1.4.3: Dados de saída dos cálculos

Tempo de concentração	Ta	Qp
Dooge	Ta=3,310751(h) Qp= 31,48832014(m3/s)	
Tc= 281,0 8 →	Ta (arred.)= 4(h)	
Tc= 116,4 8 →	4,68459(h)	Qp (arredondado)= 26,0625(m3/s)
Tc= 660,8 3 →		
Tr	X	
Tr=9,9323(h)	Tb=13,24301(h)	
tr (arred.)= 12(h)	X= 3	

8.6.1.5 Hietograma

Os dados de chuva para o cálculo do hietograma foram retirados do posto de medição de Sertãozinho (Prefixo E3-231), localizado no município de Biritiba Mirim, na Bacia do Biritiba Mirim, altitude 740m, latitude 23°37' e longitude 46°05'. A escolha deste posto foi devido à sua proximidade da barragem e uma série satisfatória (1971 – 1997).

A distribuição de probabilidade utilizada foi a distribuição Gumbel:

$$y_t = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad P_t = P_m + K_t \cdot S_Q \quad K_t = 0,7797 \cdot y - 0,45$$

$$K_{t, corrigido} = \frac{y_t}{S_n} - \frac{y_n}{S_n}$$

y_t = Variável reduzida

T = Período de retorno

P_t = Precipitação máxima

P_m = Precipitação média

S_Q = Desvio padrão das precipitações

y_t = Média de y

S_n = Desvio padrão de y

Para o valor da precipitação máxima para $T = 10000$ anos, o valor é extrapolado.

A extrapolação desta precipitação também pode ser feita de forma empírica, plotando os dados de $P_{máx}$ e y no papel de probabilidades de Gumbel.

Os dois valores mostraram-se consistentes, como mostra o gráfico, porém o valor adotado foi o teórico.

Tabela 8.6.1.5.1: Dados do posto de observações de Sertãozinho

Posto Sertãozinho										
E3-231	Pmax diária	N de ordem m	Ano	Pmax	T = (N+1)/N ordem	y	kt	kt corrigido	Pt	Pt corrigido
1971	92,4	1	1995	145	28,00	3,31	2,13	2,48	135,49	143,51
1972	92,7	2	1981	125,2	14,00	2,60	1,58	1,84	122,59	128,77
1973	66,7	3	1979	117,3	9,33	2,18	1,25	1,47	114,90	119,97
1974	69,5	4	1976	116,8	7,00	1,87	1,01	1,19	109,33	113,60
1975	68	5	1985	110,2	5,60	1,63	0,82	0,97	104,91	108,55
1976	116,8	6	1994	105,6	4,67	1,42	0,66	0,79	101,22	104,33
1977	97,2	7	1977	97,2	4,00	1,25	0,52	0,64	98,03	100,68
1978	53,2	8	1993	95,9	3,50	1,09	0,40	0,50	95,19	97,43
1979	117,3	9	1972	92,7	3,11	0,95	0,29	0,37	92,62	94,49
1980	91,8	10	1971	92,4	2,80	0,82	0,19	0,25	90,26	91,79
1981	125,2	11	1997	92,1	2,55	0,70	0,09	0,14	88,05	89,27
1982	81,3	12	1980	91,8	2,33	0,58	0,00	0,04	85,98	86,89
1983	79,3	13	1989	87,5	2,15	0,47	-0,08	-0,06	84,00	84,63
1984	63,1	14	1990	82,3	2,00	0,37	-0,16	-0,15	82,10	82,46
1985	110,2	15	1982	81,3	1,87	0,26	-0,24	-0,24	80,26	80,36
1986	66,3	16	1983	79,3	1,75	0,17	-0,32	-0,33	78,46	78,30
1987	54,3	17	1988	74,8	1,65	0,07	-0,40	-0,41	76,69	76,28
1988	74,8	18	1974	69,5	1,56	-0,03	-0,47	-0,50	74,93	74,27
1989	87,5	19	1991	68,2	1,47	-0,13	-0,55	-0,59	73,17	72,25
1990	82,3	20	1975	68	1,40	-0,23	-0,63	-0,68	71,38	70,20
1991	68,2	21	1973	66,7	1,33	-0,33	-0,70	-0,77	69,55	68,11
1992	56,7	22	1986	66,3	1,27	-0,43	-0,79	-0,86	67,64	65,92
1993	95,9	23	1996	66,3	1,22	-0,54	-0,87	-0,96	65,61	63,60
1994	105,6	24	1984	63,1	1,17	-0,67	-0,97	-1,07	63,40	61,08
1995	145	25	1992	56,7	1,12	-0,80	-1,08	-1,19	60,91	58,23
1996	66,3	26	1987	54,3	1,08	-0,97	-1,21	-1,34	57,89	54,77
1997	92,1	27	1978	53,2	1,04	-1,20	-1,39	-1,55	53,66	49,94
					10000	9,21	6,73	7,74	242,28	265,64

Media	85,91	Media	0,53
Sd	23,23	Sd	1,12

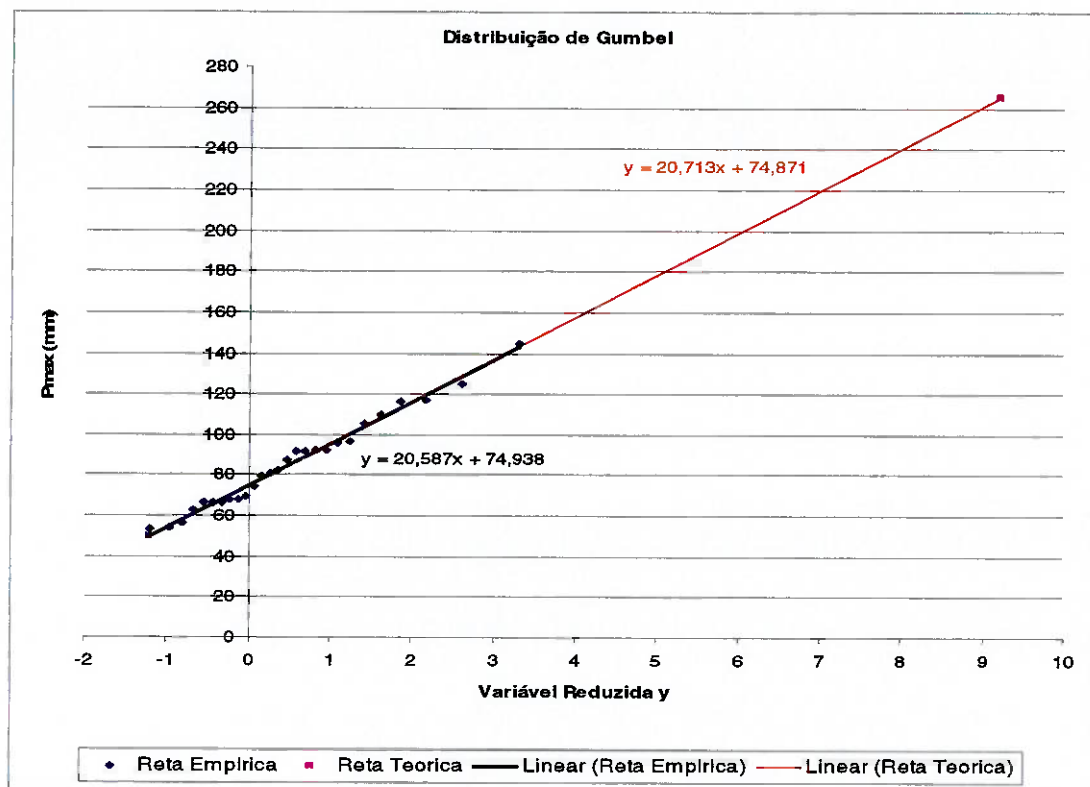


Gráfico 8.6.1.5.1: Distribuição de Gumbel

Para a determinação da distribuição temporal de chuva foi utilizado o método SCS (Soil Coservation Service), com distribuição em 24 horas e utilização da Curva Tipo II. A escolha deste método foi devido à semelhança com a distribuição de chuvas do Brasil e com pico no meio, sendo desta forma, uma situação mais crítica.

Tabela 8.6.1.5.2: Curva do tipo II

Método SCS - Curva Tipo II						
t (h)	t(h)/24 h	Alfa	P acumul	ΔP	t (h)	ΔP Intervalos constantes
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00
2	0,08	0,02	5,84	5,84	1	2,92
4	0,17	0,05	12,75	6,91	2	2,92
6	0,25	0,08	21,25	8,50	3	3,45
7	0,29	0,10	26,03	4,78	4	3,45
8	0,33	0,12	31,88	5,84	5	4,25
8,5	0,35	0,13	35,33	3,45	6	4,25
9	0,38	0,15	39,05	3,72	7	4,78
9,5	0,40	0,16	43,30	4,25	8	5,84
9,75	0,41	0,17	45,69	2,39	9	7,17
10	0,42	0,18	48,08	2,39	10	9,03
10,5	0,44	0,20	54,19	6,11	11	14,34
11	0,46	0,24	62,43	8,23	12	113,69
11,5	0,48	0,28	75,18	12,75	13	28,95
11,75	0,49	0,36	94,83	19,66	14	12,75
12	0,50	0,66	176,12	81,29	15	7,97
12,5	0,52	0,74	195,25	19,13	16	7,97
13	0,54	0,77	205,07	9,83	17	4,78
13,5	0,56	0,80	212,25	7,17	18	4,78
14	0,58	0,82	217,82	5,58	19	4,78
16	0,67	0,88	233,76	15,94	20	4,78
20	0,83	0,95	252,89	19,13	21	3,19
24	1,00	1,00	265,64	12,75	22	3,19
					23	3,19
					24	3,19

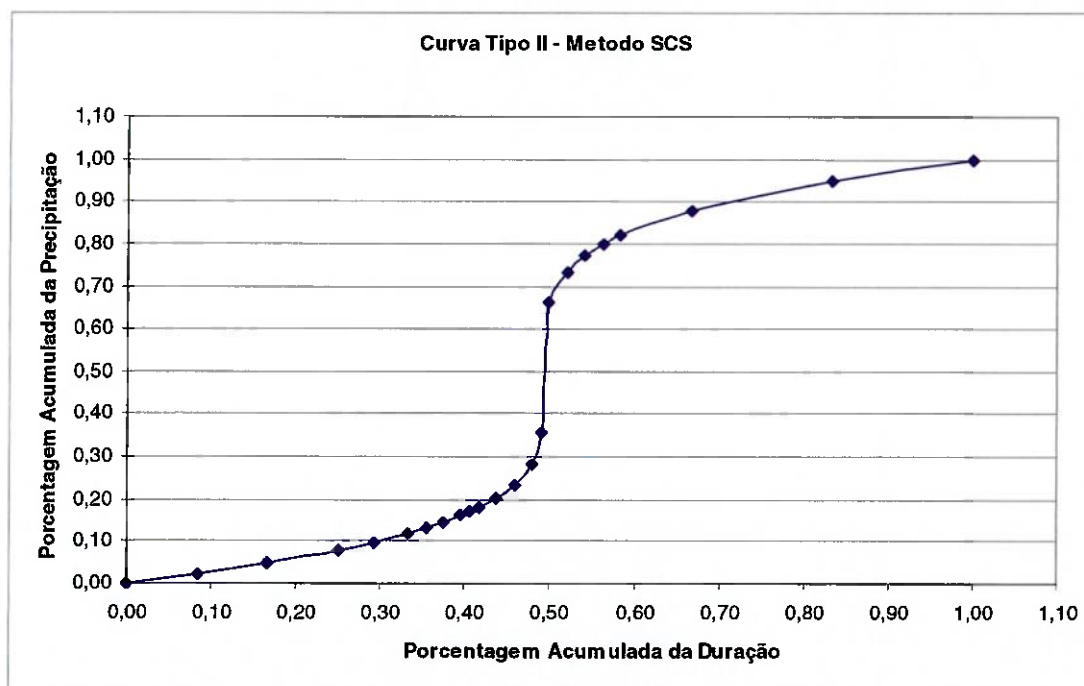


Gráfico 8.6.1.5.2: Curva tipo II

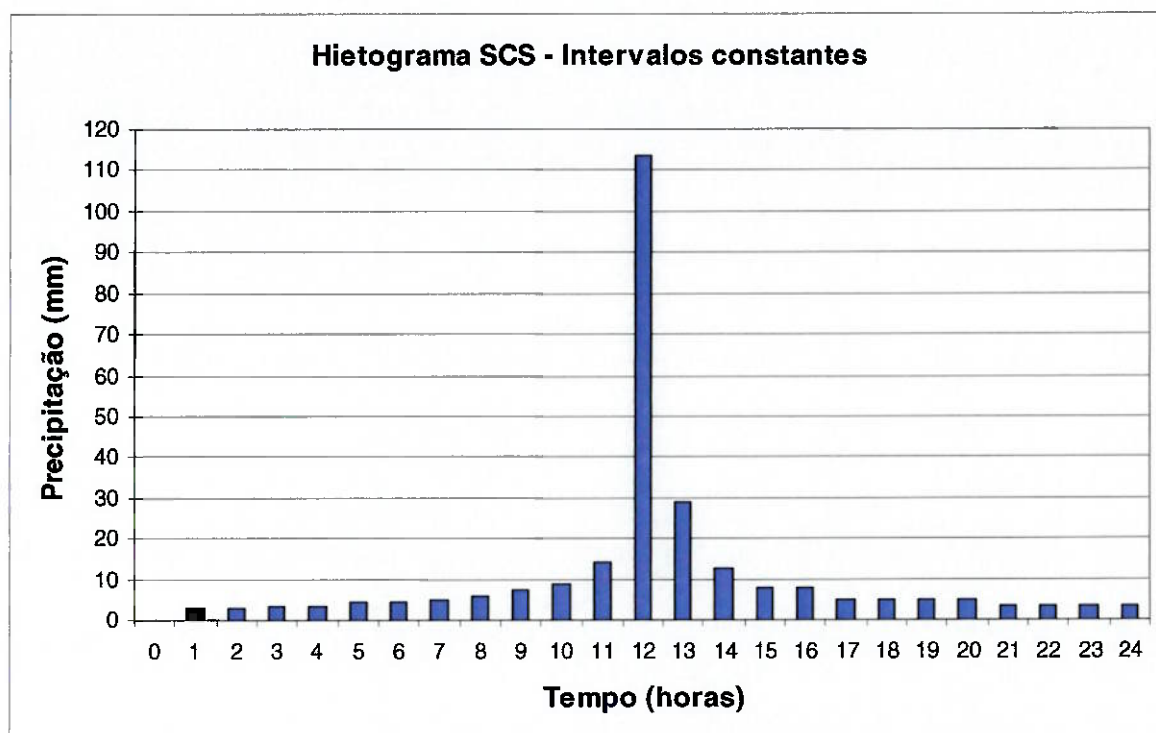


Gráfico 8.6.1.5.3: Hietograma SCS

8.6.1.6 Infiltração

Para o cálculo da infiltração, foi utilizado o método do “Soil Conservation Service” (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, que posteriormente foi adaptado para as condições do Estado de São Paulo.

As fórmulas propostas pelo SCS são:

$$\text{Hexc} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad \text{para } P > 0,2S$$

Quando $P < 0,2S \longrightarrow P = 0$

$$S = \frac{25400 - 254}{\text{CN}} \quad \text{CN} = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}}$$

Hexc = escoamento superficial direto em mm

P = precipitação em mm

S = retenção potencial do solo em mm

CN = número de curva associado às características do solo (adimensional)

Para as condições e características do solo na qual a barragem será construída, adotou-se um CN inicial de 65. Através da tabela de conversões de CN para as diferentes condições de umidade do solo, obteve-se o valor de CN = 82 (condição III), levando-se em conta a majoração deste parâmetro devido à segurança.

Tabela 8.6.1.6.1: Conversão de CN:

Valores médios Condição II	Valores corrigidos Condição I	Valores corrigidos Condição III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Conhecido o hietograma de projeto para o posto de Sertãozinho e CN, aplica-se as fórmulas do SCS, obtendo-se os seguintes resultados:

Tabela 8.6.1.6.2: Resultados de infiltração

Posto Sertãozinho

t (h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ΔP Blocos Alternados	0	2,922	2,922	3,453	3,453	4,25	4,25	4,782	5,844	7,172	9,032
Acumul.	0	2,922	5,844	9,297	12,75	17	21,25	26,03	31,88	39,05	48,08
Ch.Exc.Acum.	0	0	0	0	0,045	0,555	1,549	3,135	5,616	9,304	14,71
Hietogr.Exc.	0	0	0	0	0,045	0,511	0,994	1,586	2,481	3,687	5,411
infiltração	0	2,922	2,922	3,453	3,409	3,739	3,257	3,195	3,363	3,485	3,621

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
14,34	113,7	28,95	12,75	7,969	7,969	4,782	4,782	4,782	4,782	3,188	3,188	3,188	3,188
62,43	176,1	205,1	217,8	225,8	233,8	238,5	243,3	248,1	252,9	256,1	259,3	262,5	265,6
24,56	123,3	150,6	162,8	170,4	178	182,6	187,2	191,8	196,4	199,5	202,6	205,7	208,8
9,849	98,73	27,32	12,15	7,62	7,64	4,593	4,599	4,605	4,611	3,077	3,079	3,081	3,084
4,495	14,96	1,633	0,605	0,349	0,329	0,189	0,182	0,176	0,171	0,111	0,108	0,106	0,104

Primeiro, acumula-se as precipitações do hietograma de projeto, obtendo-se a segunda linha da tabela. Depois, aplica-se as fórmulas do SCS às precipitações acumuladas (linha 3). Feito isso, desacumula-se obtendo o hietograma excedente.

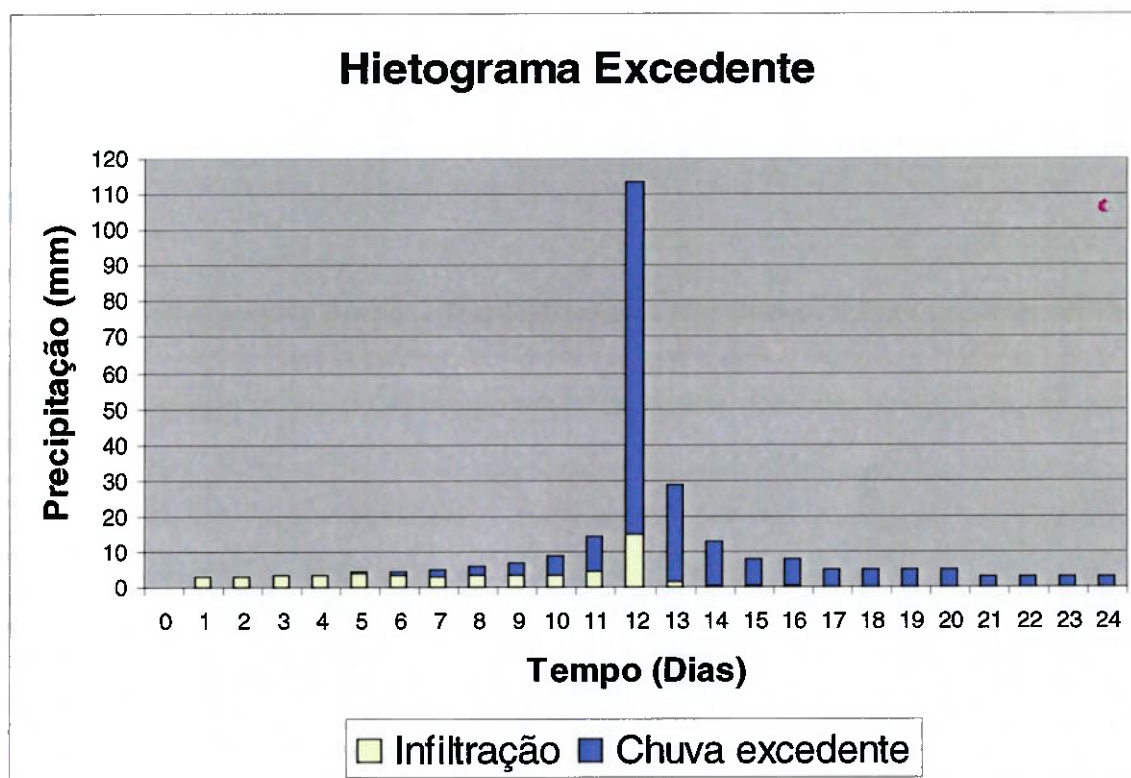


Gráfico 8.6.1.6.1: Hietograma Excedente

8.6.1.7 Hidrograma de Projeto

Determinados o hidrograma unitário e o hietograma excedente, utilizo as equações de convolução para achar o hidrograma de projeto afluente:

Tabela 8.6.1.7.1: Resultados das equações de convolução

Vazões		Tempo
Q1	0	1
Q2	0	2
Q3	0	3
Q4	0	4
Q5	0,0290628338	5
Q6	3,90974442	6
Q7	1,400221335	7
Q8	3,442947941	8
Q9	7,060699207	9
Q10	12,60405133	10
Q11	20,7451848	11
Q12	33,82298977	12
Q13	108,9147001	13
Q14	198,3657041	14
Q15	290,6794908	15
Q16	378,7634958	16
Q17	379,6507671	17
Q18	358,0073184	18
Q19	328,1333845	19
Q20	294,3860594	20
Q21	256,8966755	21
Q22	217,7415164	22
Q23	177,2208449	23
Q24	135,6304026	24
Q25	88,43197628	25
Q26	71,09639859	26
Q27	59,6278603	27
Q28	49,01707382	28
Q29	37,6747364	29
Q30	28,6955126	30
Q31	21,01083918	31
Q32	14,62259116	32
Q33	9,532467552	33
Q34	5,847557966	34
Q35	3,030036623	35
Q36	1,08060786	36
Q37	0	37
Q38	0	38
Q39	0	39
Q40	0	40

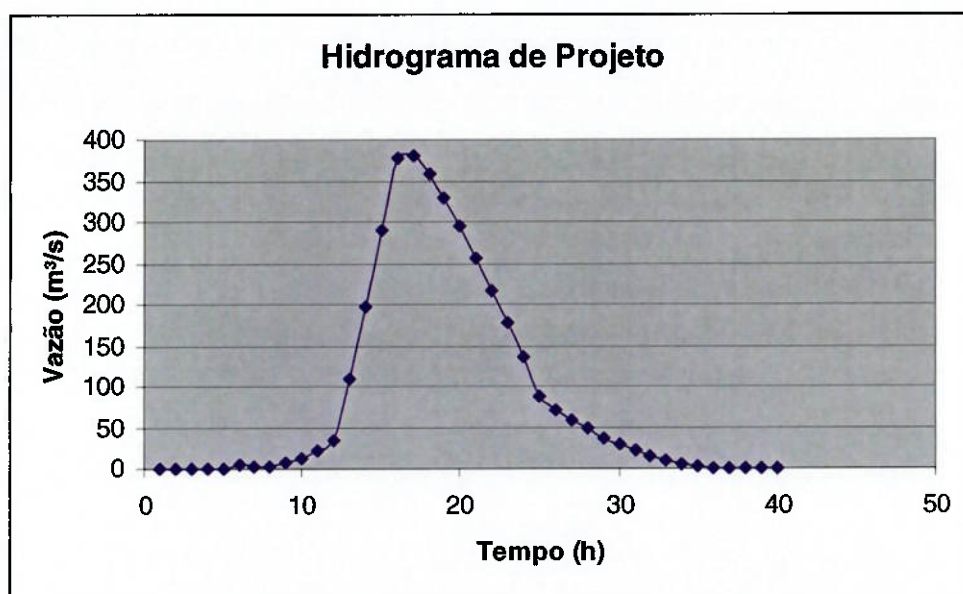


Gráfico 8.6.1.7.1: Hidrograma de Projeto

8.6.2 Determinação da Largura do Vertedor

Com o hidrograma de vazões afluentes, pode-se determinar por um cálculo iterativo e com a fixação de um tipo de vertedor a largura necessária que garanta o adequado extravasamento da barragem.

8.6.2.1 Vertedores

A principal função de um vertedor é extravasar a água sobressalente (oriundas de chuvas) de um reservatório, para que este não seja galgado e danos catastróficos (perda de estabilidade, colapso e desta forma levando a possíveis inundações a jusante) sejam evitados.

Os vertedores deverão ser dimensionados em função da vazão máxima obtida a partir de dados hidrológicos e, mediante estudos detalhados das instalações existentes (cidades, indústrias e outras edificações) e capacidade de assimilação da água a jusante.

8.6.2.2 Tipo de Vertedores

Podem ser de 4 tipos:

- Vertedor transversal: localizado transversalmente ao escoamento do rio, no prolongamento do eixo da barragem. É o mais comum entre os vertedores, e sua estrutura é em geral de concreto convencional;

- Vertedor tipo Tulipa, que é indicado para barragens de terra e/ou quando a encosta de terra é desfavorável para apoiar o canal. Possui uma estrutura tipo cálice, e é instalado dentro do reservatório. Deve ser ter um cuidado especial em relação a circulação de água quando em operação (formação de vórtices), sendo necessário as vezes a instalação de pilares para a uniformização do escoamento;
- Vertedor em canal lateral: Estrutura em forma de canal, instalado na direção do rio. É recomendado quando se deseja que a variação do nível de água dentro do reservatório seja pequena;
- Vertedor em degraus: Somente utilizado quando a barragem é executada em CCR (concreto compactado a rolo). Sua construção é executada por camadas de concreto compactadas. Tem como principal característica o baixo custo e a rapidez de execução. Em nosso estudo, utilizaremos este tipo de vertedor, uma vez que a estrutura da barragem é de CCR. A figura 8.6.2.2.1 mostra o perfil de um vertedor em degraus característico.

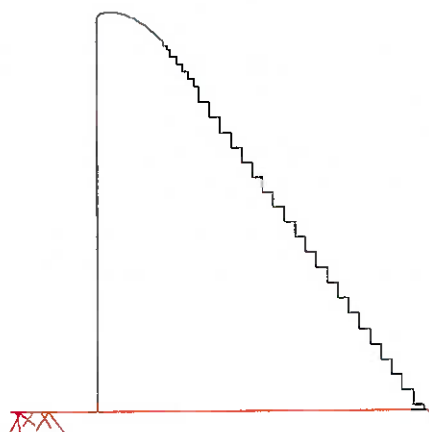


Figura 8.6.2.2.1: Perfil de um vertedor em degraus característico

8.6.2.3 Dimensionamento do vertedor

- *Altura do Vertedor*

A altura do vertedor corresponde ao nível máximo normal da barragem, e foi calculado anteriormente. Portanto, em nosso estudo, obtivemos um vertedor de **13,2 m**.

- *Largura do Vertedor*

A largura do vertedor foi fixada em 5m, através do estudo da simulação deste vertedor no programa ABC 6, que possibilita a configuração rápida de diferentes situações. Desta forma, para uma largura de 5m obtivemos os seguintes dados:

- Vazão máxima de jusante – 18,9 m³/s;
- Lâmina de água sobre o vertedor – 1,53 m.

A figura 8.6.2.3.1 mostra o resultado dos cálculos efetuados.

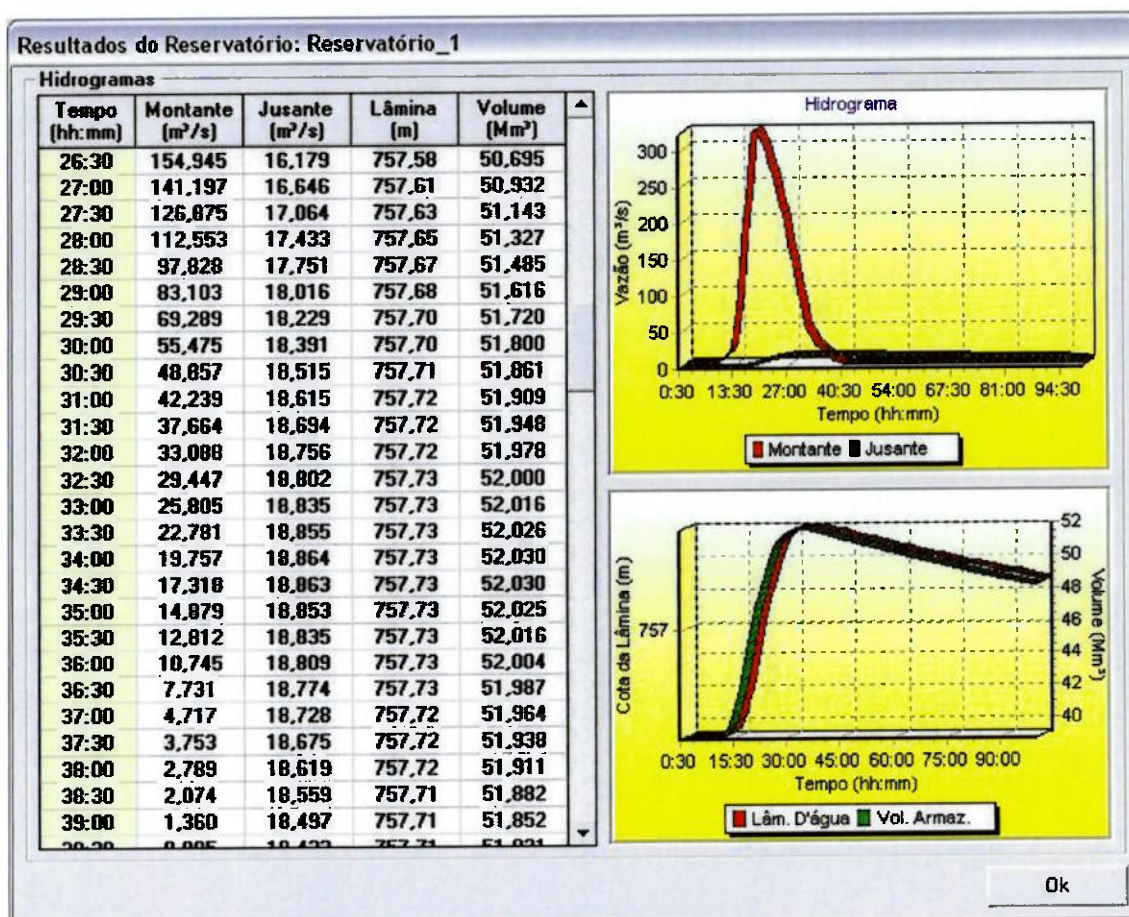


Figura 8.6.2.3.1: Resultados do ABC 6

• Perfil do Vertedor – Forma da Crista

A forma da crista é de fundamental importância para o dimensionamento de um vertedor pois está diretamente relacionada ao escoamento no vertedor: um mal dimensionamento da crista poderia gerar pressões negativas, havendo a possibilidade de ocorrer a cavitação.

Desta forma, deve se usar um *Perfil Normal*, que é uma soleira em que pressões relativas nulas sejam encontradas para a carga de projeto.

Para o dimensionamento, utilizamos os critérios dimensionais do livro Hydraulic Design Criteria, que em função de carga de projeto, as dimensões da crista são determinadas, como mostra a Tabela 8.6.2.3.3 e a figura 8.6.2.3.2.

Dados De Entrada		
<i>Crista do vertedor =</i>	756,2	m
<i>Cota de Referência =</i>	743	m
<i>Lâmina D'água =</i>	757,73	m
<i>Lâmina D'água sobre vertedor=</i>	1,53	m
<i>Altura do Vertedor =</i>	13,2	m

Tabela 8.6.2.3.1: – Dados de entrada para o dimensionamento

Cálculos - Dissipação		
$0,5 \cdot H_d =$	0,76500000	m
$0,219 \cdot H_d =$	0,33507000	m
$- 0,105 \cdot H_d =$	-0,16065000	m
$0,175 \cdot H_d =$	0,26775000	m
$0,2 \cdot H_d =$	0,30600000	m
$0,276 \cdot H_d =$	0,42228000	m
$0,04 \cdot H_d =$	0,06120000	m
$- 0,2418 \cdot H_d =$	-0,36995400	m
$0,136 \cdot H_d =$	0,20808000	m
$0,2818 \cdot H_d =$	0,43115400	m
$0,1360 \cdot H_d =$	0,20808000	m
$0,1153 \cdot H_d =$	0,17640900	m
$0,0316 \cdot H_d =$	0,04834800	m

Tabela 8.6.2.3.2: Cálculos dos parâmetros

Tabela 8.6.2.3.3: Cálculo da curva

Pontos - X,Y	
Y	X
10,2	6,205352
1	1,768386
2	2,572149
3	3,202436
4	3,741235
5	4,220839
6	4,658
7	5,062755
8	5,441691
9	5,799411
10	6,139283
11	6,463862
12	6,775141
13	7,074711
0,5	1,215789
13,2	7,133338
0,25	0,835871
0,125	0,574672
0,06	0,386472
0,03	0,265705
0,015	0,182676
0,005	0,100874

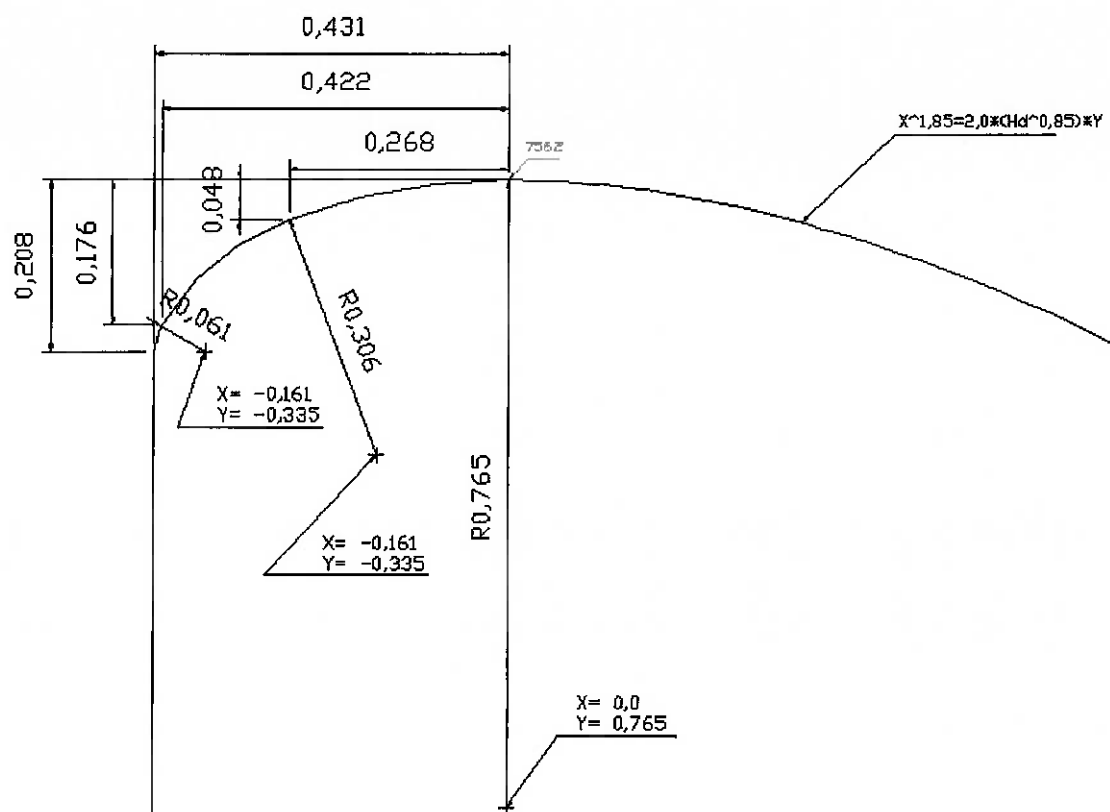


Figura 8.6.2.3.2: Dimensões da Crista

8.7 Estudo de Ondas

A altura de onda é determinada em função da dimensão do reservatório e da velocidade do vento (característica regional). Calcula-se a altura das ondas e o alcance de seu impacto no maciço através da seguinte fórmula empírica de STEVENSON:

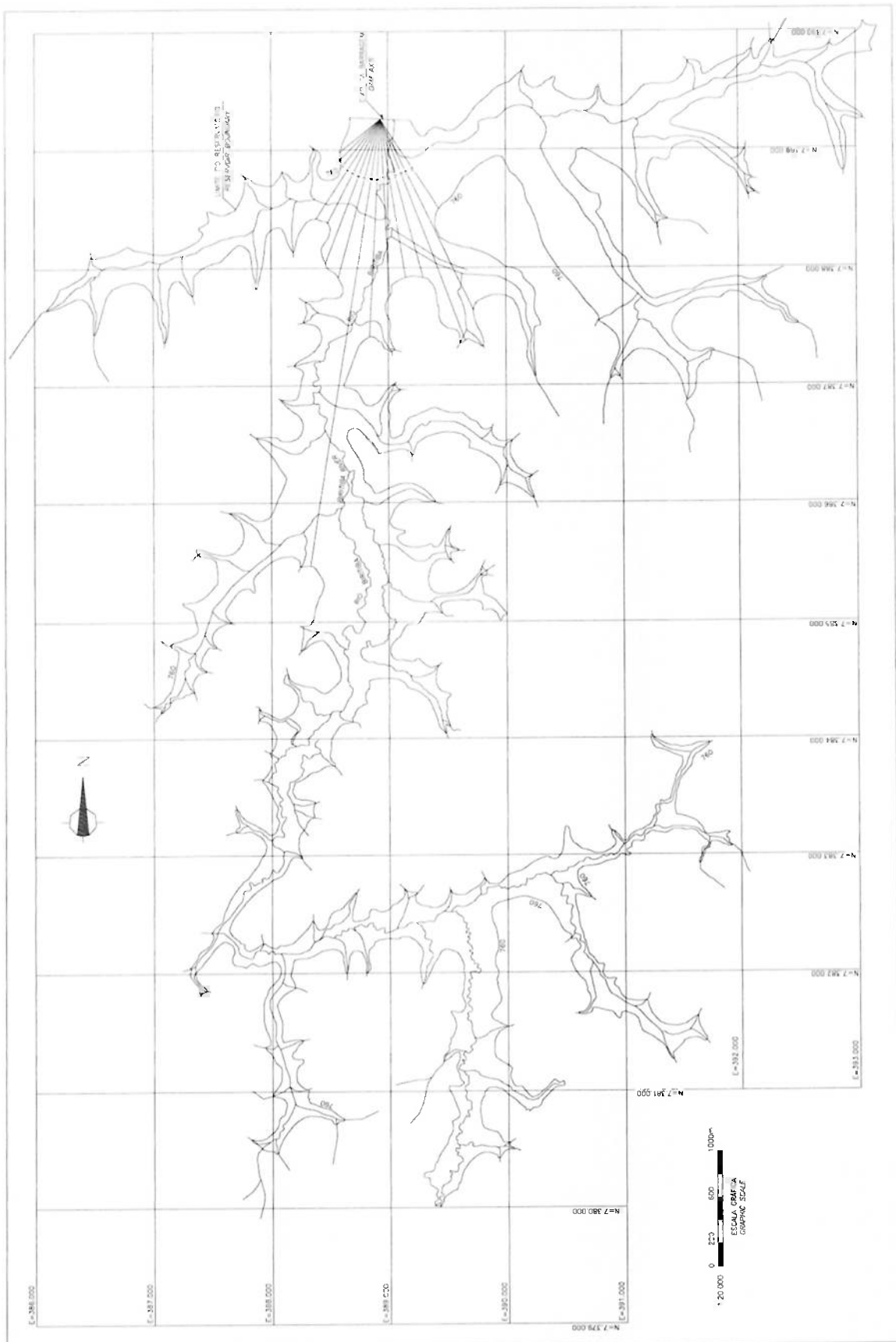
$$h_0 = 0,028 \times \sqrt{V \times F} + 0,76 - 0,26 \times \sqrt[4]{F}$$

V = Velocidade do vento em km/h

F = Fetch em km

Cálculo do Fetch:

Figura 8.7.1: Fetch



SEÇÃO	COMPRIMENTO (m)	ALFA (°)	COS(ALFA)	X COS(ALFA) ² (m)
1	416,10	42	0,74	229,81
2	461,50	36	0,81	302,06
3	518,60	30	0,87	388,96
4	1011,50	24	0,91	844,17
5	978,00	18	0,95	884,61
6	1291,50	12	0,98	1235,08
7	1375,10	6	0,99	1360,08
8	3836,40	-	1,00	3836,40
9	1860,50	6	0,99	1840,17
10	1526,60	12	0,98	1460,61
11	1366,90	18	0,95	1236,38
12	1390,30	24	0,91	1160,31
13	2024,50	30	0,87	1518,40
14	1788,20	36	0,81	1170,42
15	921,30	42	0,74	508,82
SOMA	AMOUNT		13,51	17976,89

$$\frac{\text{FETCH EFETIVO}}{\text{EFFECTIVE FETCH}} = \frac{17976,89}{13,51} = 1330,00\text{m}$$

Tabela 8.7.1: Fetch

Para $V = 100 \text{ km/h}$ e $F = 1,33 \text{ km}$? $h_0 = 0,80 \text{ m}$

Run up = $1,4 \cdot h_0 = 1,4 \cdot 0,80 = 1,12 \text{ m}$? Adotado : Run up = $1,10 \text{ m}$

Obs: para barragens em CCR não seria necessário multiplicar por 1,4 pois a parede está a 90° . De qualquer forma, foi adotado o run up a favor da segurança.

8.8 Freeboard

Para barragens de terra que não podem ser galgadas, utiliza-se um Freeboard de 2,0 a 2,5 m ou aproximadamente 10% da altura. Para barragens de concreto essa altura pode ser menor, cerca de 1,5 m.

Adotado : Freeboard = $1,20 \text{ m}$

8.9 Resumo dos Níveis Operacionais

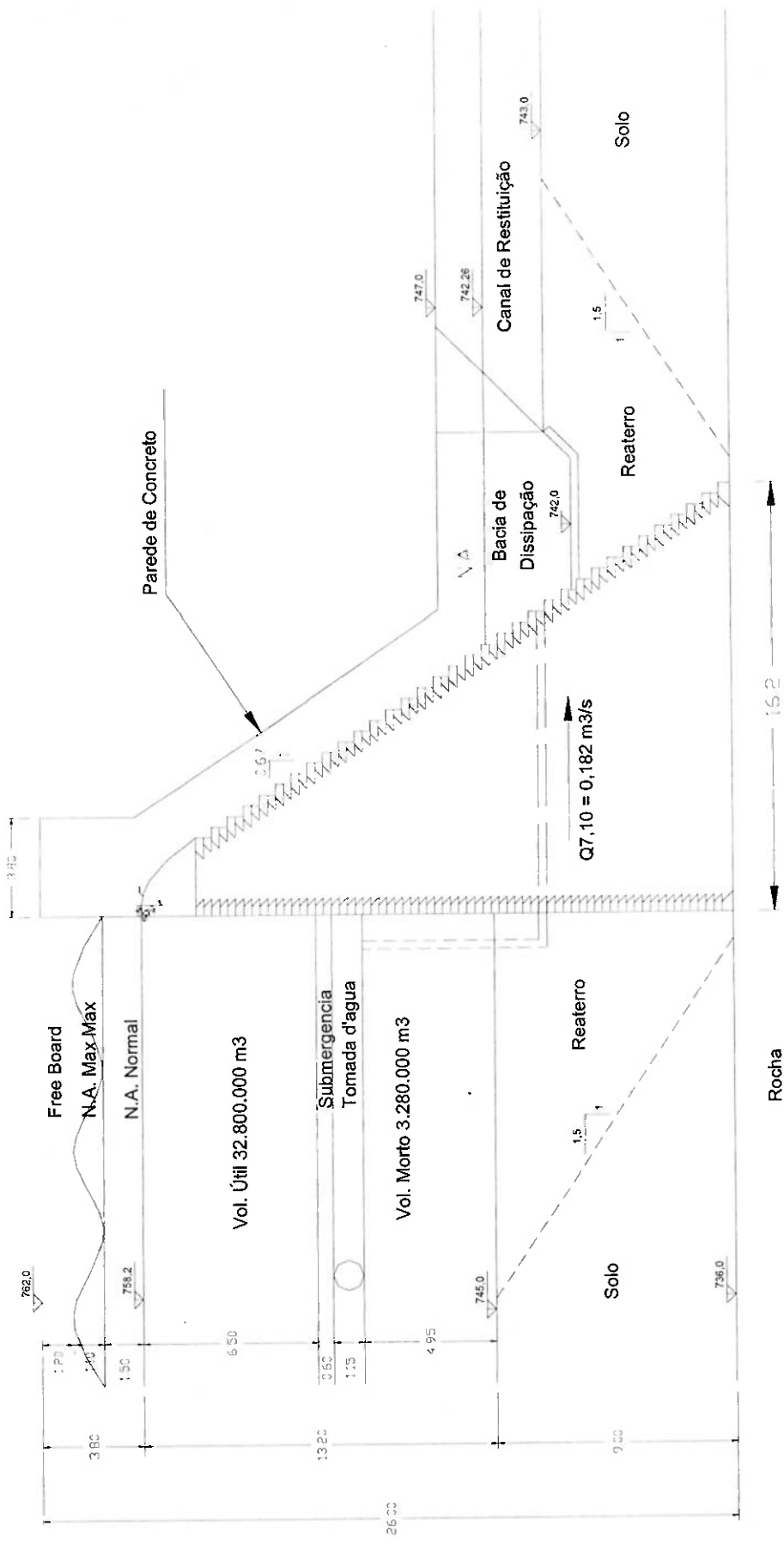


Figura 8.9.1: Resumo dos Níveis Operacionais

9 Concepção do Projeto e Planejamento da Obra

9.1 Locação do Eixo da Barragem

Será considerada a mesma locação do projeto original. Pode-se perceber na figura 9.2.1 que no eixo escolhido há um estreitamento do vale. A escolha de um vale mais estreito implica na diminuição do comprimento da barragem e no custo final do projeto.

9.2 Consideração sobre o nível do maciço rochoso

Os dados referentes às sondagens (Figura 9.1.1 e Figura 9.1.2), realizadas pela Hidroservice e Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda não são suficientes para a determinação do nível do maciço rochoso no corpo da barragem. Existem algumas seções onde foram realizadas sondagens rotativas até a rocha, porém, estas seções estão nas encostas da barragem. Elas indicam que a profundidade do maciço varia de 5m a 25m. Provavelmente, o maciço estaria abaixo dos 20m, o que inviabilizaria a construção da barragem em CCR.

Existe a possibilidade de uma barragem de CCR estar apoiada em solo, porém, ela deve ser de baixa queda (menor do que 15m de altura) e o solo deve apresentar boa resistência e homogeneidade, para que não haja recalques diferenciais, o que comprometeria a estrutura da barragem. Não é o caso desta barragem, visto que pelos cálculos hidrológicos e hidráulicos a barragem já atinge uma altura de 15m sem considerar uma provável escavação até atingir um solo de boa resistência.

As sondagens indicam uma camada de aluvião que pode chegar até 6m de profundidade. Esta camada não pode ser utilizada como base da barragem. As sondagens foram realizadas até uma profundidade de 10m, onde a resistência nesta cota varia de 4 a 14 golpes no ensaio de SPT (Standard Penetration Test). Tal resistência do solo é insuficiente para apoiar uma barragem deste porte. As variações do SPT também indicam a não homogeneidade deste solo. E nesta cota, a barragem ficaria com uma altura de 25m. Sendo assim, está totalmente descartada a possibilidade de se apoiar a barragem neste solo.

Para efeito didático, adotamos a cota de 736,0m para o nível rochoso, ou seja, 9m de profundidade em relação ao nível do solo (Figura 9.1.3). Esta cota foi escolhida pelo fato da barragem de terra existente estar apoiada neste nível, possibilitando desta forma, uma comparação de custo dos dois tipos de barragens: CCR e barragem de terra.

Para simplificação dos cálculos, foi adotada uma profundidade do maciço rochoso de aproximadamente 9m ao longo de todo terreno.

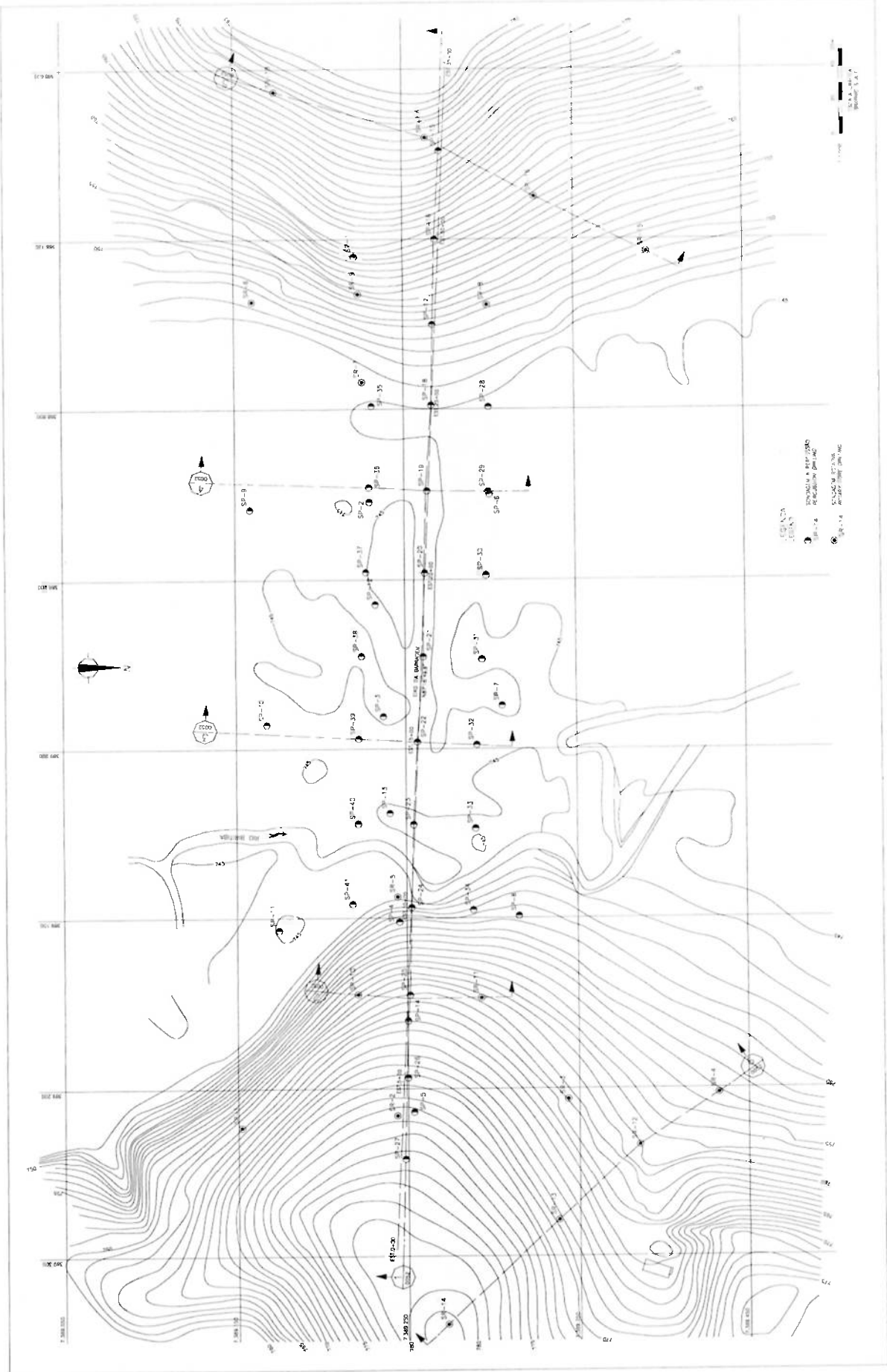


Figura 9.2.1: Planta de Localização das Sondagens

9.3 Início das Obras

Para a escolha da melhor data de início da obra, foram analisados em conjunto tanto o cronograma geral da obra (com a estimativa da duração das etapas e da execução total da obra) como a sazonalidade de precipitações da região (Figura 9.3.1).

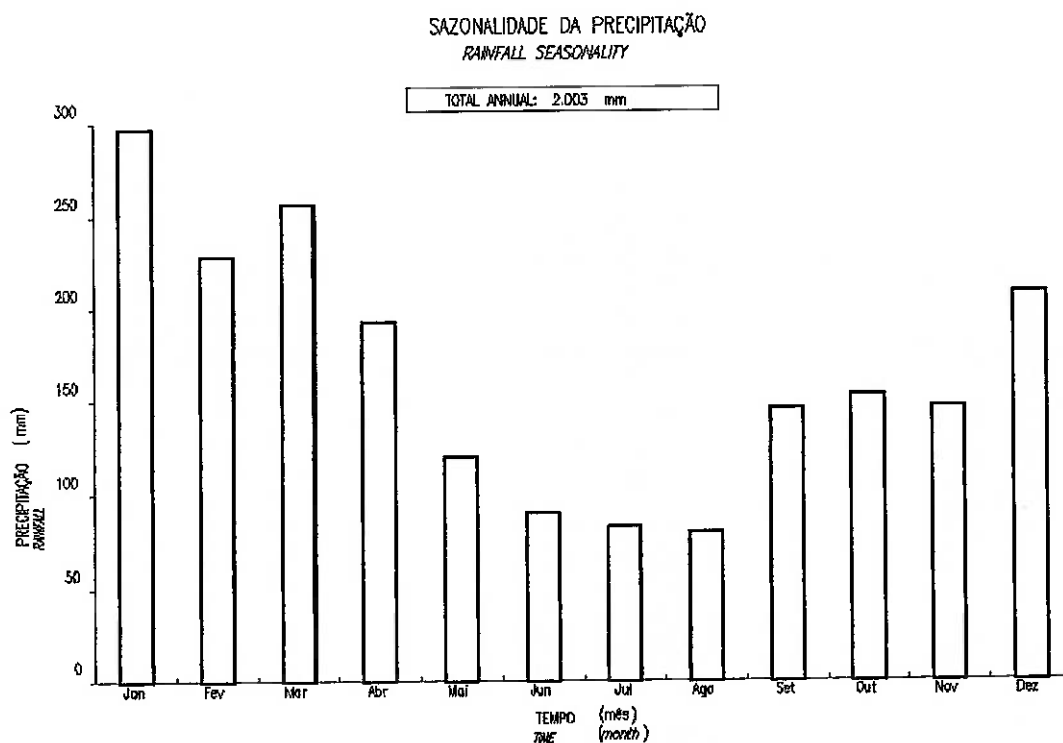


Figura 9.3.1: Sazonalidade de precipitações

Desta forma, para que as chuvas não venham interferir na etapa de movimentos de terra e fundação da barragem (etapas críticas em função da possibilidade da perda total do trabalho realizado em função de possíveis inundações e perda da estabilidade dos taludes em corte realizados), o início das obras será realizado no mês de Abril (início da estiagem), sendo previsto que o início dos movimentos de terra será no mês de Maio.

Está previsto também para maio o início da implantação do canteiro de obras, que será sendo expandido na medida em que a obra for se desenvolvendo.

9.4 Serviços Preliminares

Antes de se iniciar a construção da barragem, é necessário preparar a região para que se tenham condições adequadas para a sua construção e funcionamento, e isso é feito através dos serviços preliminares. Estes são os primeiros serviços feitos em campo e também devem ser devidamente planejadas e estudadas previamente para que não haja imprevistos no futuro e para que otimizem todo o processo de construção. Elas devem iniciar após a aprovação de toda a parte burocrática junto ao governo e órgãos responsáveis e também com toda a parte de projeto, estudos e contratação de empresas já finalizadas.

Os serviços preliminares que antecedem a construção de uma barragem englobam as seguintes atividades:

- Confecção e instalação de placas e sinalização de acessos;
- Desmatamento e remoção de camada vegetal no local da barragem e jazidas (áreas de empréstimo);
- Abertura de caminhos de serviço para acesso às obras e jazidas, para a passagem de veículos e equipamentos de construção;
- Mobilização de máquinas e equipamentos assim como a instalação de usina de concreto;
- Instalação estratégica do canteiro de obras, com barracões, depósitos, refeitórios, etc., com sua respectiva manutenção;
- Locação do eixo;
- Levantamento planialtimétrico para medições;
- Execução de praça de estocagem de materiais;
- Remoção de blocos de pedra soltos quando houver;
- Instalação de linha de distribuição de energia;
- Instalação provisória de distribuição de água e contêineres.

Após a execução de todas essas atividades de preparação da região, iniciam-se os serviços relacionados à construção da barragem como as primeiras escavações, movimentos de terra, fundação e assim por diante. É muito importante que todas essas atividades sejam devidamente planejadas e executadas em uma seqüência adequada, conforme o cronograma, para que se tenha a otimização da construção.

9.5 Movimentos de Terra

Os movimentos de terra serão iniciados pela preparação dos acessos à obra. Serão realizados os acessos terrestres e para equipamentos pesados. Em seguida, ocorrerá a escavação, escavação do desvio, lançamento das ensecadeiras, escavação do canal de restituição e da fundação da barragem. Para finalizar, serão executados os movimentos referentes a reaterro e remoção das ensecadeiras.

9.5.1 Acessos

Serão construídos dois acessos: uma a montante e outro a jusante. Os acessos serão realizados através de duas equipes diferentes, com o uso de duas escavadeira (APC) – uma atuando a montante e a outra a jusante, e duas motoniveladora. Será iniciada da ombreira direita para a esquerda, uma vez que o acesso à região da construção se faz por uma estrada ao lado da ombreira direita. A Figura 9.3.1 mostra um desenho esquemático da posição dos caminhos de acesso.

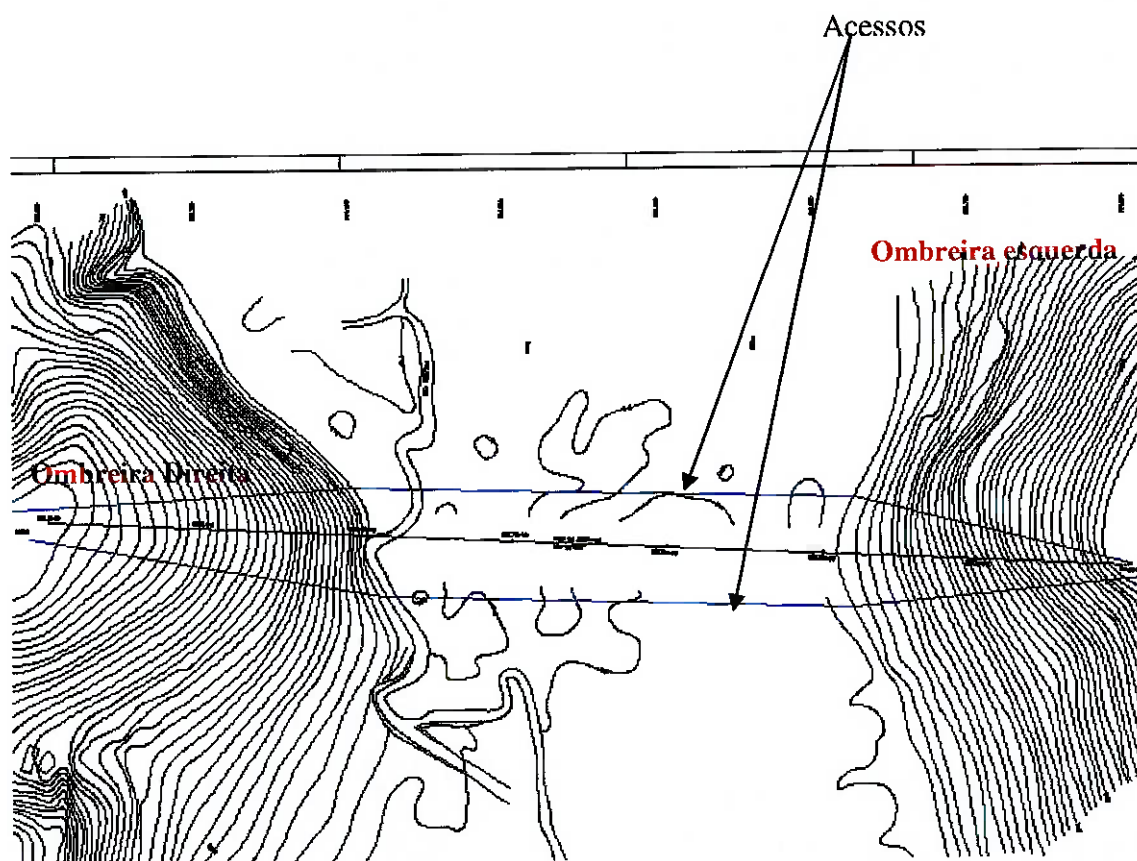


Figura 9.4.1: Desenho esquemático dos acessos

Nos caminhos de acesso, será realizado uma via de 6m de largura. Após o nivelamento e compactação simples (observa-se através da sondagem SPT que o solo apresenta boa resistência), a via de acesso receberá uma camada de brita nº 2 para evitar a possível formação de um lamaçal e possibilitar a circulação de veículos menores como carros e pequenos caminhões e de pessoas. Para a transposição do rio, tanto a montante quanto a jusante, será realizado uma pequena ponte em concreto.

9.5.2 Escavação da fundação da barragem, do canal de desvio e canal de restituição

Terminados os acessos, as escavações do canal de desvio, da fundação da barragem e do canal de restituição serão iniciadas, com três equipes diferentes, ambas atuando em uma frente. Inicialmente, uma equipe irá realizar as escavações do canal de desvio e do canal de restituição e a escavação da fundação da barragem na ombreira esquerda, que serão realizadas através de 2 escavadeiras e de 2 retroescavadeiras.

A figura 9.3.2 mostra a configuração dos taludes de corte (canal de desvio e barragem) e ensecadeiras de montante e jusante, bem como as fases de execução. A figura 9.3.4 mostra a configuração do canal de restituição.

Primeiro será construída a ensecadeira a montante (Fase 1). Uma equipe fará a escavação do canal de desvio e da ombreira direita até o nível da rocha. A inclinação do talude de escavação nestes trecho é de 1V:1,5H. Parte deste volume de terra irá formar a parte direita da ensecadeira de montante. A inclinação dos taludes das ensecadeiras é de 1V:1,5H. Uma outra equipe irá escavar a ombreira esquerda, cujo volume de terra irá formar a parte esquerda da ensecadeira de montante, até que a parte esquerda se junte com a parte direita.

Estas equipes continuarão a escavação, porém agora para formar a ensecadeira de jusante (Fase 2). O processo será o mesmo da ensecadeira de montante, terminado quando o lado esquerdo encontrar com o direito.

Terminada a ensecadeira de jusante, as escavações continuam no centro da barragem (Fase 3) até que todo o solo seja retirado. Parte deste solo será depositada próximo à escavação para ser reaproveitado no reaterro. A sobra de terra será destinada para bota-fora.

Para o caso de ocorrência de uma chuva, uma bomba para retirada de água do terreno deverá ser utilizada, para que a água não prejudique o lançamento das camadas de CCR, que serão efetuadas logo após o término das escavações.

Em paralelo as escavações das ombreiras esquerda e direita, uma terceira equipe irá realizar a escavação do leito e a formação dos taludes laterais do canal de restituição. O volume de terra para a formação do talude será proveniente da própria escavação do leito do

canal. Desta forma, não haverá necessidade de volumes de empréstimos nem bota-fora. A inclinação dos taludes é de 1V:1H, como pode ser vista na figura 9.4.5. Terminada a formação do canal de restituição, esta equipe será mobilizada para a escavação da parte central da barragem.

Na tabela 9.3.1 estão indicados os volumes de corte e aterro da barragem, do canal de desvio e das ensecadeiras.

Tabela 9.4.1: Volumes de corte e aterro

Elemento	Volumes	
	Terra	
	Corte	Aterro
Barragem	135.329,4	53.818,0
Canal de Desvio	16.942,5	
Ensecadeira Montante		6.118,0
Ensecadeira Jusante		7.115,9
Total	152.271,9	67.051,9

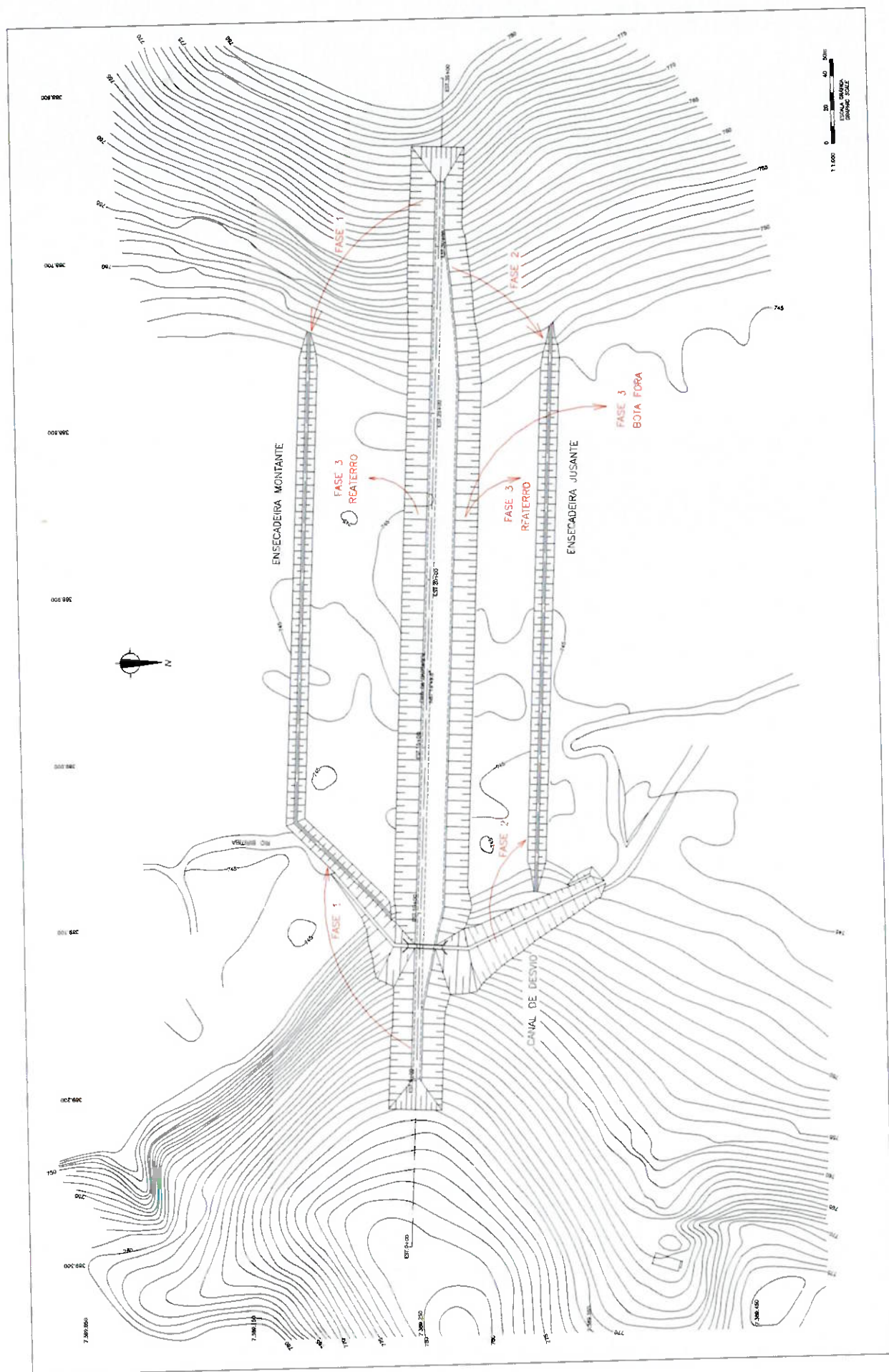


Figura 9.4.2: Escavação do Corpo da Barragem e do Canal de Desvio e Ensecadeiras

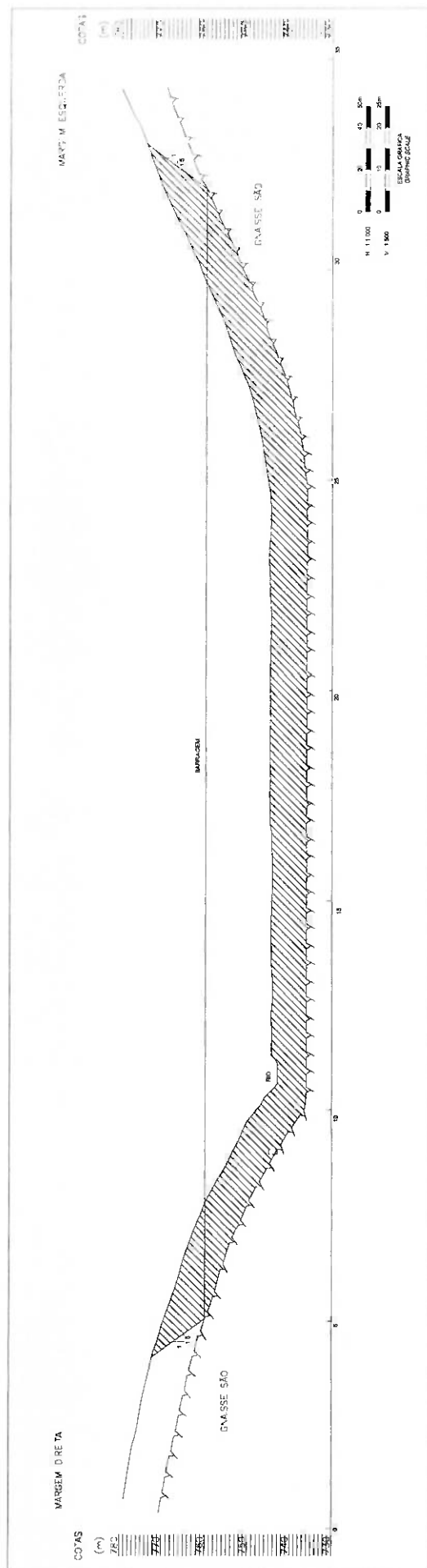


Figura 9.4.3: Escavação: corte longitudinal no eixo da barragem

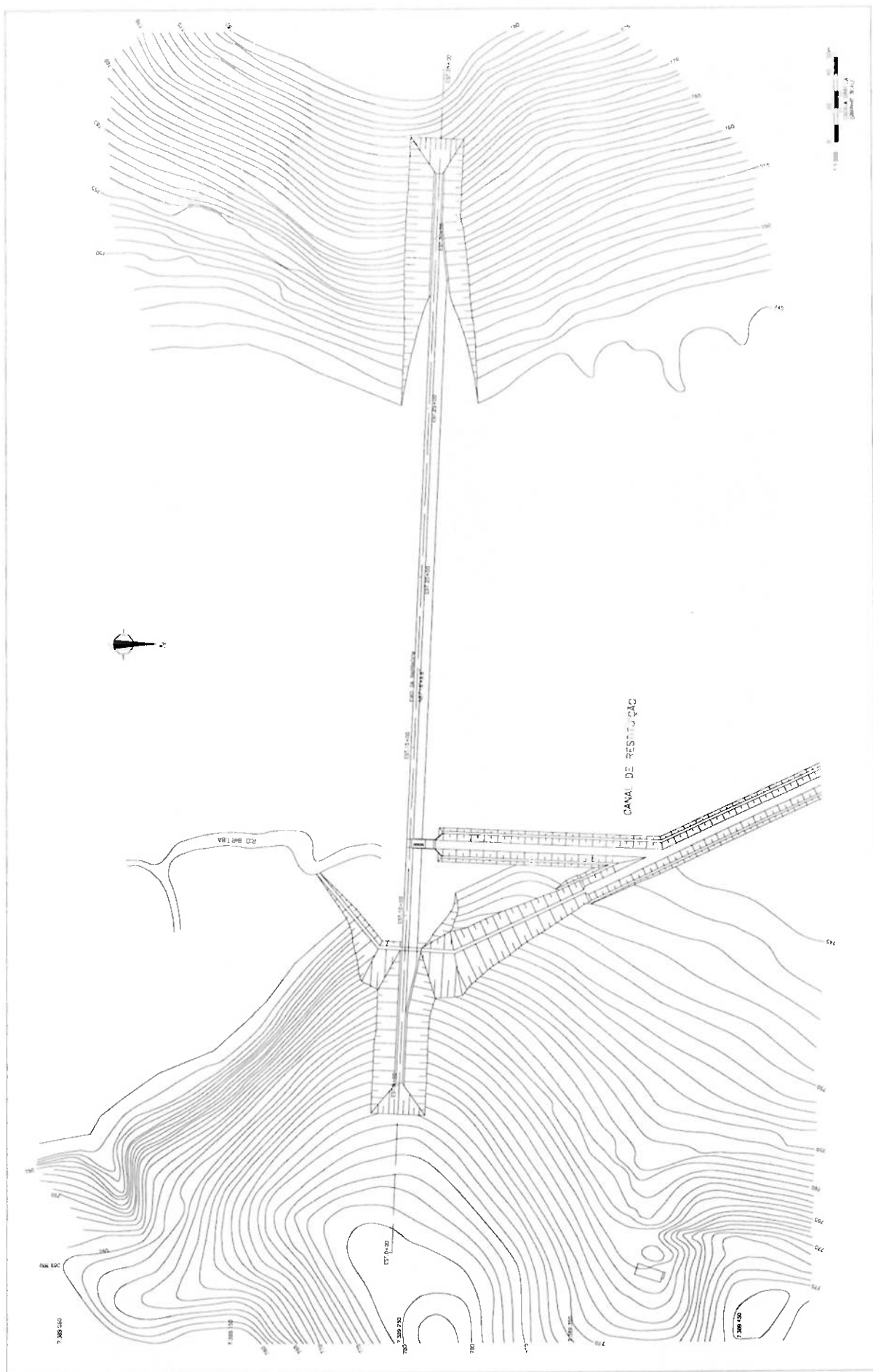


Figura 9.4.4: Configuração final da barragem e Canal de restituição

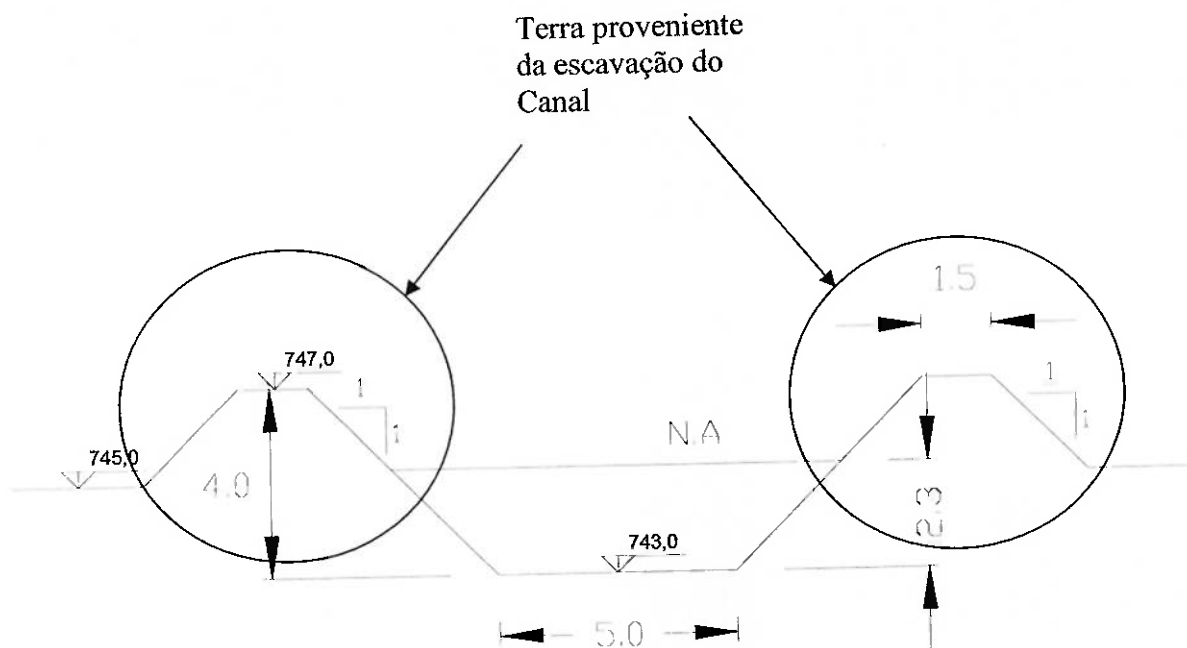


Figura 9.4.5: Seção transversal do canal de restituição

9.5.3 Reaterros

Após o término da estrutura da barragem, as ensecadeiras serão destruídas e suas terras lançadas junto ao pé da fundação da barragem, como mostra a figura 9.3.6.

A terra sobressalente será espalhada a jusante, de forma a uniformizar o terreno.

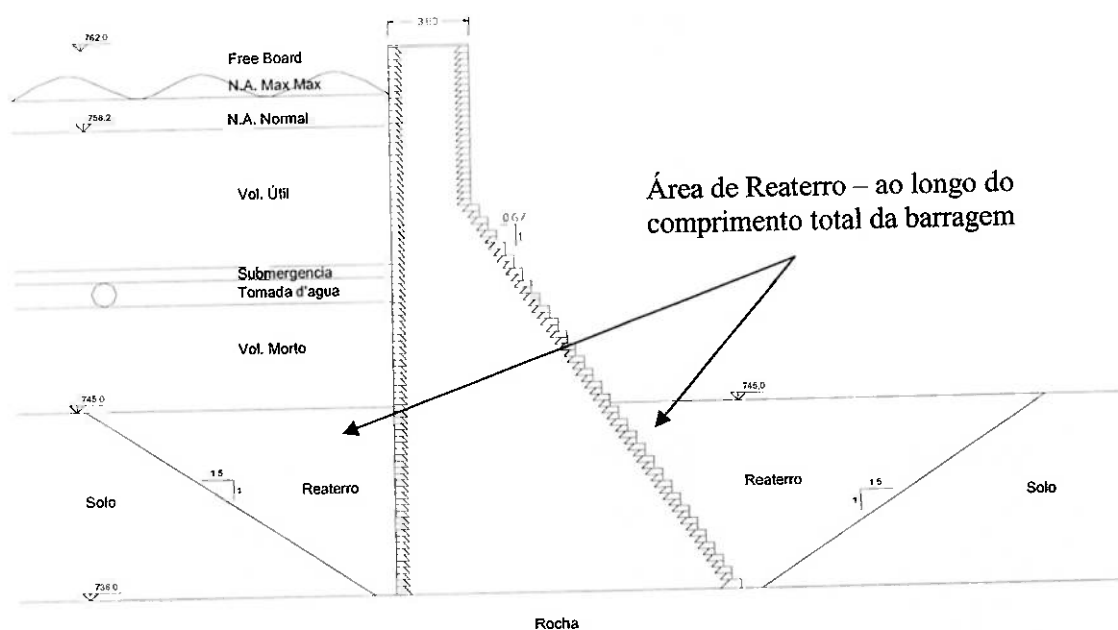


Figura 9.4.7: Área de Reaterro da barragem

Equipamentos utilizados:

- Escavadeiras (APC)



Foto 9.4.1: Escavadeira

- Caminhões de transporte de solo (basculante)



Foto 9.4.2: Caminhão Basculante

- Motoniveladora



Foto 9.4.3: Motoniveladora

- Retroescavadeira



Foto 9.4.4: Retroescavadeira

9.6 Desvio de rios

9.6.1 Introdução

O desvio do rio é a obra constituída por estruturas capazes de fazer o manejo das águas do rio. Para a construção da barragem, é necessário fazer o desvio provisório do rio, no trecho de seu leito onde se pretende trabalhar, com a finalidade de ensecar, proteger e garantir condições de trabalho adequadas, de maneira segura, dentro de riscos aceitáveis.

A escolha do esquema de desvio a ser utilizado é muito importante para garantir a viabilidade econômica da obra como um todo. O esquema a ser adotado deve ser escolhido com base no balanço entre o custo das obras de desvio e o risco envolvido. A complexidade e extensão das obras de desvio vão depender fundamentalmente do potencial de produção de cheias do rio.

Diversos tipos de estruturas de desvio podem ser utilizados, sendo muito comum a combinação de duas ou mais delas numa mesma fase do desvio. Diferentes fases de desvio podem usar diferentes tipos de estruturas, ou estruturas semelhantes em posições e cotas diferentes.

As estruturas mais comumente utilizadas em obras de desvio de rios são:

- Ensecadeiras;
- Túneis;
- Canais;

- Galerias;
- Vertedouro com soleira rebaixada;
- Circuito hidráulico de geração.

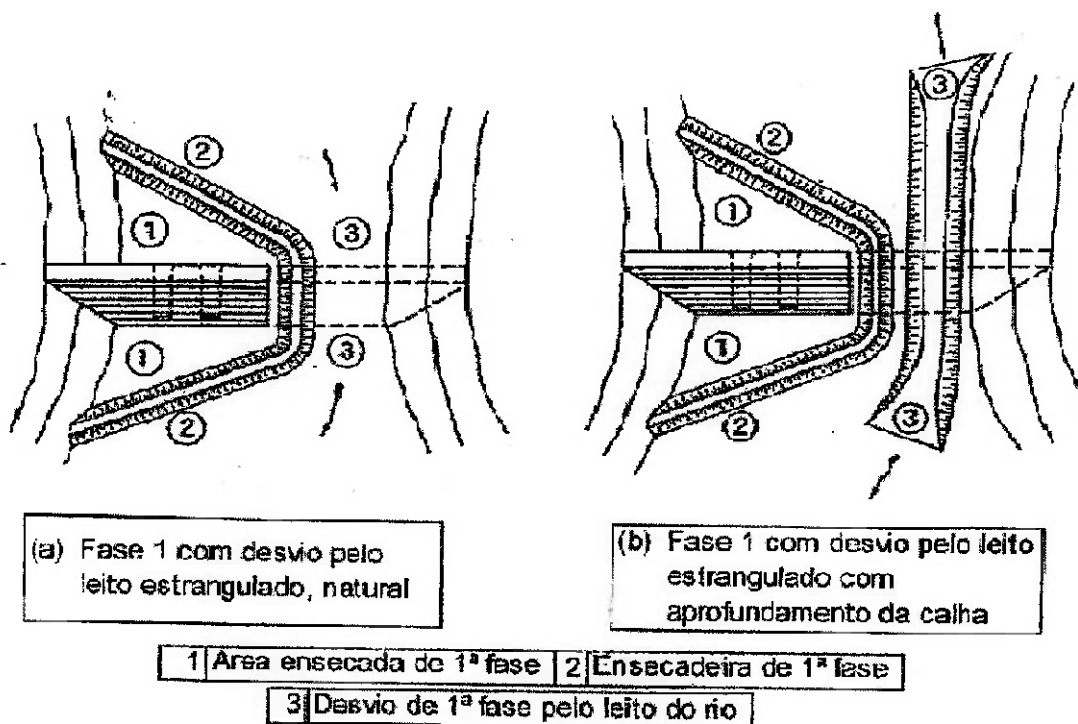


Figura 9.6.1.1: Esquema da Fase 1 de desvio de rios com seção estrangulada

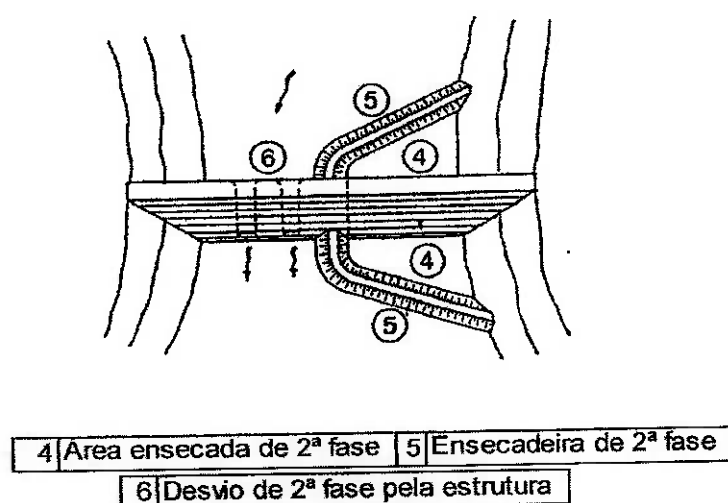


Figura 9.6.1.2: Esquema da Fase 2 de desvio de rios por galerias

A combinação das diferentes estruturas em diferentes fases gera uma enorme gama de soluções, sendo que para cada caso particular de obra a ser implementada, ao menos uma alternativa deverá atender as necessidades peculiares à sua implantação.

A estrutura mais usual que quase sempre está presente em obras de desvio de rios para a construção de barragens é a ensecadeira, que possibilita a criação de uma área seca para a execução dos trabalhos.

Para a barragem em estudo, adotou-se duas ensecadeiras. Uma irá proteger a área de construção da barragem a montante e a outra a jusante.

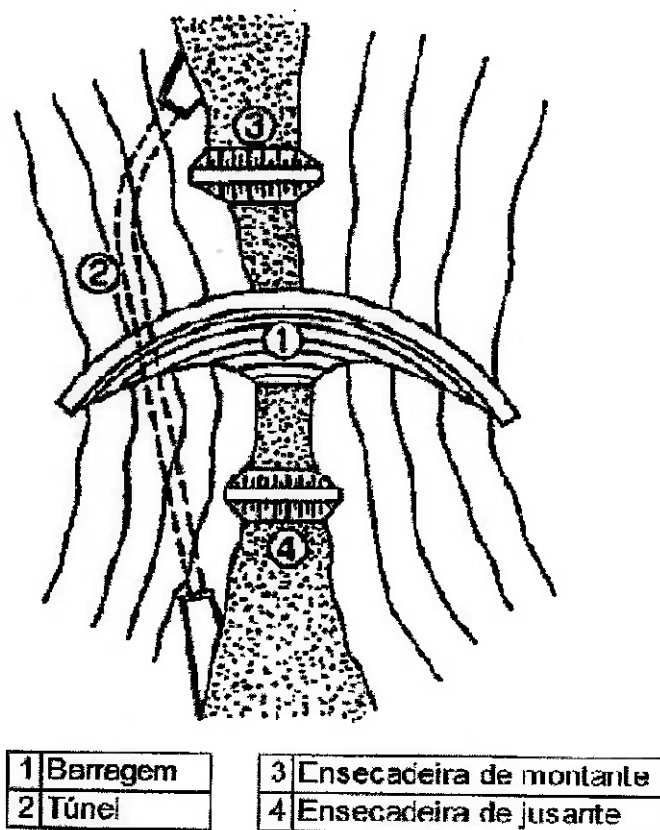


Figura 9.6.1.3: Esquema de desvio em uma fase

9.6.2 Desvio no Rio Biritiba

Para a construção da barragem de Biritiba o desvio do rio será feito em uma única fase com ensecadeira e estrutura de desvio construída previamente fora da calha do rio, que no caso será uma galeria situada à direita do rio. Uma vantagem é que a galeria poderá ser construída em área seca sem a necessidade de ensecadeiras. Serão feitas escavações para que ela fique apoiada na rocha, no nível do rio, e incorporada ao corpo da barragem. Ela será construída de concreto moldado in loco com espessura e resistência adequada para suportar o peso da barragem e diâmetro calculado de acordo com a vazão que irá passar por ela durante o desvio.

Juntamente com a galeria, deverão ser construídos um canal de aproximação que tem o intuito de conduzir a água para o emboque, e um canal de restituição que devolve a água ao leito natural do rio. O emboque deve ser tal que proporcione a mudança de escoamento de

forma gradual e o mais branda possível, de maneira a minimizar as perdas de carga e regiões de depressão que podem acarretar no fenômeno da cavitação.

Após a construção da estrutura de desvio, o fluxo do rio é completamente interrompido e desviado para ela, com a construção das ensecadeiras de montante e de jusante, que criam em toda a seção do rio uma área seca para a construção de toda a barragem.

9.6.3 Fatores condicionantes na escolha do desvio

Para a determinação e escolha do tipo de desvio de rio a ser utilizado em cada caso, diversos fatores devem ser levados em conta. As principais são:

Aspectos físicos:

- Topografia;
- Geologia;
- Regime hidrológico e hidráulico;
- Localização

Aspectos técnicos:

- Características da obra principal:
 - Arranjo geral;
 - Cronograma da obra;
 - Métodos e materiais construtivos;
- Impacto sócio-ambiental;
- Experiência da projetista e da construtora;
- Reaproveitamento de equipamentos e estruturas de obras anteriores;
- Risco de falha aceitável.

Aspectos financeiros:

- Custos das obras.

Para o caso de Biritiba, o rio se encontra numa área que apresenta um grande espraiamento. Assim, as ensecadeiras deverão proteger toda esta área na qual a água poderá se espraiar, indo desde o maciço da direita até o da esquerda.

A opção de desvio adotada para este projeto, levando em conta todos os fatores citados anteriormente para o caso de Biritiba, foi a construção inicial da galeria fora do percurso do rio, do lado direito deste. Assim, para a construção dela não haveria a necessidade de obstrução do rio.

A galeria deverá passar pelo corpo da barragem e por isso sua construção estaria diretamente ligada à construção da barragem. Para evitar essa dependência, ela foi

posicionada na mesma cota do rio e apoiada diretamente na rocha, e assim, a barragem seria construída por cima dela.

9.6.4 Ensecadeira

Os principais tipos de ensecadeiras utilizados em obras de desvio são:

- Enrocamento e terra;
- Celulares;
- Concreto;
- Com cortina impermeável;
- Ensecadeira Galgável;
- Outras (apenas em caso específicos - menos comuns).

As ensecadeiras serão de enrocamento e terra. Esta solução será adotada, pois apresenta baixo custo, e a escavação para a fundação da barragem nos maciços laterais da barragem fornecerá o material necessário para as ensecadeiras.

A seção transversal da ensecadeira poderá ser feita com cordão simples admitindo-se que a velocidade de escoamento é relativamente baixa no rio Biritiba, e que sua correnteza não causa arraste do material argiloso lançado para a impermeabilização, dificultando a sua execução e acarretando perda de materiais. Nos casos em que estas condições não são satisfeitas, faz-se o uso do cordão duplo.

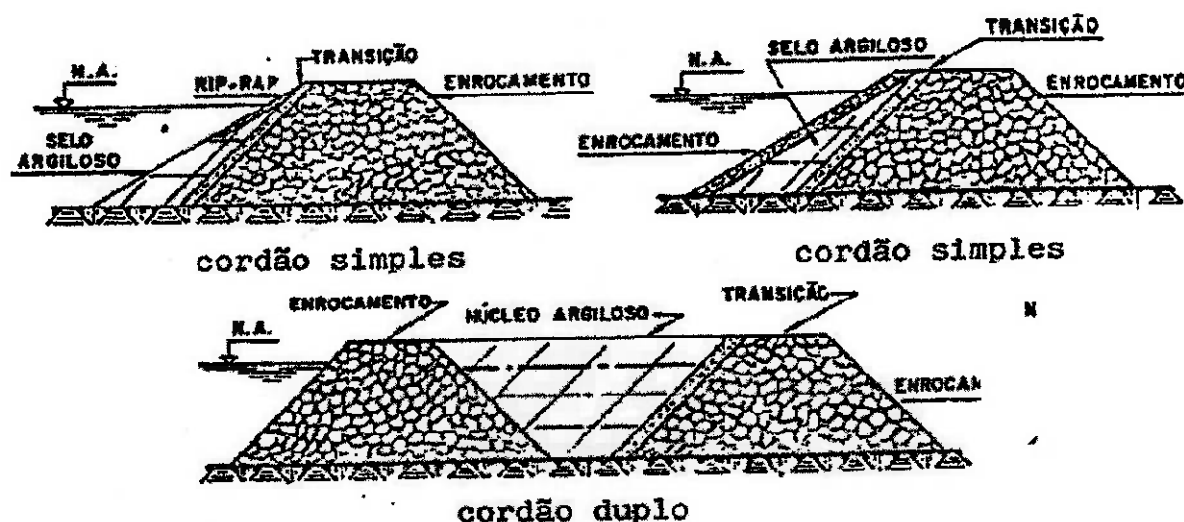


Figura 9.6.4.1: Seção transversal típica de ensecadeiras de enrocamento com terra de cordão simples e de cordão duplo.

O enrocamento é utilizado para fazer o fechamento do rio e proteger a impermeabilização. A terra (argila) é responsável pela estanqueidade da ensecadeira. Deve-se

fazer uma transição entre o material impermeabilizante e o enrocamento seguindo os critérios de filtro de Terzagui para evitar o carreamento de partículas.

O fechamento do rio será feito pelo método Ponta de Aterro (“End Dumping”). Ele é apropriado quando o material de fundo do leito do rio é estável e quando o escoamento não causa arraste de material lançado ou erosão no leito. O método consiste do fechamento do rio através do lançamento de material de granulometria apropriada no seu leito, partindo-se das extremidades das ensecadeiras, junto às margens, e evoluindo com a ensecadeira em direção à outra extremidade.

As fases construtivas são as seguintes:

1 - Lançamento da pré-ensecadeira:

A pré-ensecadeira tem a finalidade de realizar o fechamento da área a ser esgotada. O primeiro passo é realizar uma limpeza do fundo do leito do rio, onde a ensecadeira se apoiará. Deve-se retirar o material indesejado, depositado no fundo, que pode prejudicar a estanqueidade (areias permeáveis) ou a estabilidade da ensecadeira (material com baixa resistência). A limpeza pode ser feita através de dragas. Depois disso, procede-se com o lançamento da pré-ensecadeira por Ponta de Aterro.

2 - Impermeabilização da pré-ensecadeira:

A impermeabilização da ensecadeira de cordão simples é feita lançando-se o material argiloso (fino) pelo lado externo da área a ser ensecada, ou seja, no talude de montante na ensecadeira de montante e no talude de jusante na ensecadeira de jusante. Deve-se lançar o material dentro d'água, até que se obtenha a espessura desejada.

3 - Alçamento da ensecadeira:

Após a impermeabilização da pré-ensecadeira, deve-se proceder com o alçamento da ensecadeira até a cota definitiva, prevista em projeto. Para pré-ensecadeiras de cordão simples, deve-se primeiro drenar a área entre as pré-ensecadeiras de montante e de jusante. Em seguida, escava-se o fundo do leito do rio, junto ao pé, até alcançar a rocha sã. Começa-se então a fazer o aterro compactado, alteando a ensecadeira até a cota desejada.

4 - Remoção da ensecadeira:

A remoção das ensecadeiras deve ser devidamente planejada por razões econômicas. Ela é feita através de equipamentos como a retroescavadeira e caminhões basculantes para remoção a seco, e através de dragas ou outros tipos de equipamentos para remoção submersa, na qual apresenta um custo mais alto.

A altura da ensecadeira dimensionada em 3m é suficiente para garantir a estanqueidade da região que se deseja proteger, pois a área de montante é espraçada, ou seja, é necessário grandes volumes para subir a altura no nível da água.

Vista em planta, a largura calculada será de 1m, com base de 4,5m, suficientes para garantir a estabilidade da ensecadeira. Assim, a declividade é de 1:1,5.

9.6.5 Galeria

Para garantir a vazão de $T_r = 25$ anos, $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$, seria necessário uma seção de 4 m^2 , para $v = 2 \text{ m/s}$.

Como o espraçamento da região garante um grande amortecimento do volume de chuvas da região, e altura da ensecadeira também favorece esse amortecimento, calculou-se uma seção de 3 m^2 para a galeria.

Uma seção de 2m de altura por 1,5m de largura com material de concreto proporciona menor custo e melhor trabalhabilidade de construção. A abertura da galeria e o fechamento, para este tipo de galeria de seção retangular dispensa uso de comportas, favorecendo estas etapas construtivas.

9.7 Estrutura (Corpo da Barragem)

A estrutura foi concebida de modo que cada degrau tenha duas camadas de compactação de 30 cm de altura e 40 cm de profundidade, o que resulta em uma inclinação de 1V:0,67H. Em geral, estruturas em CCR têm uma inclinação entre 1V:0,7H e 1V:0,75H. A inclinação adotada está um pouco abaixo do usual. A estabilidade da barragem será verificada no item 10.

A estrutura será apoiada sobre rocha ao longo de toda sua extensão.

A estrutura é toda revestida de concreto convencional, como pode ser observado no detalhe da figura 9.7.1. O topo do vertedor também é de concreto convencional. Apenas o topo da barragem, onde há uma pista de rolamento será em CCR.

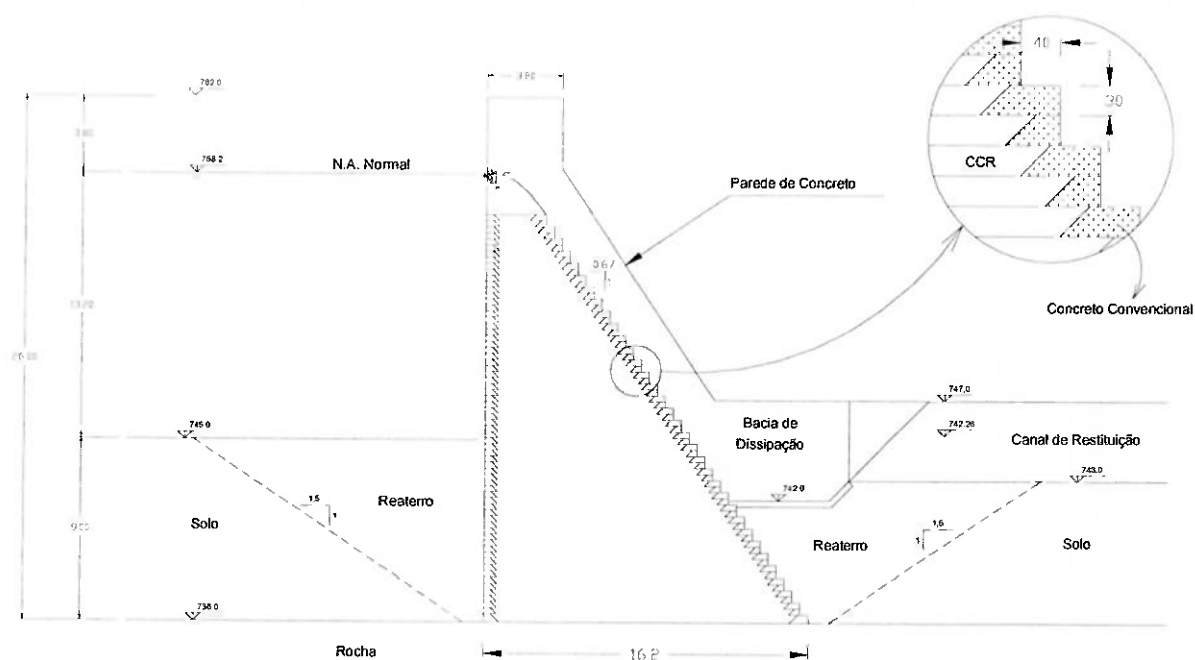


Figura 9.7.1: Estrutura da Barragem – Seção transversal do vertedor

Para a concepção do vertedor (ver item 8.6.2.3). Nas extremidades do vertedor foram colocadas paredes de concreto para “canalizar” a água vertida até a bacia de dissipação e posteriormente ao canal de restituição.

A bacia de dissipação foi projetada com a mesma largura do vertedor (5,0 m) e comprimento de também 5,0m. A sua profundidade ficou na cota 742,0m, ou seja, 1,0m abaixo da cota do canal de restituição.

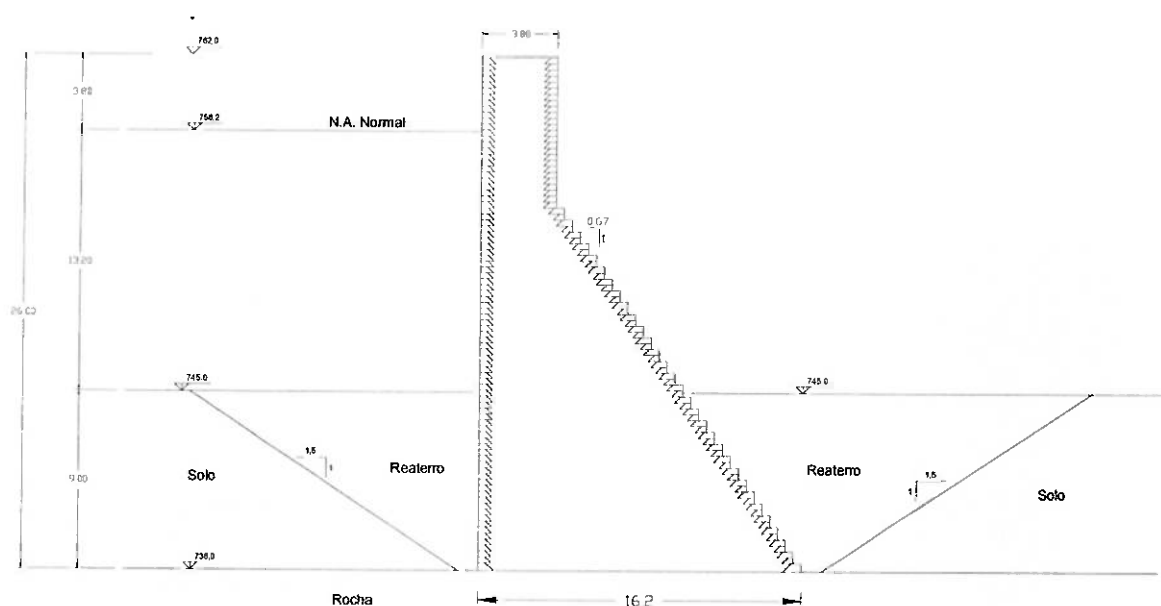


Figura 9.7.2: Estrutura da Barragem – Seção transversal genérica

Para o topo da barragem foi determinada uma largura de 3,8 m para comportar uma pista de rolamento para passagens de veículos para o controle e manutenção da barragem. Como não há fluxo de veículos, não haveria a necessidade de se colocar mais de uma pista. Esta largura de topo também é limitada pelo equipamento de compactação, que é de aproximadamente 3,0 m.

A princípio, não será inclusa a galeria de drenagem. Caso não seja verificada a estabilidade da barragem, pode-se incluí-la para diminuição da subpressão.

Haverá ainda a necessidade da construção de uma ponte para atravessar o vertedor de 5,0m de largura.

A tabela 9.7.1 mostra os volumes de CCR e concreto convencional da estrutura.

Tabela 9.7.1: Volumes de CCR e concreto

Elemento	Volumes	
	CCR	Concreto
Barragem	61.800,6	10.689,8
Canal de Desvio		49,9
Total	61.800,6	10.739,7

9.8 Dissipador de Energia

Uma vez que a cota da crista do vertedor é atingida pelo nível de água, toda a água que entrar irá ser vertida. Esta água geralmente possui elevada energia potencial (quanto mais elevada a crista do vertedor, maior a energia potencial), que poderá gerar problemas (erosão, levando a instabilidade) no pé da barragem devido a grande velocidade alcançada pelo escoamento.

Desta forma, a energia da água deverá ser dissipada, através de estruturas chamadas de “Dissipadores de Energia”.

9.8.1 Tipos de dissipadores

Os dissipadores de energia mais utilizados são:

9.8.1.1 Roller Bucket / Rampa contra inclinada

Apresenta as seguintes características:

- Estrutura compacta;
- Dimensionada de forma a criar um “rolo” para dissipar energia;
- Projetada uma concha com ângulo de lançamento variável em função do número de Froude;
- Necessário operar com afogamento adequado (ligeiramente maior que a bacia de dissipação por ressalto)

A figura abaixo mostra o esquema de um dissipador tipo Roller Bucket.

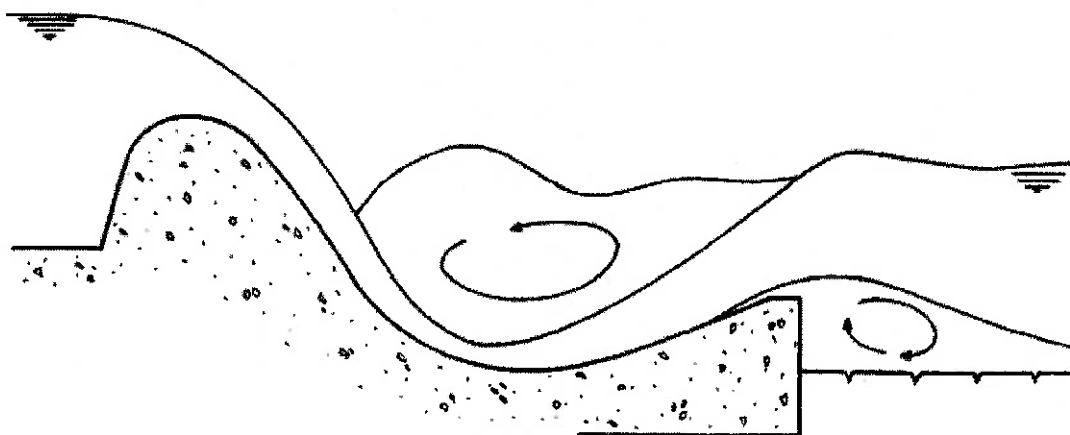


Figura 9.8.1.1.1: Roller Bucket

9.8.1.2 Salto em esqui

Apresenta as seguintes características:

- Estrutura compacta;
- Aplicado somente em casos em que o número de Froude é elevado;
- Jato lançado ao ar livre, ocorrendo a dissipação de energia no instante em que o jato atinge o colchão de água;
- Desvantagens: “Spray” de água e possíveis correntes de recirculação na região de impacto.

9.8.1.3 Dissipador em escadas

O dissipador em escadas é utilizado para obras hidráulicas de pequeno porte. A dissipação de energia é satisfatória para vazão específica máxima de $3 \text{ m}^3/\text{s.m}$.

A figura abaixo mostra o esquema de um dissipador em degraus.

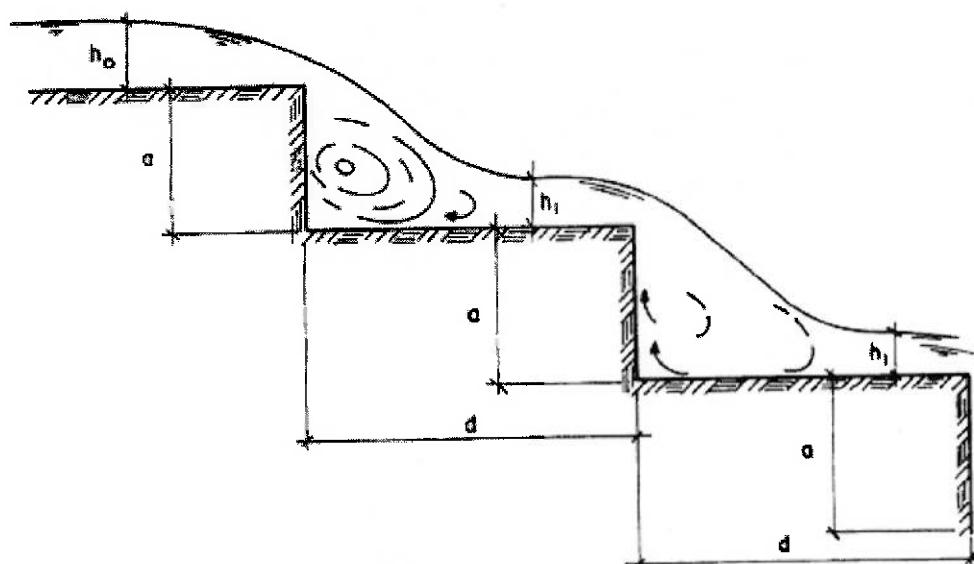


Figura 9.8.1.3.1: Dissipador em escadas

9.8.1.4 Bacia de dissipação por Ressalto hidráulico

A dissipação de energia por ressalto hidráulico é ainda hoje a estrutura mais utilizada na prática. Possui como principal vantagem a sua flexibilidade de adaptação em qualquer tipo de barragem, uma vez que a dissipação de energia ocorre em função de parâmetros do fenômeno hidráulico chamado Ressalto hidráulico. Entretanto, possui como desvantagem o custo elevado da estrutura (necessidade de estruturas de grandes dimensões quando o número de Froude é alto).

O ressalto hidráulico é um movimento permanente bruscamente variado e ocorre sempre que um escoamento em superfície livre passe do regime super crítico para sub-crítico.

A figura abaixo ilustra os principais parâmetros de um ressalto hidráulico:

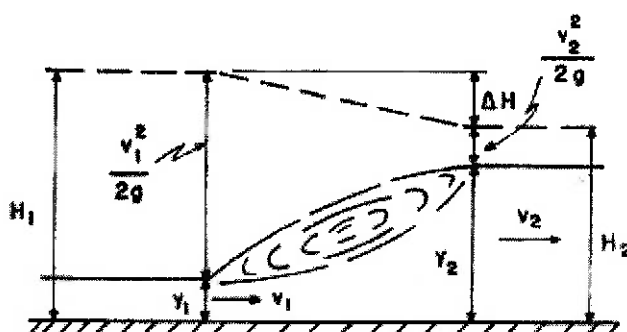


Figura 9.8.1.4.1: Parâmetros de um ressalto hidráulico

Para que o ressalto hidráulico ocorra, deve-se ter obrigatoriamente as seguintes situações:

- Curva chave do rio coincidindo com a altura do ressalto (Y_2);

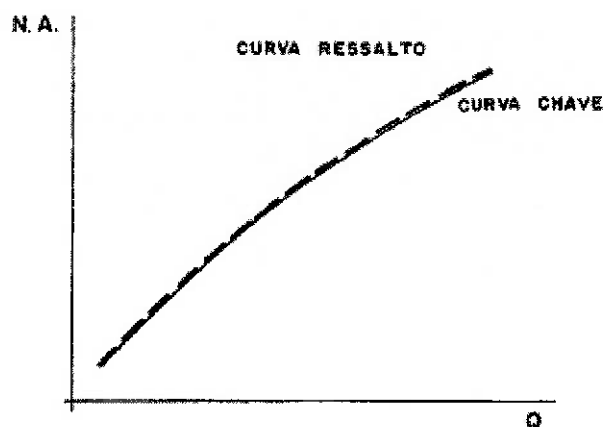


Gráfico 9.8.1.4.1: Curva chave – Curva ressalto

- Altura do ressalto (Y_2) menor que a curva chave do rio (Ressalto afogado).

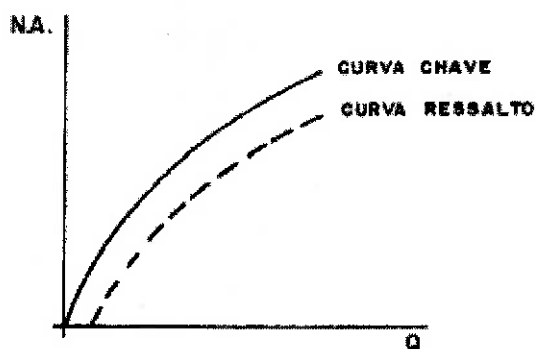


Gráfico 9.8.1.4.2: Curva chave – Curva ressalto

OBS: Nos casos em que a altura do ressalto é maior que a curva chave do rio, deve-se escavar um canal a jusante de forma que a lâmina de água sobre o fundo da bacia seja igual à altura conjugada de jusante do ressalto, para que o ressalto hidráulico ocorra no interior da bacia.

Tipos de Bacias de Dissipação:

Podem ser de 4 tipos:

- Bacia Tipo I – Bacia de dissipação de fundo horizontal, sem qualquer obstáculo. Presença de “End-Sill” contínuo;

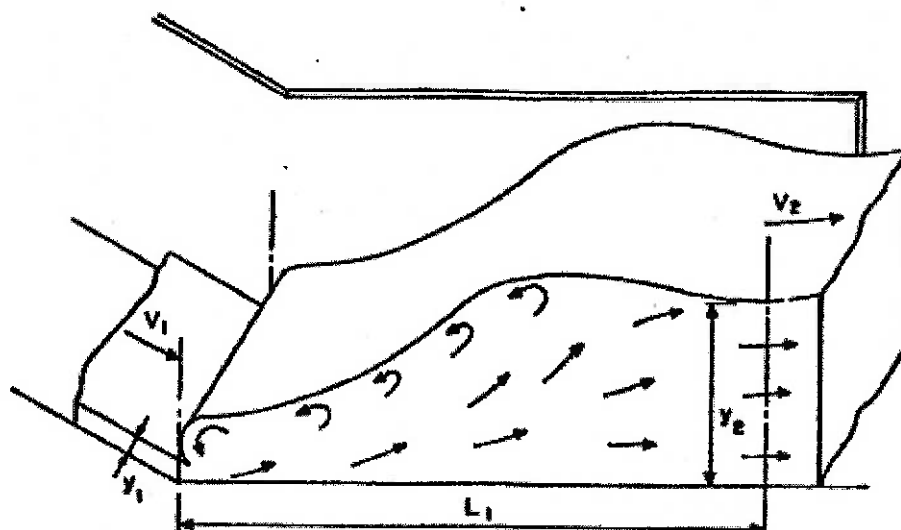


Figura 9.8.1.4.2: Bacia Tipo I

- Bacia Tipo II – Presença de “Chute Blocs” (função de abrir jato que entra na bacia de modo a tornar menor o Y_2 requerido) e “End-Sill” dentado.

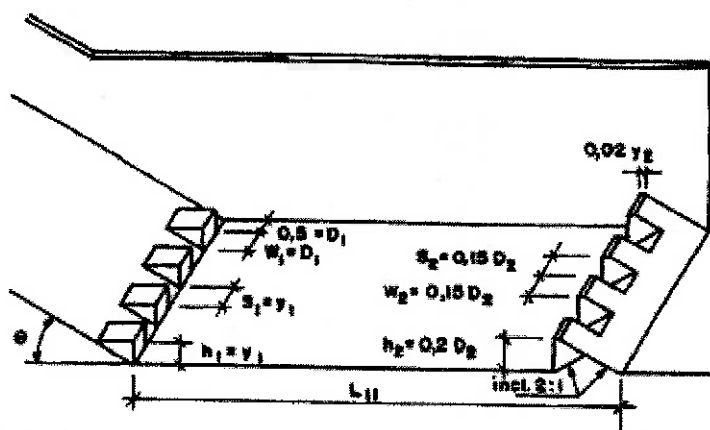


Figura 9.8.1.4.3: Bacia Tipo II

- Bacia Tipo III – Possuem “Chute Blocs”, “End-Sill” e “Baffle Piers” (função de receber impactos de escoamento em alta velocidade, dissipando energia).

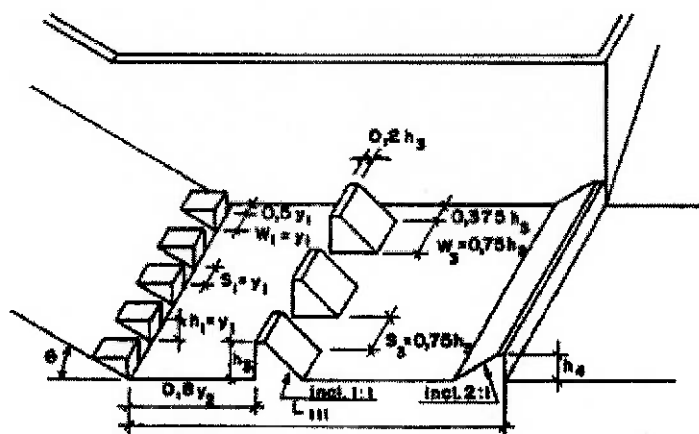
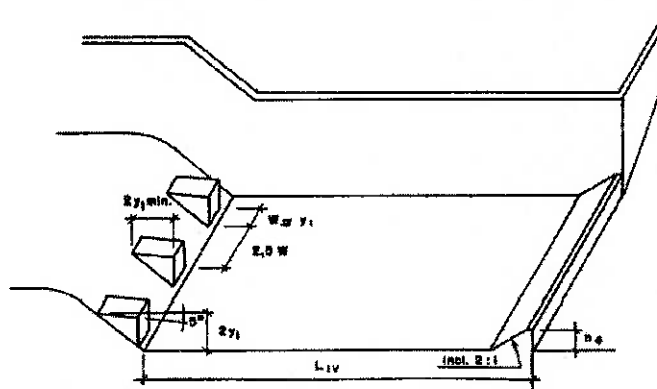


Figura 9.8.1.4.4: Bacia Tipo III

- Bacia Tipo IV – Variante do tipo II, diferindo apenas em “End Sill” (contínuo ao invés de dentado).



$$\frac{h_4}{y_1} \approx 1 + 0,056 F_1$$

Figura 9.8.1.4.5: Bacia Tipo IV

Dimensionamento:

O dimensionamento da bacia de dissipação por ressalto hidráulico é realizado através das seguintes etapas:

1. Cálculo da Velocidade V_1 – Através de diferentes equações para cada situação. Ex:
Para situação em que a zona de chegada do jato for livre (figura 9.8.1.4.6), utiliza-se a

equação:
$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

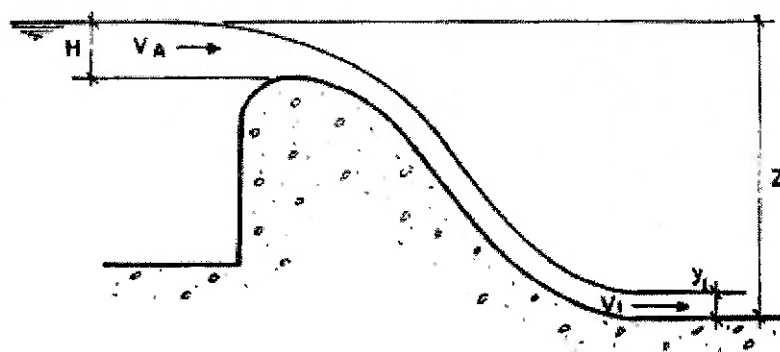


Figura 9.8.1.4.6: Jato livre

2. Cálculo do Y_1 (Altura conjugada de montante ou espessura da lâmina de água na entrada da bacia) – através do uso da equação: $Y_1 = \frac{Q}{l.V_1}$

Onde:

Q = Vazão de jusante

l = Largura do Vertedor

V_1 = Velocidade V_1

3. Cálculo do número de Froude (F_1) na entrada da bacia – Através do uso da fórmula:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g.Y_1}}$$

Onde:

V_1 = Velocidade V_1

g = Gravidade

Y_1 = Altura

4. Cálculo do Y_2 (Altura conjugada de jusante) – Através da equação:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8.F_1^2} - 1 \right)$$

5. Compara Y_2 com curva chave do rio:

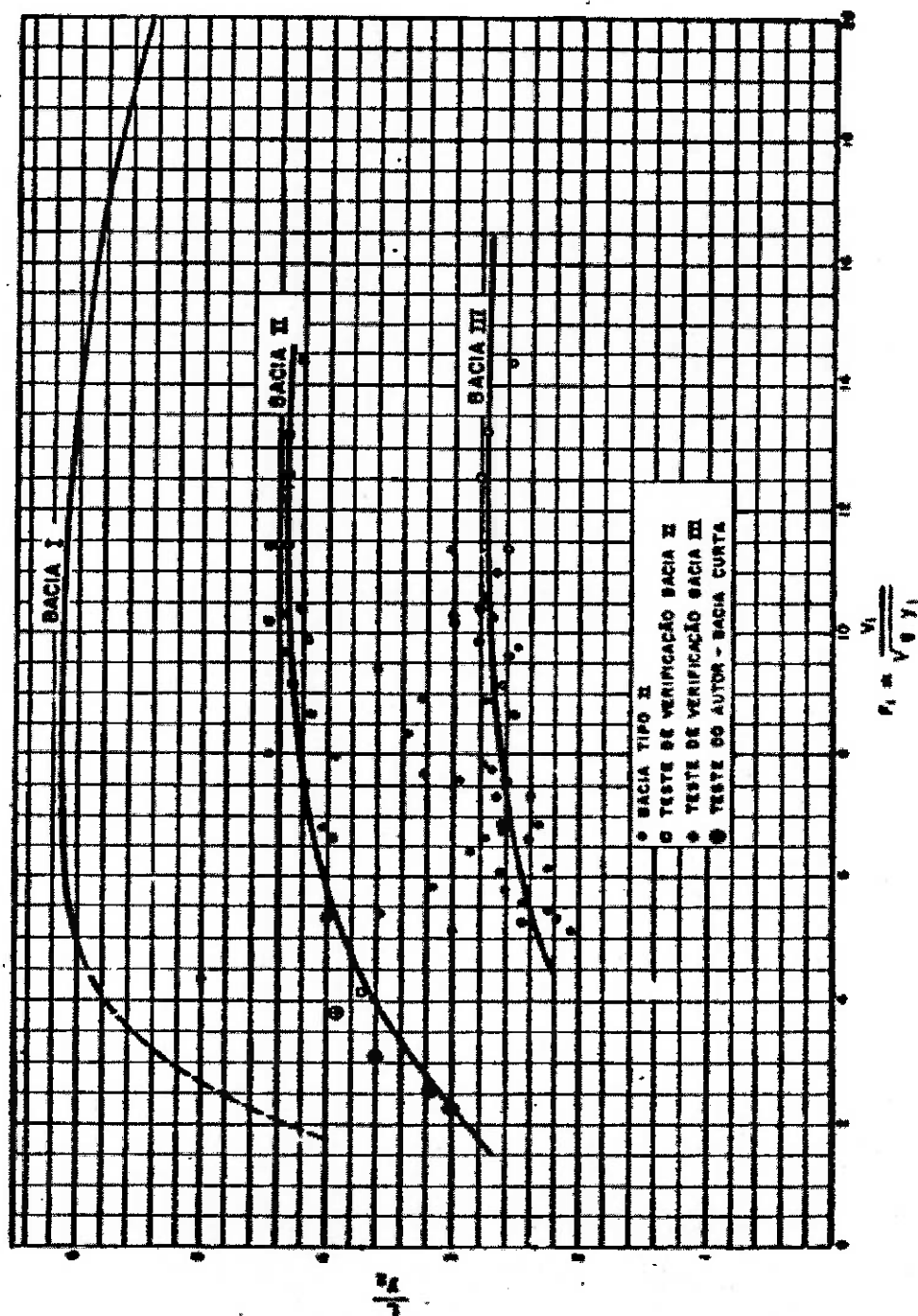
- Se Y_2 for menor ou igual a curva chave do rio, então ocorre ressalto.
- Se Y_2 for maior que a curva chave do rio, então escavar e recalculer V_1 , Y_1 , F_1 e Y_2 até que haja convergência do valor de Y_2 , o que ocorre quando a altura de água no interior da bacia se iguala ao Y_2 , havendo o ressalto.

6. Estabelecer cota da bacia através do Y_2 .

7. Calcular o comprimento da bacia

Pode ser calculada através de dois métodos:

- Uso do ábaco de PETERKA, em função do tipo da bacia de dissipação (Tipo I,II,III) – Entra-se com $F1$ e retira-se o valor de $\frac{L}{Y2}$, obtendo L (comprimento da bacia) uma vez que possuímos $Y2$.



COMPRIMENTO DO RESSALTO HIDRÁULICO - PETERKA - COM EXTRAPOLACÃO.

DIS - 10

- Através de equações existentes. Ex: CHERTOUSSOV: $L = 10,3.Y1.(F1 - 1)^{0,81}$

9.8.1.5 Dissipadores especiais

1-Bacia de Dissipação de impacto

Dissipação através do impacto do jato de água com uma placa plana, colocada perpendicularmente à direção de escoamento e acima do plano de fundo, permitindo a passagem da água. A entrada de água pode ser realizada através de conduto retangular ou circular. Entretanto, existem restrições como:

- velocidade máxima de entrada: 9,0 m/s;
- Diâmetro máximo de conduto: 1,8 m.

2-Canal com Macrorugosidades

A dissipação é realizada através da passagem da água sobre uma rampa com blocos de dissipação. Podem ser utilizadas nos pequenos aproveitamentos e transposição de nível em canais.

Se aplica satisfatoriamente para as seguintes condições:

- Vazão específica $q < 5,6 \text{ m}^3/\text{s.m}$
- Velocidade de aproximação $V_a < \text{Velocidade crítica}$
- Altura máxima dos blocos (a): $a = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{q^2}{g}}$

3-Em queda livre – Método de Rand

A dissipação de energia ocorre na queda isolada do jato, através do choque entre o jato de água e a massa de água no fundo do canal.

A figura X ilustra um esquema do dissipador em queda livre.

4-Válvulas Dispensoras (Howell Bunger Valve)

A válvula dispersora, também chamada de válvula cônica, pode operar de 3 maneiras na dissipação:

- Lançando-se o jato ao ar livre, sobre o colchão de água;
- Totalmente afogada, lançando-se o jato na massa líquida;
- Instalada no interior de uma câmara, tomando-se o devido cuidado com a aeração para evitar a ocorrência do efeito de cavitação.

A figura 9.8.1.5.1 ilustra uma válvula cônica.

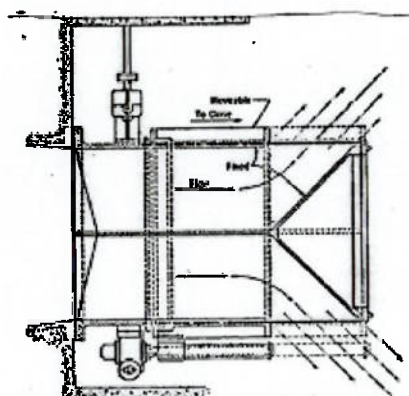


Figura 9.8.1.5.1: Válvula Cônica

9.8.1.6 Dissipador em Degraus

O Dissipador de energia em degraus aplica-se apenas para o caso em que a barragem é do tipo CCR – Concreto Compactado a Rolo, em que a barragem é construída através de camadas de concreto compactadas (o método construtivo será descrito posteriormente). Apresenta grande vantagem pelo fato de que o próprio corpo da barragem passa ser o vertedor e dissipador.

Entretanto, apresenta a desvantagem de operar satisfatoriamente apenas para vazões específicas baixas (cerca de $12 \text{ m}^3/\text{s.m}$)

Em nosso trabalho, iremos utilizar esta estrutura.

A foto 9.8.1.6.1 ilustra um dissipador em degraus – barragem de Câmara (PB)



Foto 9.8.1.6.1: Dissipador em degraus

Dimensionamento:

O dimensionamento desta estrutura foi baseado no livro *Hydraulic Design Criteria* e em estudos do laboratório CTH que demonstra uma relação para os degraus. Além disso, foi levado em conta o método construtivo do dissipador (camadas de CCR).

Desta forma, obtivemos a configuração mostrada na Figura 9.7.1.

9.9 Canal de restituição

O Canal de restituição tem a função de absorver a energia da água restante após sua passagem pelo dissipador, preservando as condições de estabilidade do canal de jusante. Desta forma, em nosso estudo, foi dimensionado um canal de restituição que será descrito a seguir.

9.9.1 Dimensionamento

O cálculo das dimensões do canal foi realizado através da observação de dados de outras barragens e segundo estudos desenvolvidos no CTH.

Assim, o fundo do canal possui largura de 5 m e está apoiado na cota 743 m; os taludes do canal possuem inclinação 1:1; e a altura do canal possui 4 metros.

O canal possui dois diques laterais que serão formados pela terra que sairá da escavação do leito do canal. Possuem inclinação de 1:1 e chegam até a cota de 747 m.

Foi dimensionado ainda para conduzir o volume de água proveniente do vertedor, ao longo dos degraus e no canal de restituição, um muro de 1 m de altura.

Para o colchão de água, foi estabelecido um comprimento de 5 m, com a transição do nível do colchão para o canal de restituição através de um talude de 1 m de altura por 1 m de comprimento (1:1). O fundo do colchão irá ser fixado na cota 742 m.

Já para o cálculo da linha de água, devido a baixa vazão de jusante, o canal de restituição foi dimensionado através da fórmula de Manning, para canais com escoamento permanente e uniforme.

A proteção dos taludes e do fundo do canal será realizada através do uso rachões (não será necessário uma proteção mais pesada devido a baixa vazão específica de jusante).

9.9.1.1 Cálculo da lâmina de água

Critérios Dimensionais

Foram adotados os seguintes critérios:

- Regime permanente e uniforme
- Coeficiente de Manning = 0,35
- Vazão de projeto de jusante = 18,86 m³/s

Parâmetros de entrada

- $Q = 18,86 \text{ m}^3/\text{s}$
- $N = 0,035$
- $I_0 = 0,001 \text{ m/m}$
- $Y_0 = \text{Lâmina de água no canal}$

Fórmula de Manning:

$$\frac{\eta \cdot Q}{\sqrt{I_0}} = A \cdot R h^{\frac{2}{3}}$$

Cálculos:

$$\frac{0,035 \cdot 18,86}{\sqrt{0,001}} = (5 + Y_0) \cdot Y_0 \cdot \left(\frac{(5 + Y_0) \cdot Y_0}{5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot Y_0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Y_0 = 2,26 \text{ m.}$$

As figuras 9.9.1.1.1 à 9.9.1.1.3 ilustram o canal de restituição dimensionado em nosso estudo.

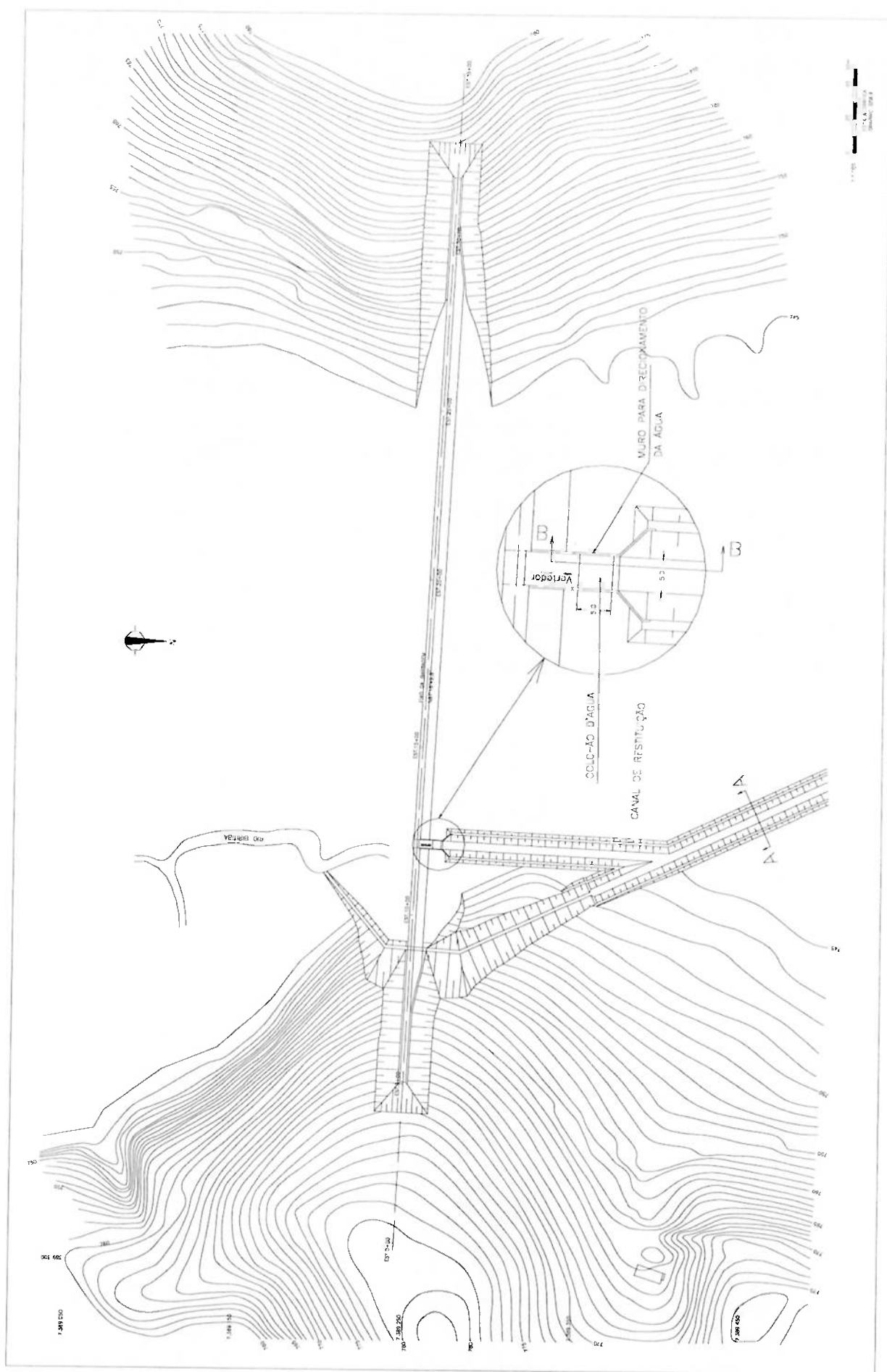


Figura 9.9.1.1.1: Canal de Restituição - Planta

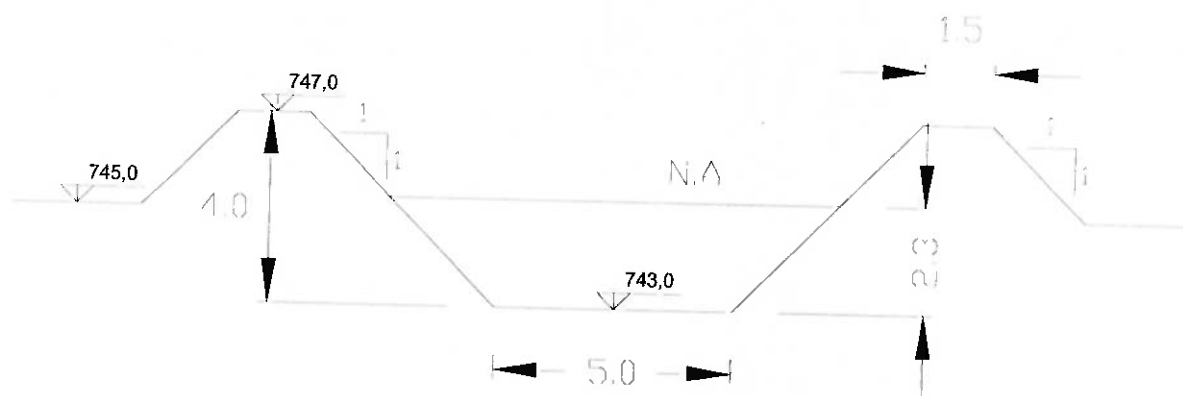


Figura 9.9.1.1.2: Canal de Restituição – Corte transversal AA

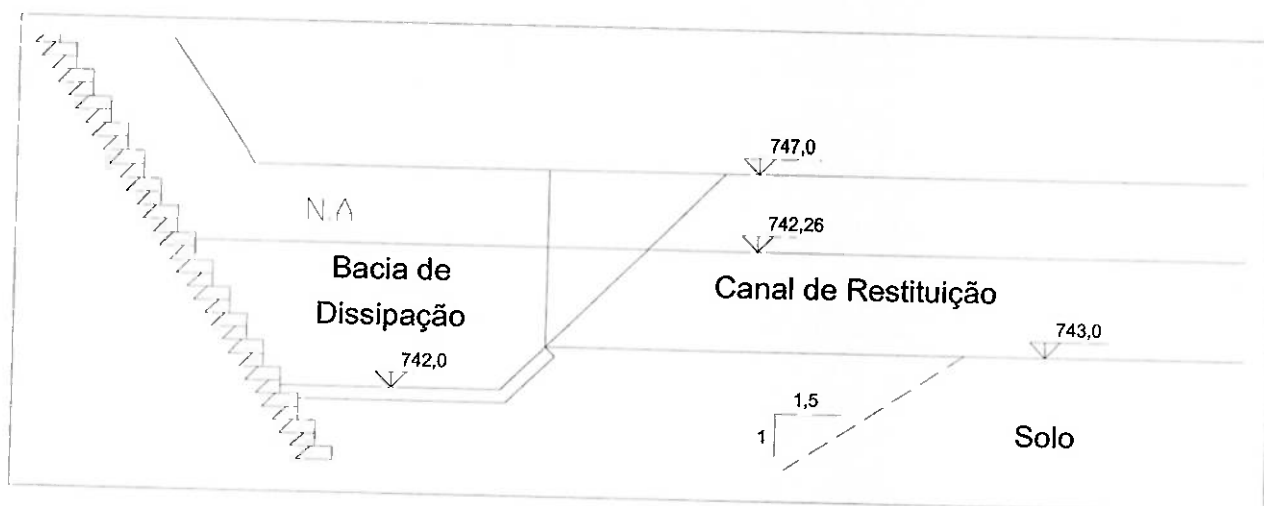


Figura 9.9.1.1.3: Corte BB - Colchão para amortecimento de água proveniente do vertedor

9.10 Pavimentação de Concreto Compactado a Rolo (CCR)

9.10.1 Introdução e motivação do emprego de CCR na pavimentação da pista sobre a barragem

O concreto compactado a rolo (CCR) tem recebido nestes últimos anos uma especial atenção, principalmente devido ao crescente uso do material em substituição ao concreto massa de barragens.

Ao mesmo tempo, o desenvolvimento da mesma técnica de CCR aplicado a pavimentos tem sido observado na última década em países como EUA, Canadá, Inglaterra, França e Japão, conduzindo via de regra, a um material de pavimentação alternativo, de baixo custo, de boa durabilidade e capaz de suportar as cargas usuais de serviço.

Para destacar a importância do CCR em pavimentos, observa-se por exemplo, que o U.S. Corps of Engineers (EUA) tem aprovado a aplicação de CCR em seus projetos de estradas, aeroportos e outros tipos de instalações militares.

O CCR, na forma usada para pavimentos, consiste em uma mistura de agregados e cimento, de consistência seca, consolidado por vibração externa por ação de rolos vibratórios, vibro-acabadoras especiais para CCR, ou equipamentos de efeitos similares.

O CCR é em geral lançado em sua espessura, com auxílio de distribuidora de asfalto ou mesmo manualmente, além de outras alternativas, sendo a mescla ajustada para uma consistência seca, compactada na espessura e com o grau de acabamento especificado em projeto.

A grande motivação para o emprego de CCR na pavimentação da pista sobre a barragem é basicamente a sua aplicação como material para construção do corpo da barragem e as facilidades provenientes deste uso, entre elas:

- Presença de central de produção no local.
- Presença de mão-de-obra, com experiência no uso de CCR, e equipamentos necessários no local sem necessidade de mobilização especial.
- Resistências entre as camadas de base, também em CCR, e da pavimentação propriamente dita similares.

Por se tratar de um trecho de extensão reduzida, local de difícil acesso, certamente o CCR não seria sequer cogitado como possível material de pavimentação se não fosse pelos benefícios citados acima.

Os benefícios do uso do CCR citados acima são tão grandes que certamente fazem dessa a melhor alternativa para a pavimentação da pista sobre a barragem.

9.10.2 Produção do CCR

A mistura será produzida em central de concreto misturadora na qual os agregados foram admitidos gravimetricamente. O tempo mínimo de mistura fica estabelecido em três minutos, seguindo experiência de alguns trabalhos já executados com esse material e em situações semelhantes.

De modo a assegurar a trabalhabilidade requerida à mistura e controlar o tempo de início de pega, a mistura empregada contará com adição de aditivo do tipo redutor de água – retardador de pega. A distância de transporte entre a central de concreto e o local da pista e o tempo decorrido nesse transporte serão essenciais para a determinação da quantidade de redutor de água que será introduzido na mistura, podendo inclusive não ser necessário sem emprego em alguns casos.

9.10.3 Composição Granulométrica da Mistura

Será empregada mistura de CCR com diâmetro máximo de ¾", com composição granulométrica situada dentro da seguinte faixa:

Tabela 9.10.3.1: Composição Granulométrica da Mistura

Peneiras	% Acumulada que Passa
1"	100
3/4"	83-100
1/2"	72-93
3/8"	66-85
4	51-69
8	38-56
16	28-46
30	18-36
50	11-27
100	8-20
200	2-8
Módulo de Finura	3,61-4,97

A tabela acima foi formulada a partir de informações de experiências diversas obtidas em simpósios de obras de pavimentação em concreto compactado com rolo.

9.10.4 Estudo de Dosagens Experimentais

Será necessário realizar estudos de dosagens experimentais de modo a determinar a mistura que atenda a resistência característica de projeto, algo em torno de 22 MPa aos 28 dias, com os materiais locais que serão utilizados e com os equipamentos disponíveis. Alguns traços já ensaiados e utilizados em outras obras de pavimentação e que deram resistências próximas da necessária e que, portanto, podem servir de traço-piloto são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 9.10.4.1: Dosagens Experimentais

Materiais / Propriedades	Composições em kg/m³		
	T1	T2	T3
Cimento	265	245	225
Areia	1018	1039	1058
Brita 19 mm	981	980	981
Água	152	152	152
Fator A/C	0,573	0,624	0,675
Massa Unitária Teórica, kg/m³	2416	2416	2416
Massa Unitária Prática, kg/m³	2439	2461	2446
Grau de Compactação, %	100	102	101
Resistência à Compressão aos 7 Dias, MPa	26,7	23,1	18,3

A tabela acima possui traços para uma trabalhabilidade específica própria para a aplicação em pavimentos.

9.10.5 Planejamento executiva da pista de CCR

9.10.5.1 Características da pista

A seção da pista consta de 1 faixa de CCR de 3,80m de largura por 537,4m de comprimento com espessura final compactada de 10cm.

Toda a seção será executada em um único dia. As principais atividades na pavimentação em CCR são:

- Mistura
- Transporte
- Lançamento
- Espalhamento
- Compactação
- Cura do CCR
- Tratamento das juntas de construção.

9.10.5.2 Execução do CCR

A água de amassamento deve ser controlada com o maior rigor possível de modo a se ter uma trabalhabilidade uniforme da mistura de CCR durante todo o processo.

O transporte será feito em caminhões basculantes até o local de lançamento. O CCR será protegido da exposição ao sol nesta etapa, de modo a ser evitada a perda excessiva de umidade da mistura. A proteção será feita com o uso de mantas de junta umedecidas.

O CCR de modo geral, será lançado e espalhado com o uso de distribuidora.

Em áreas específicas, concentradas, o espalhamento será feito manualmente.

O nível do concreto no hopper da distribuidora deve ser mantido sempre com um volume residual de CCR, nunca se aproximando da condição de vazio entre a descarga de um caminhão e outro, procurando-se manter um nível razoavelmente constante durante toda a operação de espalhamento.

A velocidade da distribuidora deverá ser ajustada de tal forma a impedir a segregação e garantir as tolerâncias de acabamento.

O grau de empolamento é função das características físicas da mistura e também do tipo de equipamento a ser empregado no espalhamento do material. Geralmente, ele varia de 25% a 35% (espalhamento com distribuidora de agregados e espalhamento manual, respectivamente). Portanto, a espessura do “colchão fofo” a ser lançado será de 12,5 cm.

A camada anterior deve ser permanentemente umedecida de modo a não subtrair a água da mistura de CCR durante o lançamento e espalhamento.

A compactação deve ser iniciada cerca de 10 minutos no máximo depois do espalhamento.

A seqüência de compactação inicial fica assim determinada:

- Duas passadas do rolo compressor sem vibração
- Quatro passadas do rolo com vibração

A compactação com o rolo compressor deve ser otimizada de modo a reproduzir um grau de compactação de no mínimo 98%.

Concluído o trabalho de compactação inicial, devem ser dadas duas passadas com o rolo pneumático seguidas de mais uma passada de um rolo de acabamento (sem vibração).

O padrão de compactação fica assim determinado:

- A compactação será iniciada pelas laterais extremas da camada e por último pelo centro.

Este padrão deve ser mantido durante toda a produção tanto para o rolo compressor quanto para o pneumático.

A cura é uma etapa importantíssima na definição da qualidade e resistência da superfície acabada. Ela deve ser iniciada logo após o término da compactação da camada.

O processo de cura pode ser executado com os seguintes procedimentos, ou combinação deles, que apresentam bons resultados práticos:

- Aspersão de produto químico gerador de película plástica impermeabilizante,
- Aspersão de água, com caminhão pipa após o 3º, e
- Manutenção de uma camada de areia úmida sobre a superfície.

O processo de cura deverá ser intenso até, pelo menos, o 7º dia. Neste período, a superfície não deverá receber trânsito de qualquer espécie.

Para evitar e controlar a formação das trincas espontâneas, pois as mesmas são trabalhosas de serem seladas, na camada deverão ser serradas juntas transversais de retração.

O espaçamento entre estas juntas não deverá ser superior a 10 metros e o tempo para o início do corte não deverá ser superior a 18 horas, após o término da compactação.

Assim como é feito na Espanha (Jofré, 1990), propõe-se que estas juntas sejam serradas com uma inclinação de 1:6 em relação ao eixo da via. Isto permitirá que a junta passe a ser solicitada por apenas uma roda do eixo por vez, o que certamente melhorará o seu desempenho.

A selagem das juntas de retração em pavimentos de CCR é semelhante à empregada para selagem das juntas em pavimentos de concreto convencional.

O proposto é que as juntas sejam seladas com asfalto.

A selagem somente poderá ser feita após a limpeza e secagem completa do corte.

9.10.6 Controle de Qualidade

9.10.6.1 Providências Preliminares

Os seguintes itens devem ser providenciados antes do início da execução da pista:

- Calibração da Central Misturadora de Concreto
- Amostragem para ensaios de granulometria da areia e da brita empregada durante a produção do CCR
- Determinação da massa específica e umidade de absorção dos agregados
- Correção da mistura para a umidade de absorção
- O tempo de mistura deve ser ajustado para o concreto de consistência seca (no slump) de modo a resultar na saída, uma mistura com materiais componentes de características homogêneas, com completa e uniforme distribuição do cimento na massa de concreto.

9.10.6.2 Ensaios de Densidade e Umidade do Pavimento

Os ensaios de densidade e umidade do pavimento devem ser realizados por intermédio do densímetro nuclear, no máximo dentro de 30 minutos a contar do término da compactação.

Os pontos do pavimento para ensaio devem ser escolhidos aleatoriamente de modo que reproduza a frequência de pelo menos 01 ensaio para cada 10 metros lineares de pavimento pronto. Portanto, a expectativa é de fazer no mínimo 54 ensaios.

9.10.6.3 Controle das Ondulações e Depressões

A magnitude das ondulações e depressões na superfície do pavimento deve ser controlada empregando-se uma régua metálica de 3,0 metros de comprimento. O controle consiste em se deslocar a régua, a cada 1,5 metros, e se medir a altura ou a profundidade das ondulações ou depressões que ocorrerem na superfície do pavimento.

A proposta é limitar a altura ou a profundidade máxima destes defeitos em 10 milímetros. Tal valor foi adotado com base nas recomendações da literatura para esta forma de emprego do CCR (Pittman, 1985; Josa et alli, 1991).

A correção das ondulações e depressões deve ser realizada logo após a primeira passagem do rolo liso sem vibrar. Nos pontos onde as ondulações forem maiores que 10mm, extraí-se o material excedente, com o auxílio de um rastel. Já nos locais em que a depressão for excessiva, inicialmente escarifica-se a superfície e, em seguida, complementa-se o greide.

10 Projeto Estrutural

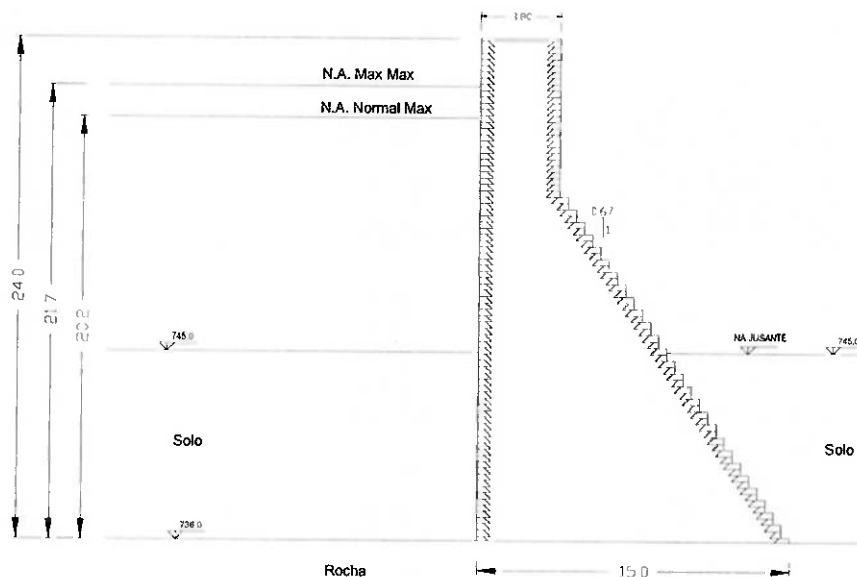


Figura 10.1: Configuração para cálculo

10.1 Ações atuantes sobre a Barragem

Ações Permanentes:

- Peso próprio da estrutura;
- Peso próprio dos elementos construtivos permanentes: revestimento, alvenarias, etc;
- Peso próprio de equipamentos fixos;
- Empuxos de terra;
- Pressões hidrostáticas e Sub-pressões associadas a níveis normais (de pequena variação);

Ações Variáveis:

- Cargas acidentais de uso (veículos, pessoas) e seus efeitos dinâmicos (frenagem, impacto);
- Efeitos de vento;
- Variação de temperatura;
- Pressões hidrostáticas e sub-pressões associadas a níveis normais com variação significativa em torno da média (normal máximo e normal mínimo);
- Pressões hidrodinâmicas

Ações Excepcionais:

- Pressões hidrostáticas e sub-pressões associadas a níveis d'água excepcionais;
- Efeito de onda;
- Ações decorrentes de sismos;
- Sub-pressões decorrentes de falhas nos sistemas de drenagem (drenos inoperantes);

10.2 Valores Característicos das Ações

- Peso Próprio da Construção (Permanente)

$$\gamma_{CCR} = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Volume de CCR} = 184,2 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$P = \gamma_{CCR} \cdot \text{Vol.} = 23 \cdot 184,2 = 4236,6 \text{ kN/m}$$

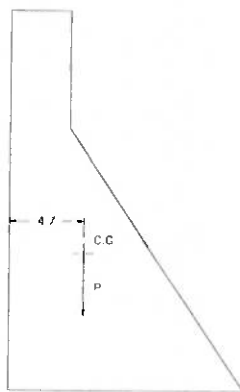


Figura 10.2.1: Peso Próprio

- Pressões Hidrostáticas e Sub-pressões

Causas:

Sub-pressão: Percolação d'água pelo maciço de fundação

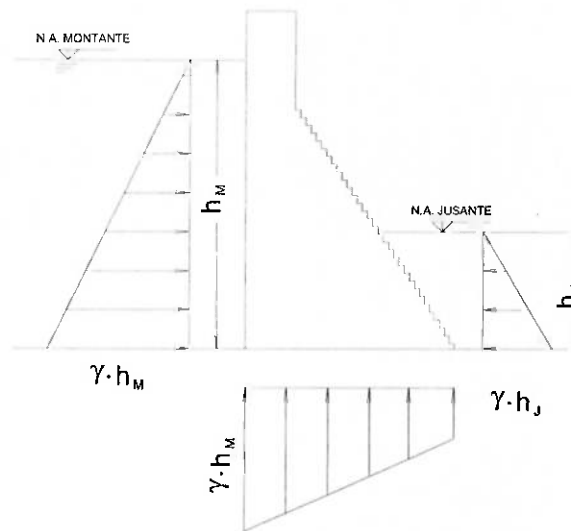


Figura 10.2.2: Pressões

Obs: Para este projeto, não será incluso a Galeria de Drenagem para diminuição da subpressão e do volume de concreto.

- Ação permanente

Nível Normal: $h_M = 20,2 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{Agua}} \cdot h_M = 10 \cdot 20,2 = 202 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{agua, M}} = \frac{\gamma_{\text{agua}} \cdot h_M^2}{2} = \frac{10 \cdot 20,2^2}{2} = 2040,2 \text{ kN/m}$$

Nível Normal: $h_J = 9,0 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{Agua}} \cdot h_J = 10 \cdot 9,0 = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{agua, J}} = \frac{\gamma_{\text{agua}} \cdot h_J^2}{2} = \frac{10 \cdot 9^2}{2} = 405,0 \text{ kN/m}$$

- Ação Excepcional

Nível Máx Maximorum: $h_M = 21,7 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{Agua}} \cdot h_M = 10 \cdot 21,7 = 217 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{agua, M}} = \frac{\gamma_{\text{agua}} \cdot h_M^2}{2} = \frac{10 \cdot 21,7^2}{2} = 2354,5 \text{ kN/m}$$

- Ações de Variações Volumétricas no Concreto

- Retração (permanente)

- Temperatura

Estruturas submersas (permanente)

Estruturas expostas (variável)

- Empuxos de Terra – Reaterro (Permanente)

Considerando:

$$\gamma_{\text{solo}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Coeficiente de Empuxo ativo: } K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \frac{1 - \sin(25)}{1 + \sin(25)} = 0,41$$

$$\text{Coeficiente de Empuxo passivo: } K_p = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = \frac{1 + \sin(25)}{1 - \sin(25)} = 2,46$$

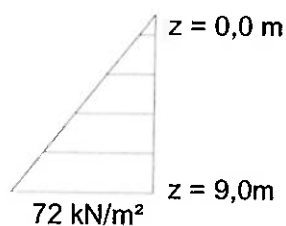
$$\text{Tensão ativa: } \sigma_a' = k_a \cdot \sigma_v' - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

$$\text{Tensão passiva: } \sigma_p' = k_p \cdot \sigma_v' + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}$$

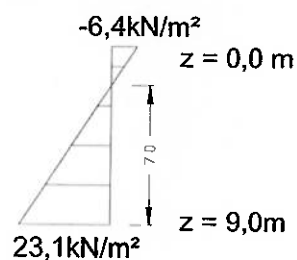
- Montante (Empuxo ativo)

Solo totalmente saturado ? $\gamma_{\text{solo sat}} = 8 \text{ kN/m}^3$

σ_v (Tensão efetiva vertical)



σ_a (Tensão ativa)



Empuxo ativo: para efeito prático de projeto e a favor da segurança, serão consideradas as tensões negativas.

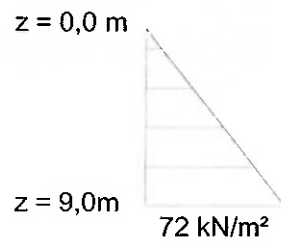
não

$$E_a = \frac{23,1 \cdot 7}{2} = 80,9 \text{ kN/m}$$

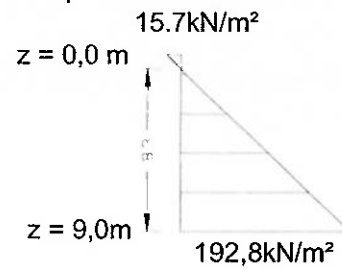
- Jusante (Empuxo passivo)

Solo totalmente saturado ? $\gamma_{\text{solo sat}} = 8 \text{ kN/m}^3$

σ_v (Tensão efetiva vertical)



σ_p (Tensão passiva)



Empuxo passivo: para efeito prático de projeto e a favor da segurança, não serão consideradas as tensões negativas.

$$E_p = \frac{192,8 \cdot 8,3}{2} = 800,1 \text{ kN/m}$$

Peso do Solo Saturado:

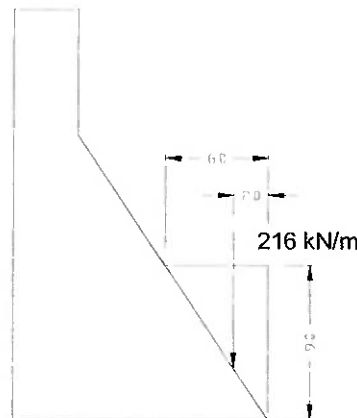


Figura 10.2.3: Peso do Solo Saturado

- Empuxos de Terra – Sedimentos (Permanente)

Causa:

Silte ? Deposição de material de assoreamento no pé de montante da barragem

Determinação:

Silte ? Pressão equivalente a um fluido com peso específico submerso $\gamma_s = 5 \text{ kN/m}^3$ e $h_s =$ altura do Volume Morto = 2,95m.

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Coeficiente de Empuxo ativo: } K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \frac{1 - \sin(25)}{1 + \sin(25)} = 0,41$$

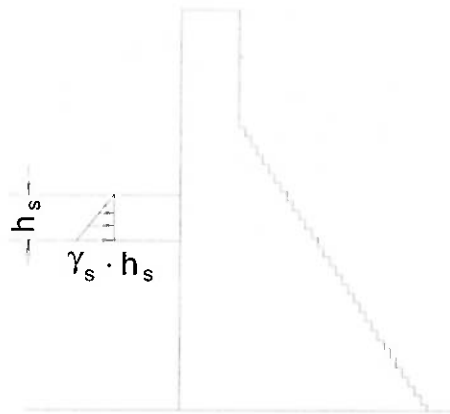


Figura 10.2.4: Empuxos de terra

$$h_s = 2,95 \text{ m}$$

$$\gamma_s \cdot h_s = 5 \cdot 2,95 = 14,75 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{se dim ento, M}} = \frac{\gamma_s \cdot h_s^2 \cdot k_a}{2} = \frac{5 \cdot 2,95^2 \cdot 0,41}{2} = 8,9 \text{ kN/m}$$

- Pressão Intersticial no Concreto

Causa: Percolação d'água pelo concreto (Mat. Hipótese permeável)

Pressões nas fissuras (Mat. Hipótese não permeável)

Obs: Concreto ? baixa permeabilidade. Recomenda-se considerar hipótese do concreto permeável devido à fissuração causada por retração, temperatura, tensões decorrentes do processo construtivo, etc.

Determinação: Hipótese concreto permeável

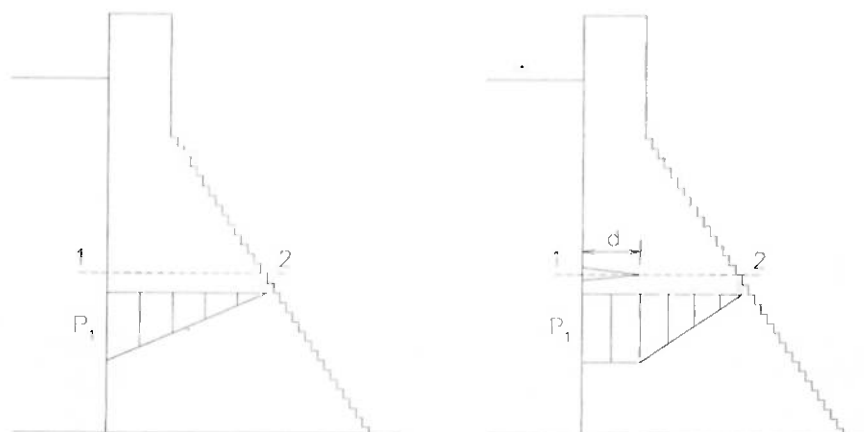


Figura 10.2.4: Pressão Intersticial no Concreto

Classificação: de acordo com os níveis que as definem

- Ações Sísmicas (Excepcional)

Causa: ocorrência de sismos na área da barragem

Determinação: na falta de estudos sísmicos mais acurados (Análise Dinâmica), o efeito é aproximado induzindo acelerações na barragem de componentes horizontal e vertical (frações da aceleração da gravidade g)

- Direção horizontal ? $0,05.g$
- Direção vertical ? $0,03.g$

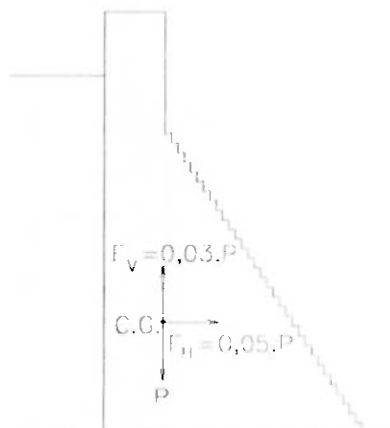


Figura 10.2.5: Ações Sísmicas

$$P = 4236,6 \text{ kN/m}$$

$$F_V = 0,03 \cdot 4236,6 = 127,1 \text{ kN/m}$$

$$F_H = 0,05 \cdot 4236,6 = 211,8 \text{ kN/m}$$

- Impacto de Ondas (Excepcional), Ação do Vento (Variável), Pressões Hidrodinâmicas e Ações de Equipamentos

Não serão consideradas

10.3 Tipos de Carregamentos

Carregamento: Conjunto das ações que tenham probabilidade na desprezível de ocorrerem simultaneamente durante a vida útil de construção.

10.3.1 Carregamento Normal (CN)

Combinação das ações que ocorrem com grande frequência durante o uso normal da construção.

Ações consideradas:

- Permanentes:
 - Peso Próprio
 - Pressões hidrostáticas e sub-pressões de níveis normais
 - Empuxo e peso de terra
- Variáveis:
 - Cargas acidentais de uso da construção
 - Pressões hidrostáticas e sub-pressões de níveis normais variáveis (normal máximo e normal mínimo)
 - Ações de variação volumétrica

10.3.2 Carregamento Excepcional (CE)

Combinação de ações de baixa probabilidade de ocorrência durante o uso da construção.

Composição: 1 ação excepcional acompanhada das demais ações normais

Ações consideradas:

- Permanentes
- Variáveis
- Excepcionais:
 - Pressões hidrostáticas e sub-pressões de níveis excepcionais (max maximorum e min minimorum)
 - Ações sísmicas

10.3.3 Carregamento Limite (CL)

Combinação das ações de muito baixa probabilidade de ocorrência durante o uso da construção.

Composição: 2 ações excepcionais acompanhada das demais ações normais

Ações consideradas:

- Permanentes
- Variáveis
- Excepcionais

10.3.4 Casos de Carregamentos

- Carregamento 1 (CN)

Nível Normal: $h_M = 20,2 \text{ m}$

Sedimento: $h_s = 2,95 \text{ m}$

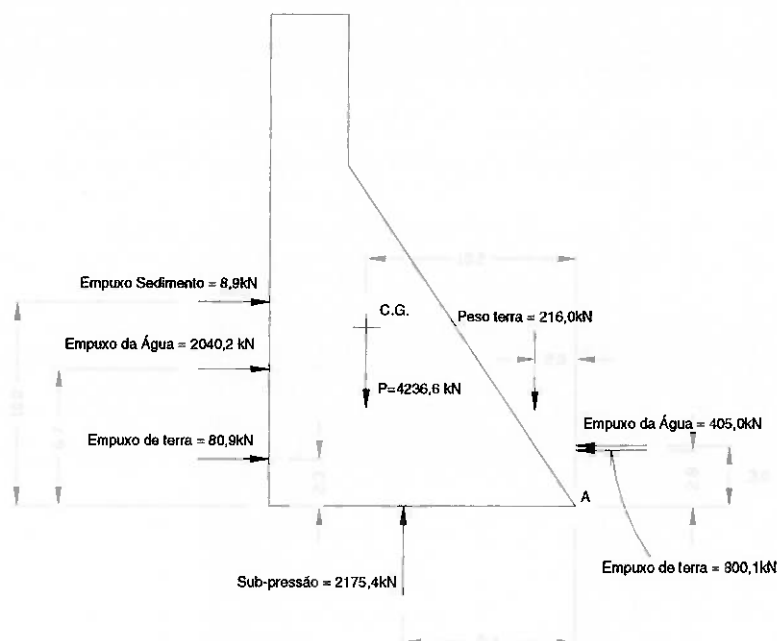


Figura 10.3.4.1: Casos de carregamentos

- Carregamento 2 (CE)

Nível Normal: $h_M = 20,2 \text{ m}$

Sedimento: $h_s = 2,4 \text{ m}$

Sismo

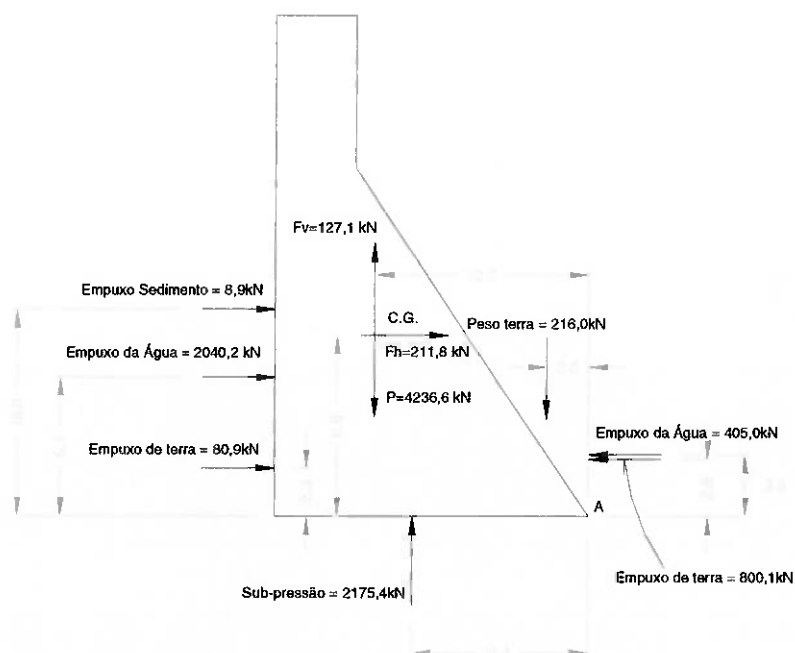


Figura 10.3.4.2: Casos de carregamentos

- Carregamento 3 (CE)

Nível Máx Maximorum: $h_M = 21,7$ m

Sedimento: $h_s = 2,4$ m

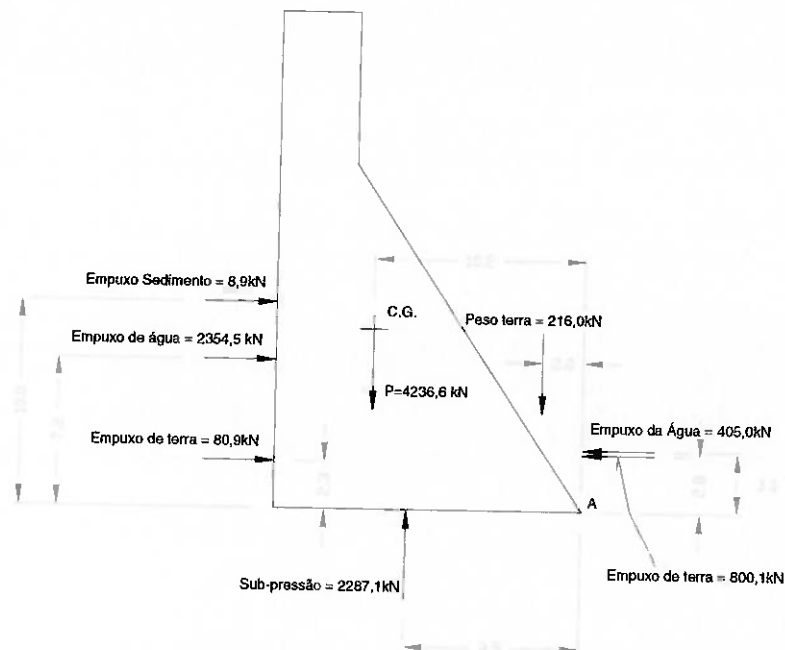


Figura 10.3.4.3: Casos de carregamentos

- Carregamento 4 (CL)

Nível Máx Maximorum: $h_M = 21,7$ m

Sedimento: $h_s = 2,4$ m

Sismo

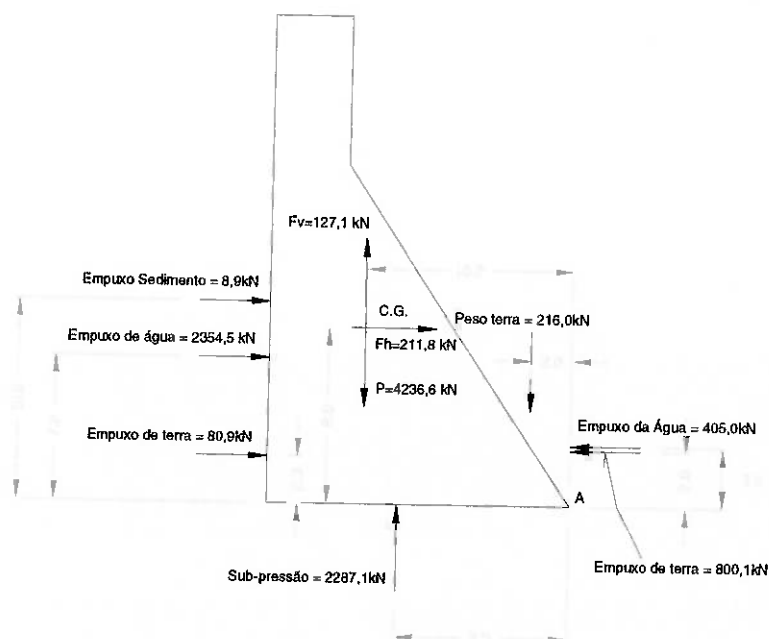


Figura 10.3.4.4: Casos de carregamentos

10.4 Segurança das Barragens

Atender aos requisitos estabelecidos pela Norma “Ações e Segurança das Estruturas” NBR 8681.

A estrutura e todos os seus elementos devem atender às condições impostas pela NBR 8681, no que diz respeito às verificações para Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, tendo em conta todas as combinações de ações correspondentes aos tipos de carregamentos descritos.

No Estado Limite Último deve ser verificada a perda global ou parcial das estruturas admitidas como corpo rígido.

No projeto de barragem corresponde a análises de estabilidade:

- Tombamento
- Deslizamento
- Flutuação

10.4.1 Fator de Segurança ao Tombamento (FST)

FST: é definido para cada tipo de carregamento uma relação entre momento estabilizante e o momento de tombamento, calculados em relação ao ponto (ou eixo) efetivo de rotação e considerando os valores característicos das ações.

$$FST = \frac{G_{SR} - G_{nR}}{Q_{nR}}$$

$G_{SR} - G_{nR}$ = somatória dos momentos das cargas verticais estabilizantes e não estabilizantes correspondentes ao peso próprio da estrutura + cargas permanentes mínimas.

Q_{nR} = somatória dos momentos das demais cargas externas atuantes na estrutura, estabilizantes ou não, tais como pressão hidrostática de montante e jusante, sub-pressões, etc.

10.4.2 Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)

FSD: é definido para cada tipo de carregamento em possíveis superfícies potenciais sobre as quais a estrutura possa sofrer deslizamento de corpo rígido.

Superfícies potenciais de deslizamento:

- Contato concreto-fundação

- Superfície de descontinuidade da fundação

Esforços resistentes que se opõem ao deslizamento:

- Atrito
- Coesão

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_R \cdot \operatorname{tg}(\phi)}{FSD_\phi} + \frac{\sum A \cdot c}{FSD_c}}{\sum H_R}$$

$\sum N_R$ = Resultante de todas as forças normais à superfície de deslizamento

$\sum H_R$ = Resultante de todas as forças paralelas à superfície de deslizamento

ϕ = ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento ? $\phi = 40^\circ$

A = Área efetiva do contato

c = coesão característica da superfície de deslizamento ? Rocha: c = 0

FSD_ϕ = Fator de redução da resistência por atrito

FSD_c = Fator de redução da resistência de coesão

10.4.3 Fator de Segurança à Flutuação

FSF: é definido para cada tipo de carregamento uma relação entre total das forças gravitacionais estabilizantes e o total das forças de sub-pressão.

$$FSF = \frac{\sum N_{RR}}{\sum N_{RS}}$$

10.5 Estado Limite Último de Perda do Equilíbrio – Verificação da Segurança

- Segurança ao Tombamento e Flutuação

	(CN)	(CE)	(CL)
FST >=	1,5	1,2	1,1
FSF >=	1,3	1,1	1,1

- Segurança ao Deslizamento

	(CN)	(CE)	(CL)
FSD _φ	1,5	1,1	1,0
FSD _c	3,0	1,3	1,2

- Análise da Estabilidade

Tabela 10.5.1: CN1

CN1					
Carregamento	V (kN/m)	H (kN/m)	a (m)	Mr (kN.m/m)	Mt (kN.m/m)
Peso Próprio	4.236,6		10,2	43.213,3	
Empuxo D'água Montante		2.040,2	6,7		13.669,3
Empuxo D'água Jusante		-405,0	3,0		-1.215,0
Empuxo terra Montante		80,9	2,3		186,1
Empuxo terra Jusante		-800,1	2,8		-2.240,3
Peso de terra Jusante	216,0		2,0		-432,0
Empuxo de Sedimentos		8,9	10,0		89,0
Subpressão	-2.175,4		8,4		18.273,4
Sismo Vertical	0,0		10,2	0,0	
Sismo Horizontal		0,0	8,8	0,0	
Total	2.277,2	924,9		43.213,3	28.330,5

Tabela 10.5.2: CN2

CE2					
Carregamento	V (kN/m)	H (kN/m)	a (m)	Mr (kN.m/m)	Mt (kN.m/m)
Peso Próprio	4.236,6		10,2	43.213,3	
Empuxo D'água Montante		2.040,2	6,7		13.669,3
Empuxo D'água Jusante		-405,0	3,0		-1.215,0
Empuxo terra Montante		80,9	2,3		186,1
Empuxo terra Jusante		-800,1	2,8		-2.240,3
Peso de terra Jusante	216,0		2,0		-432,0
Empuxo de Sedimentos		8,9	10,0		89,0
Subpressão	-2.175,4		8,4		18.273,4
Sismo Vertical	-127,1		10,2	-1.296,4	
Sismo Horizontal		211,8	8,8	-1.863,8	
Total	2.150,1	1.136,7		40.053,1	28.330,5

Tabela 10.5.3: CN3

CE3					
Carregamento	V (kN/m)	H (kN/m)	a (m)	Mr (kN.m/m)	Mt (kN.m/m)
Peso Próprio	4.236,6		10,2	43.213,3	
Empuxo D'água Montante		2.354,5	7,2		16.952,4
Empuxo D'água Jusante		-405,0	3,0		-1.215,0
Empuxo terra Montante		80,9	2,3		186,1
Empuxo terra Jusante		-800,1	2,8		-2.240,3
Peso de terra Jusante	216,0		2,0		-432,0
Empuxo de Sedimentos		8,9	10,0		89,0
Subpressão	-2.287,1		8,5		19.440,4
Sismo Vertical	0,0		10,2	0,0	
Sismo Horizontal		0,0	8,8	0,0	
Total	2.165,5	1.239,2		43.213,3	32.780,5

Tabela 10.5.4: CN4

CL4					
Carregamento	V (kN/m)	H (kN/m)	a (m)	Mr (kN.m/m)	Mt (kN.m/m)
Peso Próprio	4.236,6		10,2	43.213,3	
Empuxo D'água Montante		2.354,5	7,2		16.952,4
Empuxo D'água Jusante		-405,0	3,0		-1.215,0
Empuxo terra Montante		80,9	2,3		186,1
Empuxo terra Jusante		-800,1	2,8		-2.240,3
Peso de terra Jusante	216,0		2,0		-432,0
Empuxo de Sedimentos		8,9	10,0		89,0
Subpressão	-2.287,1		8,5		19.440,4
Sismo Vertical	-127,1		10,2	-1.296,4	
Sismo Horizontal		211,8	8,8	-1.863,8	
Total	2.038,4	1.451,0		40.053,1	32.780,5

Tabela 10.5.5: Verificação

	FST			FSD							FSF		
	FST	FST _{LIMITE}	Verificação	c	φ	FSD _c	FSD _φ	FSD	FSD _{LIMITE}	Verificação	FSF	FSF _{LIMITE}	Verificação
CN1	1,53	1,50	ok	0	36	3,0	1,5	1,19	1,00	ok	2,05	1,30	ok
CE2	1,41	1,20	ok	0	36	1,3	1,1	1,25	1,00	ok	1,99	1,10	ok
CE3	1,32	1,20	ok	0	36	1,3	1,1	1,15	1,00	ok	1,95	1,10	ok
CL4	1,22	1,10	ok	0	36	1,2	1,0	1,02	1,00	ok	1,89	1,10	ok

11 Custos

11.1 Introdução

O objetivo de nosso trabalho foi o estudo e desenvolvimento de uma nova alternativa (CCR) com o intuito de compararmos com a barragem de terra já existente.

Neste item, iremos discutir e comparar os custos reais envolvidos no projeto original da barragem de terra e alguns dos custos da nossa barragem de concreto compactado a rolo.

11.2 Barragem Original de Terra

A barragem do rio Biritiba, no município de Biritiba Mirim, foi construída no contexto do projeto de despoluição da Bacia do rio Tiete. É uma barragem de terra, com 26 metros de altura e 500 metros de comprimento. Lançamento de solo mais argiloso a montante com talude protegido com enrocamento e talude de jusante com plantio de grama. As camadas foram compactadas a cada 30 centímetros e, no meio do maciço, há um filtro vertical, ligado a um horizontal. Possui capacidade para armazenar cerca de 34,4 bilhões de litros de água, e seu lago, no nível máximo inundará uma área de 382 alqueires. Drena 75 quilômetros quadrados, com vazão regularizada de 1,74 metros cúbico por segundo. Possui um vertedor livre do tipo tulipa. É de uso múltiplo, contribuindo para o abastecimento público, para o controle das inundações de cidades a jusante e ainda para a irrigação e lazer.

O investimento previsto foi de 16,9 milhões de reais e o investimento real foi de 24,9 milhões de reais. 75% do projeto total teve apoio financeiro do Japan Bank for International Cooperation (JBIC), através do The Overseas Economic Cooperation Fund (OECF). A empresa Constran S/A – Construções e Comércio foi responsável pela execução da barragem.

O investimento de acompanhamento técnico das obras, consultoria e gerenciamento foi feito pelo consórcio Themag-Vetec e custou cerca de 1 milhão de reais, sendo 98,5% financiado pelo Governo do Japão.

Os custos de desapropriações referentes à canalização do rio Cabucú de Cima e execução das obras das barragens do Paraitinga e Biritiba (1977 a 2001) foi de 49,95 milhões de reais, sendo 100% provenientes de recursos do tesouro.

Em decorrência do Plano de Desenvolvimento Sustentável para o Município de Biritiba-Mirim, houve a utilização de 990 mil reais de recursos para compensação ambiental. Esses recursos foram repassados na forma de obras, aquisição de bens e equipamentos, realização de cursos voltados para o ecoturismo, assistência para o desenvolvimento da agricultura sustentável e

soluções para a coleta e disposição adequada de resíduos sólidos, trazendo melhoria na qualidade de vida e na geração de empregos, além de incremento na renda do município.

Mais detalhes dessas idéias podem ser resumidas nas seguintes tabelas:

- Investimentos/Obras:

Investimento Previsto: R\$ 16,9 milhões.

Investimento Real: R\$ 24,9 milhões.

Ano	Investimento Realizado em 1998*	Investimento Realizado em 2000*	Investimento Realizado em 2001*	Investimento Realizado Total*	Execução Física
1998	0,74	-	-	0,74	4,58%
2000	-	18,94	-	19,68	73,1%
2001	-	-	4,49	24,17	98,5%

* Valor dos Investimentos em R\$ milhões.

- Consultorias e Gerenciamento:

Empresa	Valor Atual	Realizado até 2000	Realizado em 2001	Realizado Total	Execução Física
Themag / Vetec	1,00	0,92	0,08	1,00	100%

* Valor dos Investimentos em R\$ milhões.

- Desapropriações:

Desapropriações referentes à canalização do rio Cabucú de Cima e execução das obras das barragens do Paraitinga e Biritiba (1977 a 2001):

Valor Atual*	Realizado até 2001*	Realizado em 2002*	Realizado Total*	Execução Física (%)
49,95	46,94	3,01	49,95	100

* Valor dos Investimentos em R\$ milhões.

11.3 Barragem Estudada de CCR:

A avaliação do custo da barragem do nosso trabalho foi extraída nos preços unitários, em dólares, de um estudo da barragem de Franca de 1994. Escolheu-se o dólar como moeda base devido à dificuldade de análise e a obtenção de valores irreais na atualização dos valores para moeda real. Os dados da inflação brasileira deste período são distorcidos porque pegaram justamente a transição do Cruzeiro Real para o Real.

O principal objetivo deste tópico é mostrar a ordem de grandeza do custo da barragem de CCR. Nos nossos cálculos consideramos somente os volumes de terra, concreto e CCR. Para uma maior precisão seria necessário coletarmos dados mais detalhados deste projeto, o que não foi possível obter na realidade.

A tabela 11.3.1 nos mostra esses resultados:

Tabela 11.3.1: Custo da Barragem de CCR em US\$

Item	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
1. Aquisição de Terras	ha		1550,00	0,00
2. Desvio dos Rios				
Escavação em solo	m ³	16.942,50	4,50	76.241,25
Escavação em rocha	m ³		15,00	0,00
Ensecadeiras - solo	m ³	13.233,83	8,50	112.487,51
Ensecadeiras - enrocamento	m ³		12,60	0,00
Estrutura da Galeria	m ³		390,00	0,00
Sub-Total do item 2				188.728,76
3. Barragem de Concreto + T.Água				
Escavação em solo	m ³	152.271,92	4,50	685.223,65
Escavação em rocha	m ³		15,00	0,00
Concreto Compactado a Rolo	m ³	61.800,62	70,00	4.326.043,68
Concreto fck = 25MPa	m ³	10.739,69	204,00	2.190.896,15
Estrutura da Tomada d'Água	m ³		350,00	0,00
Estrutura da Ponte sobre o Vertedouro	m ³		350,00	0,00
Aço na barragem de concreto	kg		1,23	0,00
Sub-Total do item 3				7.202.163,48
Sub-Total Geral				7.390.892,24
4. Eventuais	%	15		1.108.633,84
5. Custos Indiretos	%	15		1.274.928,91
6. Juros Durante a Construção	%	1,72		168.120,63
7. Custo Total				9.942.575,62

11.4 Comparação

A comparação dos custos totais das duas barragens foi baseada no dólar comercial venda de cada época. Optamos pela escolha das taxas que provocam o cenário mais pessimista. Esses resultados podem ser resumidos na seguinte tabela 11.4.1:

Tabela 11.4.1: Diferença percentual das Duas Alternativas

Barragem	Custo em Reais	Taxa Dólar	Custo em Dólares	Diferença
CCR	9.942.575,62	1,0000	9.942.575,62	22,71%
Terra	24.900.000,00	1,9357	12.863.563,57	

Valor Atual da Barragem de CCR

O valor atual da construção da nossa barragem para o ano de 2006 é calculado através da correção do valor do nosso resultado pela inflação no período e pelo câmbio atual, que foram de 270,05% e 2,1819, respectivamente. O valor obtido foi de R\$ 16.862.774,15. Os resultados estão na tabela 11.4.2:

Tabela 11.4.2: Valor Atual do Investimento da Obra de CCR

Total 1994 (R\$)	IGP-M (%)	Total 2006 (R\$)	Taxa Dólar	Total 2006 (US\$)
9.942.575,62	202,647	36.792.371,20	2,1819	16.862.774,15

11.5 Índices

Fazendo uma estimativa de alguns índices interessantes a título de ordem de grandeza, temos:

- Adotando uma demanda per capita de 200 l/hab/dia e recuperando os dados de custo total da barragem de CCR de R\$ 16.862.774,15 e Q_{reg} de 130.896 m³/dia, temos:
- População Atendida = $130.896 / 0,2 = 654.480$ habitantes
- Custo Total por habitante = $16.862.774,15 / 654.800 = 25,77$ Reais
- Custo/m³/s = $16.862.774,15 / 1,52 = 11.130.543,99$ Reais/m³/s

11.6 Viabilidade Econômica

Um parâmetro de decisão seria considerar que a viabilidade da construção da barragem é garantida se o retorno dos investimentos for, no mínimo, semelhante à remuneração acumulada pelo CDI do período, ou seja, deve ser acima do custo de oportunidade da economia brasileira.

A receita operacional será proveniente da comercialização da água bruta tanto para agricultores, indústrias (se houver demanda). Uma forma indireta de receita, mas de difícil mensuração, seria o ganho financeiro e social obtido com a economia de possíveis gastos dos prejuízos causados pelas inundações.

11.7 Avaliação de Investimento

O valor do projeto é baseado na sua capacidade de gerar fluxos de caixa futuros, ou seja, capacidade de gerar renda econômica. A avaliação do investimento poderia ser feita pelos seguintes métodos:

a) Pay-back: tempo de recuperação do investimento, ou seja, quantos anos decorrerão até que o valor presente do fluxo de caixa previstos se iguale ao montante do investimento inicial.

Estimativa:

Considerando uma cobrança de R\$ 3,00/m³ de água distribuída + coleta e tratamento de esgoto, temos:

$$\text{- Custo/m}^3/\text{s} = 16.862.774,15 / 1,52 = 11.130.543,99 \text{ Reais/m}^3/\text{s}$$

$$\text{- Custo.s} = 11.130.543,99 / 3 = 3.710.181,33 \text{ Reais.s}$$

$$\text{- Pay-back} = 3.710.181,33 / 86.400 = 43 \text{ dias}$$

b) Valor Presente Líquido: mede o valor presente dos fluxos de caixa gerados pelo projeto ao longo da sua vida útil. O projeto de investimento de capital é economicamente viável sempre que o VPL for positivo.

c) Taxa Interna de Retorno: taxa de retorno esperada do projeto de investimento. O projeto de investimento é economicamente viável se a TIR exceder o custo de oportunidade de capital.

12 Modelos Físicos Reduzidos

São ferramentas utilizadas em diversos ramos da engenharia civil com o objetivo de complementar os cálculos dos modelos matemáticos de projetos muito grandes como barragens, usinas hidrelétricas e prédios sujeitos a ventos ou a terremotos.

Parte-se do princípio que dois escoamentos são iguais quando, em pontos homólogos, apresentam semelhança geométrica e os valores das grandezas dinâmicas são proporcionais à escala geométrica.



Figura 12.1: Modelos Físicos Reduzidos

A semelhança completa entre dois escoamentos é obtida quando se consegue a igualdade entre todos os adimensionais que interessam ao fenômeno, mas a experiência mostra que para o estudo de determinados eventos alguns adimensionais são mais importantes que, podendo-se desprezar a igualdade dos demais sem prejuízo da modelação.



Figura 12.2: Modelos Físicos Reduzidos

Assim para escoamentos a superfície livre, o adimensional representativo é o número de Froude, que relaciona as forças de inércia com as gravitacionais.

Nessa área de modelos reduzidos de obras hidráulicas, o CTH já desenvolveu estudos sobre inúmeras estruturas hidráulicas de barragens e obras costeiras. No caso das barragens, os modelos servem para estudos a partir do instante inicial de fechamento do rio, quando se definem o material das ensecadeiras, com o lançamento das mesmas até o detalhamento das estruturas hidráulicas do “corpo” da barragem.

13 Aspectos Sócio Ambientais

13.1 Estudo de Viabilidade

Os Estudos de Viabilidade compreendem o detalhamento dos Estudos Básicos e a eleição da alternativa de maior consistência nos planos físico, econômico, social, financeiro e ambiental.

Compreendem os Estudos Básicos um conjunto de levantamentos técnicos em escala detalhada, que servirão de base para a planificação física dos projetos que , contará com levantamentos cartográficos e estudos de climatologia, geologia, geotécnica, hidrologia, hidráulica e outros que se fizerem necessários para completar, identificar ou embasar o empreendimento.

A consistência no plano econômico-social compreende estudos de impacto social para aferir a relação benefício/custo da obra que, para efeito de viabilidade, deverá ser superior à unidade.

Os Estudos de Viabilidade deverá conter, também, levantamento topográfico complementar, cadastro simplificado de terras e benfeitorias e orçamento de todos os itens.

A viabilidade financeira do projeto e sua auto sustentabilidade operacional estarão asseguradas quando o mesmo, em funcionamento, proporcionar receitas superiores aos custos operacionais, ou dispuser de fonte de recursos para financiar o déficit, durante toda a vida útil, quando as receitas não forem suficientes para cobrir os custos operacionais.

Os estudos ambientais deverão ser elaborados de acordo com legislação ambiental pertinente. Além dos impactos ambientais diretos, os estudos ambientais deverão identificar eventuais impactos indiretos e propor as medidas mitigadoras correspondentes, cujos custos também deverão fazer parte do orçamento geral do projeto e das planilhas de preços das obras.

13.2 Viabilidade Técnica

A viabilidade técnica está diretamente ligada a diversos itens referentes à construção da barragem e à tecnologia existente e disponível atualmente. Alguns dos fatores necessários para análise da viabilidade técnica da construção de uma barragem são:

- Mão de obra disponível na região
- Materiais de construção em geral
- Estradas de acesso
- Facilidade na instalação de canteiro de obra, acampamento do pessoal, água, energia elétrica, etc.
- Determinação do tipo de barragem
- Determinação do eixo da barragem
- Determinação da fundação da barragem

- Determinação de área inundada
- Relocações
- Método construtivo
- Desvio do rio / Ensecadeiras
- Verterdor
- Casa de Máquinas
- Tomada de Água
- Equipamentos de mobilização e desmobilização

Podemos concluir que a análise de viabilidade técnica da barragem é positiva com o emprego tecnológico atual independentemente de uma análise econômica.

Para uma situação mais real, deve-se fazer uma análise técnico-econômica do empreendimento. Só assim, conclui-se qual a melhor alternativa dentre as inúmeras possibilidades.

13.3 Viabilidade Econômica

Para a realização da viabilidade econômica alguns dos indicadores são mais conhecidos e utilizados são a relação custo / benefício e a relação custo marginal / benefício marginal.

A relação custo marginal / benefício marginal é a mais adequada pois considera o incremento de custo para se ter um incremento de benefício. Dessa forma, o ponto ótimo ocorre quando custo marginal igual benefício marginal.

A análise deve ser embasada nos dados físicos coletados e na adoção de algum critério para converter benefícios e custos não mensuráveis (custos ambientais e benefícios na área de recreação e turismo, por exemplo) em unidade monetária padrão para comparação.

Abaixo é apresentada uma relação a seguir para uma análise econômica sensata:

❖ Mapa de situação

❖ Identificação e área de influência

- Área de influência
- Caracterização da área de influência
 - ✓ Aspectos sócio-econômicos
 - ✓ População atual e crescimento
 - ✓ Atividades econômicas
 - ✓ Infra-estrutura econômica-social
 - ✓ Uso da terra
 - ✓ Turismo

- Oferta da infra-estrutura já existente
- Demanda atual e projeção
- Alternativas dos projetos
- ❖ **Características dos projetos**
 - Descrição do empreendimento
 - ✓ Características climáticas
 - ✓ Características técnicas
 - Estudo de alternativas
- ❖ **Avaliação sócio-econômica-ambiental**
 - Metodologia da avaliação
 - ✓ Custo x Benefício
 - ✓ Custo marginal x Benefício marginal
 - Estimativa de benefícios
 - ✓ Benefícios diversos
 - Controle de enchentes
 - Irrigação
 - Desenvolvimento de mercados
 - Abastecimento
 - Recreação e turismo
 - Aproveitamento hidrelétrico
 - ✓ Conversão de benefícios ambientais e sociais em moeda
 - ✓ Benefícios unitários
 - Estimativa dos custos
 - ✓ Custos diversos
 - Poluição do curso de água
 - Custo da terra inundada (população afetada, estradas, etc)
 - Custos ambientais
 - ✓ Custos de investimentos
 - ✓ Custos unitários
 - Estimativa dos indicadores econômicos
 - Análise de sensibilidade (entre as diversas alternativas)

Como os gastos e benefícios mais diversos ocorrem ao longo do tempo num empreendimento de infra-estrutura tão complexo como uma barragem e para que a análise econômica seja

representativa é necessário trazer todos os valores, custos e benefícios, para o Valor Presente Líquido (VPL).

A Taxa Interna de Retorno (TIR), como se sabe, é a taxa de juros implícita no fluxo de benefícios líquidos, ou seja, a taxa que anula o VPL. Por este critério, um projeto será economicamente viável se sua TIR for igual ou superior à taxa mínima de atratividade dos investidores.

13.4 Viabilidade Financeira

Cabe inicialmente discutir um aspecto que gera muito mal entendido na análise financeira de um programa de infra-estrutura. Trata-se do conceito impropriamente chamado de "recursos a fundo perdido". A confusão que envolve este conceito provém de uma aplicação indevida, a investimentos públicos, de critérios típicos da empresa privada.

A empresa privada, em condições normais, tem de recuperar a totalidade de seus custos por meio da venda de seus produtos. Assim sendo, os preços de venda devem ser tais que permitam absorver a totalidade destes custos e ainda proporcionar uma margem de lucro. O setor público, porém, se financia principalmente através da arrecadação de impostos, a qual, de maneira geral, está positivamente correlacionada com o nível de atividade econômica. Portanto, mesmo que não seja possível recuperar através da cobrança de tarifas os recursos públicos aplicados em determinado empreendimento, isto não quer dizer, necessariamente, que tais recursos tenham sido aplicados "a fundo perdido". Mesmo falando em termos estritamente financeiros, se o referido empreendimento for realmente importante para o desenvolvimento econômico, o setor público poderá recuperar os recursos aplicados por meio do incremento da arrecadação de impostos, proporcionado por este desenvolvimento. Naturalmente, não é fácil isolar e medir os impactos tributários positivos, diretos e indiretos, de um empreendimento de infra-estrutura, mas isto não impede que o referido fenômeno ocorra de fato.

Enquanto que para os projetos de irrigação, os benefícios econômicos estão estreitamente relacionados ao aspecto financeiro, pois corresponde à renda líquida do agricultor, o mesmo não ocorre em relação aos projetos de água para abastecimento. Para estes, como foi visto, os benefícios econômicos derivam, indiretamente, da utilidade auferida pelo consumidor final da água tratada, utilidade esta que não deve, em qualquer hipótese, servir de referência para tarifação. Assim sendo, a faixa de valores considerada como razoável para fins de eventual tarifação da água de abastecimento não pode ser baseada nos benefícios econômicos destes projetos, mas sim na experiência de mercado em relação aos níveis tarifários usualmente praticados na região.

A análise financeira não pode ser feita por projeto, mas sim por tipo de projeto, a saber, perímetros públicos de irrigação, irrigação espontânea e água de abastecimento. Todos os valores devem ser utilizados na análise financeira a preços de mercado.

A preocupação da análise financeira restringe-se em investigar em que medida os custos totais do programa de implantação, por tipo de projeto, poderiam ser cobertos por receita tarifária, independentemente de já existir ou não base legal para a cobrança destas tarifas. Os resultados destas análises, inclusive, podem indicar se vale a pena ou não pressionar para a criação de tal base legal.

O que ocorre de fato na análise financeira é verificar o melhor que se pode fazer tecnicamente com os valores liberados pelos investidores. Caso alguma proposta se apresente muito mais vantajosa, porém supere os valores já acordados com os atuais investidores, podem-se buscar novos investidores e fundos para que a proposta se viabilize financeiramente.

13.5 Viabilidade Social

As desigualdades na redistribuição dos ganhos proporcionados por grandes investimentos são um dos principais focos de atenção por parte dos decisores. A agregação dos ganhos e perdas recorrendo simplesmente à soma de ambos, leva a desigualdade entre grupos, dado que o ganho ou a perda de uma unidade monetária significa mais para pobres do que para ricos. Em meados da década de 70 alguns analistas sentiram a necessidade de introduzir a questão da distribuição na metodologia de análise. A idéia base consiste na desagregação dos benefícios e custos do projeto, e na aplicação de diferentes pesos de acordo com o seu impacto social. Ou seja, identificam-se custos e benefícios para cada um dos grupos sociais e impõe-lhes diferentes pesos. *Distributional weights* refletem o significado social de uma alteração no rendimento das pessoas, segundo o princípio de que o efeito (dos benefícios e custos) sobre o rendimento tem impactos diferentes de acordo com o segmento da população em que incidem. Uma unidade adicional de rendimento tem um valor diferente consoante o nível de bem-estar do beneficiário. Por outras palavras, os pesos refletem a utilidade marginal social do rendimento.

No entanto, duas grandes dificuldades se levantam:

- A não existência de um firme fundamento técnico para fazer o cálculo de peso;
- Imputar custos e benefícios a diferentes grupos revela-se problemático.

Isto porque se introduz certa arbitrariedade no processo e uma variabilidade tal (utilidades variam de ano para ano e de local para local) que leva a impraticabilidade desse método. A questão, portanto caminha para o campo político e necessita de discussões a respeito.

No entanto, integra-se na perspectiva já abordada da primazia à eficiência e pouco acrescenta ao problema da equidade. Parece óbvio que por o “bolo” crescer não significa que todos tirem partido na mesma proporção.

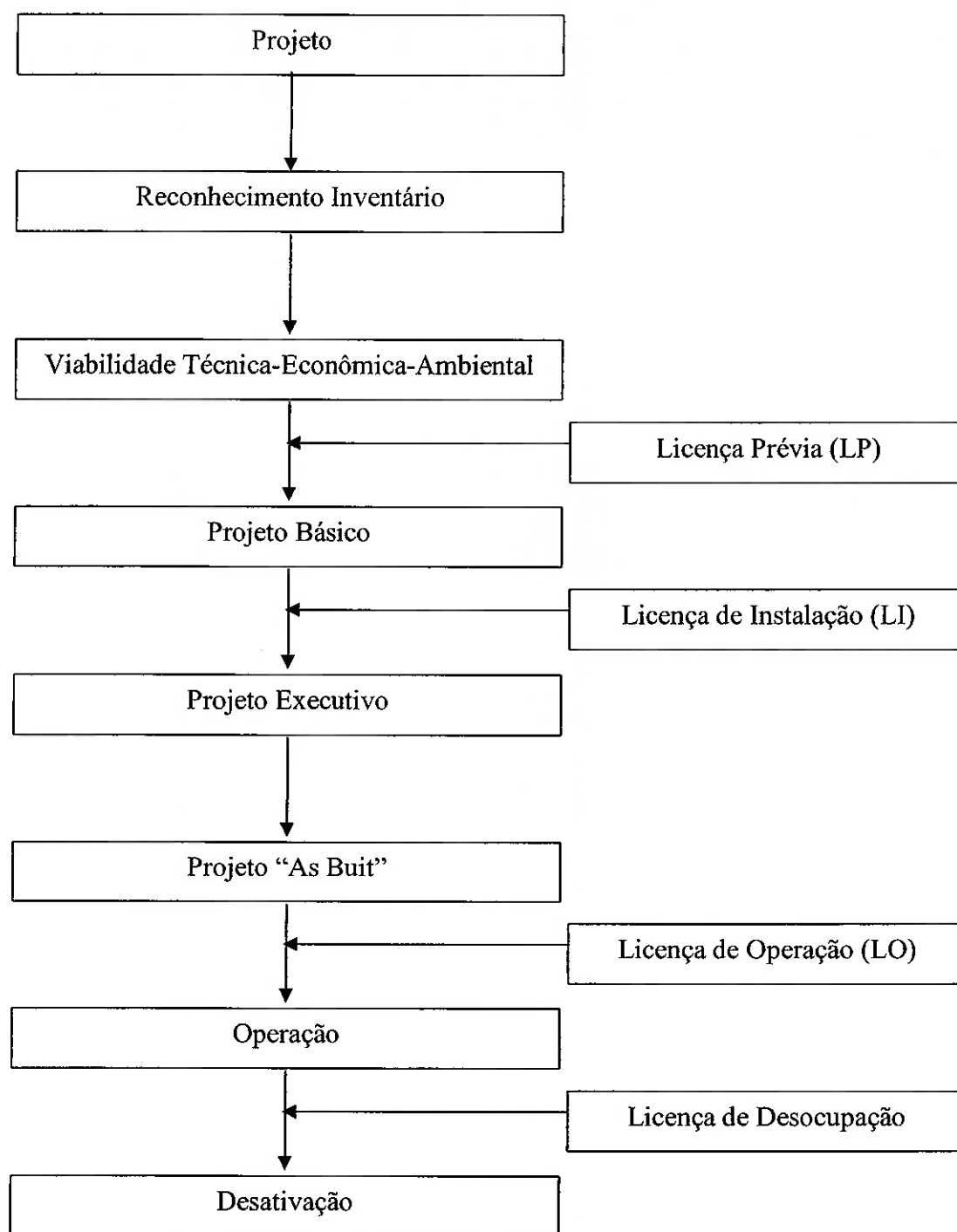
Conclui-se, contudo que a decisão é meramente política, arbitrária e com isso, passível de corrupções e beneficiários preferenciais. Portanto, é necessário que haja controle sobre tais decisões.

13.6 Viabilidade Legal

Alguns dos critérios que devem ser seguidos para estudo, construção e operação :

- Adequação à Legislação (leis, decretos, resoluções, etc)
- Legislação Federal – Código de Águas
- Determinação do Governo Federal (Ministério de Minas e Energia – DNAEE)
- Determinação do Governo Estadual (DAEE)
- Concessões existentes
- Obras existentes que dependem do curso de água
- Vazões necessárias a jusante
- Pedido de Licenças
- Outorga sobre o uso da água, etc

Figura 13.6.1: Fluxograma



O Processo de Avaliação de Impacto Ambiental numa Gestão Ambiental visa um conjunto de medidas técnicas e gerenciais de modo a buscar a adequação quanto a Legislação Ambiental. Nessa busca temos os seguintes itens a destacar:

- Impactos Negativos
 - Evitar
 - Minimizar (mitigar)
 - Compensar
- Impactos Positivos
 - Maximizar
- Análise de Riscos
- Plano de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD)
- Monitoramento e Acompanhamento
- Comunicação Social
 - Sociedade
 - ONGs
 - Órgão Oficial

13.7 Viabilidade Ambiental

A viabilidade ambiental é realizada através de um processo de Avaliação de Impacto Ambiental (AIA) que compreende as seguintes etapas:

- Caracterização : Alts. do empreend. e do Ambiente
- Identificação preliminar dos impactos
- Identificação dos impactos relevantes
- Estudo de base (Diagnóstico)
- Identificação definitiva dos Impactos
- Previsão dos Impactos
- Avaliação dos Impactos
- Plano de Gestão
- EIA - RIMA

Dentro de um plano de gestão ambiental podemos propor:

- Medidas Mitigadoras
 - Evitar Impactos e Prevenir Riscos
 - Reduzir ou Minimizar Impactos Negativos
 - Compensar Impactos Negativos
 - Recuperação de Ambientes Degradados
- Prevenção de Riscos
- Medidas Compensatórias
- Medidas de Valorização dos Impactos Benéficos
- Estudos Adicionais
- Plano de Monitoramento

Os possíveis impactos sócio-ambientais facilmente previsíveis com a construção da barragem e reservação de água são listados abaixo:

- **Meio Físico**
 - Qualidade das águas superficiais
 - Submersão das várzeas
 - Criação de novos ambientes
 - Alteração da hidrodinâmica dos rios
 - Decomposição de fitomassa

- Alteração do IQA
 - Redução de oxigênio dissolvido
 - Elevação do grau trófico
- Erosão e assoreamento
 - Desencadeamento de processos erosivos
 - Alteração no IQA das áreas adjacentes
 - Assoreamento das drenagens das áreas adjacentes
 - Turbidez e cor das águas
 - Elevação do nível do lençol freático
 - Instabilidade das margens
- Atividades minerárias
- Áreas de empréstimo, bota-foras e canteiros

○ **Meio Biótico**

- Alteração de ecossistemas terrestres
- Alteração de ecossistemas aquáticos

○ **Meio Antrópico**

- Alteração das formas de uso e ocupação do solo
- Alteração das relações sócio-culturais
- Geração de empregos e renda
- Desapropriação e eliminação de terras agricultáveis
- Proliferação de vetores
- Impacto sobre a infra-estrutura física instalada

Tabela 13.7.1: Exemplo de lista de checagem para identificar impactos ambientais

IMPACTOS GERADOS	ETAPAS DE INTERVENÇÃO			
	PROJETO	CONSTRUÇÃO	OPERAÇÃO	DESMOBILIZAÇÃO
1. Sobre a água				
1.1. Contaminação				
1.2. Redução de volume			X	X
1.3. Alteração de uso		X		
2. Sobre o ar				
2.1. Contaminação				
2.2. Aumento de ruídos		X		X
2.3. Presença de maus odores				X
3. Sobre o clima				
3.1. Mudança de temperatura			X	
3.2. Aumento de chuvas			X	
3.3. Aumento da evaporação			X	
4. Sobre o solo				
4.1. Perda de solos		X		
4.2. Acidificação		X		
4.3. Salinização		X		
4.4. Divisão de regiões anteriormente ligadas		X		
4.5. Inundação de vias		X		
5. Sobre vegetação e fauna				
5.1. Perda da biodiversidade		X		
5.2. Alteração sobre espécies endêmicas		X		
5.3. Alteração sobre espécies protegidas		X		
6. Sobre o clima				
6.1. Perda de base de recursos		X		
6.2. Perda de recursos arqueológicos		X		
6.3. Transferência da população				
7. Outros				
7.1. Perda de paisagem		X		X
				170

A fim de facilitar o estudo ambiental é apresentado abaixo uma relação de itens necessários para um planejamento ambiental adequado.

- **Reconhecimento (Estudos Prévios/Pré-Viabilidade)**

- Seleção e determinação de temas de estudo;
- Levantamentos expeditos de campo;
- Cartas temáticas em escalas iguais ou menores que 1:250.000;
- Estudos prévios de Inserção Regional.

- **Viabilidade**

- Elaboração de estudos ambientais de apoio à tomada de decisão;
- Elaboração dos estudos de alternativas;
- Aprofundamento dos levantamentos prévios em escalas que podem variar de 1:50.000 a 1:5.000;
- Escolha da alternativa ambiental mais viável, em razão da relação Benefício/Custo (sócio, técnico, econômico, ambiental);
- Semidetalhes em cartas temáticas/estudos temáticos;
- Detalhamento dos estudos de Inserção Regional e Sustentabilidade Ambiental;
- Sistema de Gestão Ambiental.

- **Projeto Básico**

- Cartas temáticas detalhadas;
- Caracterização temática plena do componente ambiental (biótico, abiótico e antrópico);
- Identificação e valoração dos Impactos Ambientais (positivos e negativos);
- Elaboração dos programas de mitigação dos impactos negativos;
- Plano de Controle Ambiental de Obras.

- **Projeto Executivo e Implantação**

- Educação Ambiental para operários;
- Controle ambiental de obras;
- Relatórios de Acompanhamento e Controle;
- Articulação Institucional.

- **Operação (Fase inicial até 4 anos)**

- Educação Ambiental;
- Monitoramentos diversos (flora, fauna, recursos hídricos, etc);
- Apoio aos produtores.

Apresentamos anexo um modelo do formato para apresentação de estudo de impacto ambiental (EIA) e respectivo relatório de impacto ambiental (RIMA) de sistemas de drenagem, incluindo barragens.

14 Considerações Finais

Podemos dizer que os objetivos do trabalho de formatura foi alcançado. Uns com mais sucesso e outros com menos. Durante o trabalho tivemos a possibilidade de sentir a dificuldade e a complexidade de um projeto real de engenharia, relembramos e consolidamos assuntos que estudamos durante os cinco anos de graduação, estimulamos uma visão e um raciocínio prático de um problema, aplicamos a multidisciplinaridade e trabalhamos em equipe.

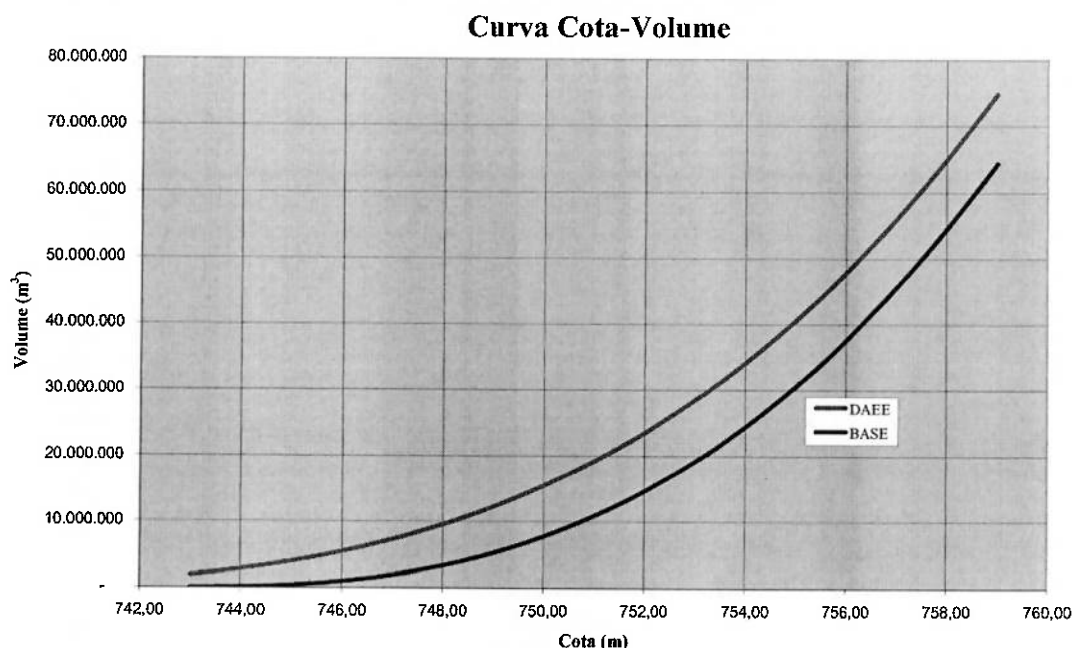
Durante o nosso projeto nos deparamos com os seguintes problemas:

- Falta de bibliografia prática, recente, didática e mais específica sobre CCR.

- Falta de obtenção de diversos dados. Isso nos obrigou a somente citar certos assuntos, excluir outros e a simplificar certas análises. Como por exemplo, a falta de um mapa de jazidas da região para definição da produção do concreto. Também não obtivemos dados completos de sondagens do solo, o que nos levou a considerar uma cota fictícia para o nível do maciço rochoso. De certa forma, pecamos em não dar a atenção devida ao aspecto geológico e geotécnico no início do trabalho. Nos preocupamos basicamente com a parte hidrológica e hidráulica. Sendo assim, o trabalho foi avançando e começamos a pesquisar sobre os métodos construtivos do CCR. Quando nos deparamos com a necessidade de apoiar uma estrutura em CCR no maciço rochoso, o trabalho já estava num nível bastante avançado e a volta para uma nova alternativa seria inviável. Como solução adotamos o nível do maciço rochoso à 9,0 metros abaixo do nível do solo. A definição deste nível foi devido ao fato da barragem de terra original estar apoiada nesta mesma cota. Assim, poderíamos comparar os custos de construção entre os dois métodos.

- Problemas nos resultados do cálculo do nível máximo normal efetuado no primeiro semestre. Basicamente, o problema consistia na definição da cota correta de referência do projeto da nossa barragem de CCR. Houve uma variação entre os dados da curva cota-volume que utilizamos no primeiro semestre (fornecidos pelo DAEE) com os resultados levantados pela Base Aerofotogrametria e Projetos S.A. No primeiro semestre tínhamos em mão apenas a curva cota-volume do DAEE, mesma curva utilizada no projeto original. Com estes dados, obtivemos valores exagerados de volume útil e volume morto. Esse problema foi contornado através de estudos de plantas de topografia da região somada com a substituição dos dados obtidos com o DAEE pelos

levantados pela Base (que descobrimos estar mais correta e coerente com a realidade). Essa variação de dados pode ser melhor observada na comparação das curvas cota-volume a seguir:



Uma outra diferença que notamos em relação ao projeto original foi o dimensionamento do vertedor. O vertedor original (Tulipa) tem 6,0 metros de diâmetro, o que leva a uma comprimento linear de 28,3 metros. Para o nosso projeto, o vertedor possui apenas 5,0 metros linear. Percebemos que a altura da lâmina d'água vertente variava pouco quando diminuíamos a largura do vertedor. Fizemos os cálculos para vertedores com 5,0, 10,0 e 20,0 metros de largura. Como a variação foi pequena, adotamos 5,0 metros.

- Tentativa ou não da definição e escolha de uma altura de ensecadeira menor do que a projetada, já que por se tratar de uma barragem de CCR os danos não seriam tão drásticos e esse risco poderia até ser assumido.

15 Conclusão

A barragem do rio Biritiba projetada está inserida no contexto do projeto de despoluição da Bacia do rio Tiete. É uma barragem de CCR, com 26 metros de altura e 537 metros de comprimento. Está apoiada sobre rocha ao longo de toda sua extensão e é toda revestida em concreto convencional. Possui capacidade para armazenar cerca de 32,8 bilhões de litros de água. Drena 75 quilômetros quadrados, com vazão regularizada de 1,52 metros cúbicos por segundo para o sistema do Alto Tietê. Possui um vertedor com altura de 13,20m e largura de 5,00m, em degraus. Cada degrau tem duas camadas de compactação de 30 cm de altura e 40 cm de profundidade, o que resulta em uma inclinação de 1V:0,67H. A bacia de dissipação possui uma largura e comprimento de 5,0m. É de uso múltiplo, contribuindo para o abastecimento público, para o controle das inundações de cidades a jusante e ainda para a irrigação e lazer.

O investimento estimado das obras foi da ordem de 16,86 milhões de dólares. Somando esse investimento aos custos de consultorias, desapropriações e relocações de infra-estrutura existentes como: avenidas que ficarão afogadas, possíveis vias importantes que precisarão ser relocadas e pontes que deverão ser criadas e considerando a “existência” de uma rocha na cota de 734m para a viabilidade técnica do nosso projeto, concluímos que a barragem de terra é sem dúvida a melhor alternativa em relação à barragem de CCR para este projeto.

Podemos concluir de forma superficial que em geral, barragens em CCR não são vantajosas em relação às barragens de terra caso o maciço rochoso esteja a uma profundidade de aproximadamente 10,0 metros em relação ao solo. É claro que o custo final depende de muitos outros fatores e é específico para cada situação e localidade. Um desses fatores seria a disponibilidade de material na região, como terra e jazidas de pedra e areia, que poderiam confrontar com a questão ambiental. Um outro aspecto que poderia ser levado em conta seria a operação da barragem após sua conclusão. No caso de barragens de terra é necessário um controle rígido da percolação de água no corpo da barragem. Para barragens de CCR não há necessidade de um controle rígido.

Sendo assim, é notado que a grande quantidade de barragens de CCR construídas em substituição das barragens de terras nas últimas décadas é devido ao “modismo” por ser uma tecnologia razoavelmente recente.

Essa primeira parte do Projeto de Conclusão de Curso teve como objetivo o desenvolvimento da etapa relativa à hidrologia da região da barragem estudada, assim como a análise de parâmetros

iniciais de projeto, como é o caso de sua viabilidade e de seus impactos. Para tanto foram feitos levantamentos de dados e cálculos, que são mostrados e explicados no corpo do relatório.

Inicialmente, foi feito um reconhecimento da região, de sua topografia, de sua ocupação e uso de terra e dos principais objetivos que a barragem deve atender, que no caso é o controle de cheias e assistência ao Sistema do Alto Tietê, no abastecimento de água.

Considerando o hidrograma de projeto encontrado através do hietograma da base de observação de Sertãozinho e do hidrograma unitário sintético, construído a partir de métodos empíricos, podemos na próxima etapa do projeto optar por um novo tipo de barragem e de vertedor, diferente do que foi executado em Biritiba.

E com a análise de viabilidade, podemos observar os impactos que a construção de uma barragem acarreta e seus problemas executivos e econômicos, de forma a incorporar essas informações na escolha do novo método conceutivo, buscando atender ao máximo tais exigências.

Concluindo, os dados preliminares para a concepção do projeto básico da barragem foram coletados e manipulados até o ponto de estarmos preparados para entrar na segunda etapa de dimensionamento.

16 Anexo

16.1 Formato para apresentação de estudo de impacto ambiental (EIA) e respectivo relatório de impacto ambiental (RIMA) de sistemas de drenagem

Este formato visa orientar a elaboração de Estudo de Impacto Ambiental (EIA) e seu respectivo Relatório de Impacto Ambiental (RIMA), em cumprimento ...s Resoluções CONAMA 001/86 e 005/88, e à deliberação Normativa COPAM 007/94, a serem apresentados pelos empreendedores à Fundação Estadual de Meio Ambiente - FEAM, para instruir os processos de licenciamento de sistemas de drenagem. Para efeito deste formato são considerados sistemas de drenagem: barragens, abertura de canais, dragagem e retificação de sistemas de macrodrenagem, lançamento de efluentes de sistemas de microdrenagem.

16.1.1 DEFINIÇÕES

Estudo de Impacto Ambiental (EIA) - conjunto de atividades técnicas e científicas destinadas à análise das alternativas, identificação, previsão e valoração dos impactos de cada uma, incluindo a alternativa de não realização do projeto. Deve ser realizado por equipe multidisciplinar habilitada, independente do empreendedor, e de acordo com as instruções técnicas fornecidas pela FEAM.

Relatório de Impacto Ambiental (RIMA) - instrumento de comunicação que consubstancia os resultados do estudo de impacto ambiental, em linguagem corrente e acessível aos setores sociais afetados.

Impacto ambiental - qualquer alteração das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente, causada por qualquer forma de matéria ou energia resultante das atividades humanas que, direta ou indiretamente, afetem:

- a saúde, a segurança e o bem estar da população;
- as atividades sociais e econômicas;
- a biota;
- as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente;
- a qualidade dos recursos ambientais.

Indicador de impacto - elemento ou parâmetro de um fator ambiental que fornece a medida da magnitude de um impacto.

Magnitude de um impacto - é a medida da alteração de um fator ou parâmetro ambiental, em termos absolutos, quantitativos ou qualitativos, considerando-se, além do grau de intensidade, a periodicidade e a amplitude temporal do impacto.

Importância de um impacto - é a ponderação do grau de significação de um impacto, tanto em relação ao fator ambiental afetado, quanto aos demais impactos identificados.

Área de influência - área potencialmente afetada, direta ou indiretamente, pelas ações do projeto, a serem desenvolvidas nas fases de planejamento, execução de obras, operação e desativação das atividades.

Diagnóstico ambiental - atividade do estudo de impacto ambiental destinada a caracterizar a qualidade ambiental da área de influência, antes da implantação do projeto, através da completa descrição e análise dos fatores ambientais e suas interações.

Medidas mitigadoras - ações, equipamentos ou dispositivos destinados a corrigir ou eliminar os impactos, ou reduzir a sua magnitude.

Plano de monitoragem dos impactos - programação estabelecida durante o estudo de impacto ambiental, destinada a acompanhar os impactos e a eficiência das medidas mitigadoras adotadas, durante as fases de implantação, operação e desativação da atividade, comparando-os com os dados previstos, de modo a permitir, em tempo, a adoção das medidas corretivas complementares que se façam necessárias.

16.1.2 DISPOSIÇÕES GERAIS

1. O EIA deverá ser elaborado por equipe multidisciplinar habilitada, independente do proponente do projeto, e responsável tecnicamente pelos estudos apresentados, devendo constar no documento nome, assinatura, registro no respectivo Conselho Profissional, e Anotação de Responsabilidade Técnica (ART), de cada profissional e da empresa.

2. O EIA deverá ser apresentado em, no mínimo, 2 (duas) vias, em formato A-4, obedecendo as diretrizes constantes deste documento. As ilustrações, mapas, cartas, plantas e desenhos que não puderem ser apresentados desta forma deverão constituir um volume anexo.

3. O RIMA deverá ser apresentado em, no mínimo 5 (cinco) vias, obedecendo as diretrizes constantes deste formato.

4. Todas as ilustrações, cartas, plantas, desenhos, mapas e fotografias deverão ser perfeitamente legíveis em todas as cópias do EIA e do RIMA.

5. Correrão por conta do proponente do projeto todos os custos e despesas referentes a realização do EIA e do RIMA tais como: coleta e aquisição de dados, inspeções de campo, análises

laboratoriais, estudos técnicos e científicos, ações de acompanhamento e monitoragem dos impactos.

6. A FEAM encaminhará cópia do RIMA aos órgãos públicos que tiverem relação com o projeto, informando e orientando quanto ao prazo para manifestação.

7. O RIMA será acessível ao público, permanecendo cópia na FEAM.

16.1.3 DIRETRIZES GERAIS

1. O EIA deverá analisar todas as alternativas de concepção, de localização, tecnológicas, de traçado e de técnicas construtivas previstas, justificando a alternativa adotada, sob os pontos de vista técnico, ambiental e econômico.

2. Deverão ser pesquisados os impactos gerados sobre a área de influência, em todas as etapas do empreendimento, desde a execução de obras até a operação/utilização do sistema, incluindo as ações de manutenção.

3. Deverão ser pesquisados os impactos positivos e negativos; diretos e indiretos; primários e secundários; imediatos, de médio e longo prazos; cíclicos, cumulativos e sinérgicos; locais e regionais; estratégicos, temporários e permanentes; reversíveis e irreversíveis, bem como a sua distribuição social, para cada alternativa.

4. Deverá ser analisada a compatibilização com a legislação ambiental federal, estadual e municipal incidente sobre o empreendimento e sua área de influência, com indicação das limitações administrativas impostas pelo poder público.

16.1.4 ROTEIRO PARA ELABORAÇÃO DO EIA

16.1.4.1 Caracterização do empreendedor

- Nome, razão social e endereço para correspondência;
- Inscrição Estadual e C.G.C.;
- Nome, endereço, telefone e fax do responsável pelo empreendimento;
- Nome, endereço, telefone e fax do responsável pelo licenciamento.

16.1.4.2 Caracterização geral do empreendimento

1. Apresentação dos objetivos ambientais e sociais do projeto, bem como sua compatibilização com os sistemas de drenagem implantados ou planejados, e com os demais planos, programas e

projetos setoriais existentes ou previstos na área de influência do empreendimento (exemplo: Plano Diretor de Drenagem).

2. Apresentação do histórico e nacionalidade das tecnologias empregadas, relacionando os empreendimentos similares existentes em outras localidades.

3. Apresentação das alternativas de concepção, de localização, tecnológicas e construtivas estudadas, justificando a alternativa escolhida e os parâmetros de projeto adotados, sob os aspectos técnico, econômico e ambiental, e ainda sua compatibilização com a Lei de Uso e Ocupação do Solo e demais regulamentos do município.

16.1.4.3 Descrição do empreendimento

1. Deverá ser apresentada a localização do projeto, em escala adequada, indicando na área de influência direta:

- uso e a ocupação atual do solo;
- os setores, zonas ou bairros beneficiados pelo empreendimento;
- os corpos d'água e seus usos, detalhando aqueles que serão objeto de intervenção;
- a cobertura vegetal;
- os assentamentos populacionais, os equipamentos urbanos e de lazer;
- as vias de acesso.

2. Deverá ser apresentado o Memorial Descritivo do empreendimento contendo, no mínimo, as seguintes informações:

- concepção, dimensionamento preliminar e características técnicas dos elementos do sistema;
- área e população atendidas;
- vazões de projeto, vazão de estiagem, declividades, velocidades de escoamento;
- descrição e cronograma detalhados das etapas de implantação;
- descrição dos sistemas operacionais e de manutenção, identificando as entidades responsáveis pelos mesmos;
- previsão de ampliação do sistema;
- estimativa dos custos de implantação;
- nos casos de barragens, apresentar ainda:
 - área de inundação;
 - cotas máxima e mínima;
 - vazão do vertedouro;
 - vazão remanescente do curso d'água a jusante;

- programa de remoção da vegetação na área a ser inundada;
- estimativa de vida útil do reservatório;
- nos casos de dragagem, informar ainda o volume e a caracterização do material dragado, os locais de sua disposição final e a batimetria inicial e final dos locais dragados.

3. Deverão ser apresentadas, no mínimo, as seguintes representações gráficas do sistema, em escala adequada:

- traçado básico proposto, indicando a faixa de servidão, as vias marginais e as possíveis interferências com sistemas viários, cursos d'água e com outros sistemas ou equipamentos urbanos;
- seções-tipo ao longo dos canais;
- localização dos pontos de lançamento e indicação das estruturas hidráulicas especiais.

4. Deverão ser apresentadas, no mínimo, as seguintes informações sobre a etapa de execução de obras:

- descrição das ações para limpeza do terreno, remoção da vegetação e movimentos de terra;
- localização e dimensionamento preliminar das atividades a serem desenvolvidas no canteiro de obras (alojamentos, refeitórios, serralheria, depósitos, oficina mecânica, etc);
- descrição dos equipamentos e técnicas construtivas que serão empregadas nos movimentos de terra, nas escavações, dragagens, no assentamento de tubulações, etc;
- origem e estimativa da mão de obra empregada;
- localização e caracterização das áreas de empréstimo e bota-fora.

5. Deverão ser apresentadas, no mínimo, as seguintes informações sobre a etapa de operação/utilização do sistema:

- procedimentos operacionais e programas de manutenção;
- qualificação e estimativa da mão-de-obra.

16.1.4.4 Área de influência

Definição, justificativa e mapeamento, em escala adequada, da área geográfica a ser afetada pelo projeto, considerando as bacias ou sub-bacias hidrográficas e a área atendida pelo empreendimento, detalhando a área de incidência direta dos impactos.

16.1.4.5 Diagnóstico ambiental da Área de influência

Completa descrição e análise dos fatores ambientais físicos, bióticos e antrópicos, e suas interações, de modo a caracterizar a qualidade ambiental da área de influência antes da implantação do projeto, considerando, pelo menos os seguintes aspectos:

4.5.1 No meio físico

- usos da água nos cursos d'água que serão objeto de intervenção;
- caracterização do comportamento hidráulico do sistema natural de drenagem;
- caracterização do clima, indicando pelo menos os índices pluviométricos;
- caracterização geológica e pedológica, especialmente quanto à susceptibilidade à erosão.

4.5.2 No meio biótico

- mapeamento e caracterização da cobertura vegetal, ressaltando as Áreas de Preservação Permanente, as Unidades de Conservação e as espécies raras ou ameaçadas de extinção, bem como as de interesse comercial;
- descrição e caracterização da fauna, ressaltando as espécies endêmicas ou de interesse comercial.

4.5.3 No meio antrópico

- caracterização geral do município quanto às condições sócias e econômicas da população, principais atividades econômicas, serviços de infra-estrutura,
- equipamentos urbanos, sistema viário e de transportes;
- delimitação, em escala adequada, das áreas de expansão urbana, industrial e turística e dos principais usos do solo: residencial, comercial, industrial, de recreação, turístico, agrícola, pecuária e atividades extrativas, bem como dos equipamentos urbanos e elementos do patrimônio histórico, arqueológico,
- paisagístico e cultural, detalhando a ocupação atual nos fundos de vale que serão objeto de intervenção e nas áreas sujeitas a inundações;
- caracterização econômica e social da população urbana e rural, destacando aquela beneficiada pelo empreendimento;
- dimensionamento preliminar e caracterização econômica e social da população a ser removida, bem como indicação dos locais propostos para reassentamento;
- identificação, em planta, das interferências do projeto com sistemas viários e de transportes, linhas de transmissão de energia, oleodutos, gasodutos, minerodutos, locais de disposição final de resíduos urbanos, etc;
- caracterização das condições de saúde da população quanto às principais doenças endêmicas e sua área de incidência.

16.1.4.6 Identificação dos impactos ambientais

1. Identificação e descrição dos prováveis impactos ambientais positivos e negativos; diretos e indiretos; primários e secundários; locais e regionais; imediatos, de médio e longo prazos; estratégicos, temporários e permanentes; cíclicos, cumulativos e sinérgicos; reversíveis e irreversíveis, bem como sua distribuição social para cada alternativa, nas fases de execução de obras e operação/utilização do sistema, sobre os meios físico, biótico e antrópico, com ênfase nas seguintes:

a) Na fase de execução de obras

- impactos sobre a população, decorrentes da instalação das obras e das atividades desenvolvidas no canteiro, em especial os incômodos provocados por ruídos, poluição do ar, vibrações sonoras e do solo, e tráfego pesado;
- impactos das interferências das obras nos sistemas de infra-estrutura e nos equipamentos urbanos;
- impactos dos movimentos de terra sobre a estabilidade dos solos e as fundações das edificações vizinhas às obras;
- impactos dos movimentos de terra nos corpos d'água a jusante das obras, principalmente quanto ao assoreamento;
- impactos sociais, econômicos e culturais da desapropriação de imóveis e da remoção da população;
- impactos decorrentes da disposição final do material dragado.

b) Na fase de operação/utilização do sistema

- impactos nas condições de saúde da população na área atendida;
- impactos no comportamento hidráulico dos corpos d'água;
- impactos das ações de manutenção no que se refere ao transporte e à disposição do material dragado;
- impactos na paisagem.

2. Determinação da magnitude e da importância dos impactos, identificando os indicadores de impacto adotados, os critérios, os métodos e as técnicas utilizadas.

3. Síntese conclusiva dos impactos ambientais mais significativos, positivos e negativos, previsto em cada fase do projeto, incluindo o prognóstico da qualidade ambiental na área de influência, nos casos de adoção do projeto, na alternativa selecionada, e na hipótese de sua não implementação, determinando e justificando os horizontes de tempo considerados.

16.1.4.7 Estudo e definição de medidas mitigadoras

Deverão ser informadas as medidas, equipamentos ou procedimentos, de natureza preventiva ou corretiva, que serão utilizados para evitar os impactos ambientais negativos sobre os fatores ambientais físicos, bióticos e antrópicos, ou reduzir a sua magnitude, em cada fase do empreendimento, especificando o seu custo e avaliando sua eficiência, com ênfase nas seguintes:

- medidas de redução das interferências e incômodos das obras na população;
- medidas de recuperação e recomposição paisagística das áreas de empréstimo e bota-fora;
- medidas de controle de erosão, estabilização e recuperação paisagística nos taludes;
- medidas para minimização dos impactos decorrentes de desapropriação de imóveis e remoção da população;
- medidas e/ou dispositivos para redução do deflúvio superficial direto, e controle, amortecimento ou retardamento de cheias;
- medidas de controle da erosão do leito e solapamento das margens dos canais, especialmente nas curvas e degraus, no ponto de lançamento final, sob pontes e outras estruturas;
- medidas para controle do aporte de resíduos e sedimentos para os corpos d'água, tanto na fase de execução de obras quanto durante a utilização do sistema;
- medidas para controle dos impactos decorrentes da disposição final do material dragado, tanto na fase de execução de obras, quanto durante as dragagens de manutenção do sistema;
- medidas e/ou dispositivos para prevenção de acidentes, especialmente nos casos de barragens, incluindo faixas de segurança e disciplinamento do uso do solo no entorno do empreendimento;
- medidas para redução dos impactos na paisagem, principalmente nos casos de barragens.

16.1.4.8 Plano de acompanhamento e monitoragem

Deverão ser apresentados os planos de acompanhamento e monitoragem dos impactos e medidas mitigadoras incluindo, no mínimo:

- acompanhamento fotográfico periódico do empreendimento, durante a fase de execução de obras, indicando as condições do canteiro, dos corpos d'água a jusante e da área de entorno;
- acompanhamento fotográfico periódico dos projetos de recuperação e recomposição paisagística dos taludes e das áreas de empréstimo e bota-fora;

acompanhamento dos programas de desapropriação de imóveis, remoção e reassentamento da população;

- acompanhamento fotográfico periódico das condições de manutenção do sistema.

16.1.5 PREPARAÇÃO DO RIMA

Preparação do RIMA, consubstanciando, de forma objetiva e sintética, os resultados do estudo de impacto ambiental, em linguagem corrente e acessível a leigos, contendo, no mínimo:

- Descrição sucinta do projeto e suas alternativas, nas fases de execução de obras e operação/utilização do sistema, ilustrada por desenhos, mapas, gráficos e demais técnicas de comunicação visual adequadas;
- Justificativas técnicas, econômicas e ambientais do projeto e da escolha adotada;
- Indicação da compatibilidade do projeto com os planos, programas e projetos setoriais existentes e projetados para a área de influência;
- Síntese do diagnóstico ambiental da área de influência;
- Descrição dos principais impactos prováveis, positivos e negativos, identificados nas fases de execução de obras e operação/utilização do sistema;
- Caracterização sucinta da qualidade ambiental futura na área de influência, para cada alternativa considerada;
- Descrição das medidas mitigadoras e sua eficiência, relacionando os impactos que não poderão ser evitados ou mitigados;

Plano de acompanhamento e monitoramento dos impactos;

Bibliografia

- GARCEZ, L. N., Construções Hidráulicas, Volume I, 4ª Edição, Editora Edgard Blücher (1962).
- PORTO, R. M., Hidráulica Básica, 2ª Edição, EESC (1999).
- TAMADA, K., PHD 511 - Construções Hidráulica - Notas de Aula (1999).
- PHD 2307 – Apostila de Regularização de Vazões.
- MASSAD, F. *Obras de terra – Curso básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de textos, 2000, 170 p.
- ESTEVES, V.P *Barragens de terra* Universidade da Paraíba, Escola Politécnica de Campina Grande. Campina Grande, 1964, 300 p.
- PEDRAZZI, J.A. - Hidrologia Aplicada
- HAZEN, K. D., Reinhardt, W. G. – Roller-Compacted Concrete Dams
- ELETRONORTE, Concreto Compactado a Rolo - Estado Atual do Conhecimento, 1989.
- JOFRÉ, C., Roller Compacted Concrete, 6º Simpósio Internacional sobre Carreteras de Hormigón. Madrid, 1990.
- PITTMAN, D. W., Construction of Roller-Compacted Concrete Pavements - U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1995.
- 1º Simpósio de Obras em Concreto Compactado a Rolo, Abril, 1995.
- Site emat: <http://www.e-mat.info/>, Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil
- Site DAEE: <http://www.daee.sp.gov.br/> , Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo
- Site Governo de São Paulo: <http://www.fazenda.sp.gov.br/balanco/>, Secretaria da Fazenda
- CIFÚ, S. – Barragens - Notas de Aula. São Paulo, 1998, 43p.
- BENEVOLO, N. - Cálculo de Barragens. São Paulo, 1976, 24 p.
- HERZOG, M. – Pratical Dam Analysis. London, 1999, 235p.
- COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – A Barragem de Gravidade – Uma Barragem para o Futuro. 2004, 85p.
- SCHREIBER, G. – Usina Hidrelétricas. São Paulo, 1978, 235p.
- Site ABCP : www.abcp.com.br , Associação Brasileira do Cimento Portland

- UFC Engenharia Ltda – Adequação do Projeto de Engenharia da Barragem Barroca do Faleiro – Relatório do Projeto, 2003
- Site : www.sigrh.sp.gov.br , Sistema de Informação para Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo
- ROCHA, G. dos S. C. – Desvio de Rios para a Construção de Barragens. São Paulo, 2006, 224p.