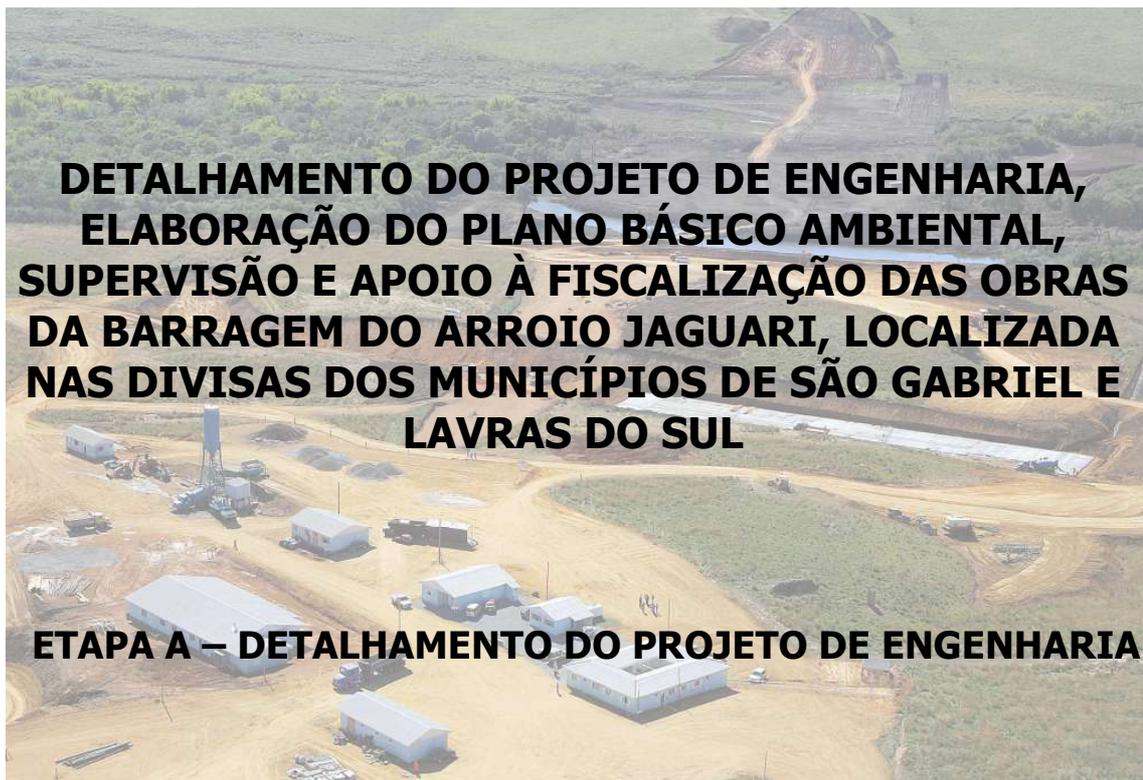




ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

SECRETARIA EXTRAORDINÁRIA DA IRRIGAÇÃO E USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA



VOLUME 1 – RELATÓRIO DE PROJETO

TOMO I – Memorial Descritivo

FINAL

AGOSTO/09

Consórcio



BOURSCHIED ISO
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A. 9001
2000



ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

SECRETARIA EXTRAORDINÁRIA DA IRRIGAÇÃO E USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA.

SIUMA

4	10/12/09	Complemento Cap. 3.3 e inclui. 7.5	RS	MS	PG	PG
3	15/10/09	Complemento cap. 11	RS	MS	PG	PG
2	06/10/09	Complemento cap. 10	RS	MS	PG	PG
1	26/08/09	Revisão	RS	MS	PG	PG
0	03/08/09	Emissão Inicial	RS	MS	PG	PG
Revisão	Data	Descrição	Por	Verif.	Aprov.	Autoriz.

DETALHAMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA, ELABORAÇÃO DO PLANO BÁSICO AMBIENTAL, SUPERVISÃO E APOIO À FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI, LOCALIZADA NAS DIVISAS DOS MUNICÍPIOS DE SÃO GABRIEL E LAVRAS DO SUL

PARTE A – DETALHAMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA

VOLUME 1 - RELATÓRIO DE PROJETO

TOMO I – Memorial Descritivo

FINAL

Elaboração: Rafael Spagnol	Verificação: Milena Santos	Revisão: 4	Data: 15/10/09
Aprovação Ecoplan: Paulo Gomes	Autorizado Ecoplan: Paulo Gomes	Referência Ecoplan: 696.RT-018	

Consórcio Ecoplan Bourscheid
 Rua Felicíssimo de Azevedo, 924
 Porto Alegre/RS CEP 90.540-110
 Fone (51) 3342-8990 Fax (51) 3342-3345







SIUMA



ÍNDICE



BOURSCHEID
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.

ISO
9001
2000

iii





SIUMA



**DETALHAMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA, ELABORAÇÃO
DO PLANO BÁSICO AMBIENTAL, SUPERVISÃO E APOIO À
FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI,
LOCALIZADA NAS DIVISAS DOS MUNICÍPIOS DE SÃO GABRIEL E
LAVRAS DO SUL**

PARTE A – DETALHAMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA

VOLUME 1 - RELATÓRIO DE PROJETO

TOMO I – Memorial Descritivo

FINAL

ÍNDICE

1. APRESENTAÇÃO	2
2. FICHA TÉCNICA DO PROJETO	4
2.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS	4
2.2. OBJETIVO.....	5
2.3. BACIA HIDROGRÁFICA	6
2.4. BACIA DE ACUMULAÇÃO	6
2.5. CORPO DA BARRAGEM	7
2.6. DESCARREGADOR DE CHEIAS - VERTEDOR	7
2.7. DESVIO DO RIO – CANAL DE DESVIO	8
2.8. TOMADA D'ÁGUA	8
2.9. VAZÃO ECOLÓGICA.....	8
3. HISTÓRICO DO PROJETO	10
3.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA	10
3.2. FINALIDADE DA BARRAGEM.....	11
3.3. CONCEPÇÃO	11
4. VAZÃO DE PROJETO	15
4.1. ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS E CLIMATOLÓGICAS.....	15
4.1.1. <i>Projeto Executivo Do Sistema de Irrigação - 2001</i>	15
4.1.2. <i>Revisão - 2008</i>	17
4.1.3. <i>Revisão - 2009</i>	18
4.2. CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DA BACIA	19
4.3. CHUVA DE PROJETO	20
4.3.1. <i>Desagregação da Chuva</i>	21
4.4. HIDROGRAMA UNITÁRIO	26
4.5. VAZÃO DE PROJETO	27
4.5.1. <i>Precipitação Efetiva</i>	27
4.5.2. <i>Hidrogramas de Projeto</i>	29
4.6. AMORTECIMENTO DE CHEIAS TR 100.....	34



SIUMA

5. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA EXTRAVASOR.....	38
5.1. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DO VERTEDOR	38
5.1.1. Vazões de dimensionamento	38
5.1.2. Função de escoamento no vertedor	38
5.1.3. Cálculo da curva real de descarga do vertedor, e correção dos valores calculados para he.....	39
5.1.4. Perfil do vertedor.....	40
5.1.5. Transição do canal do vertedor à seção retangular do canal de deságüe.....	46
5.1.6. Canal de deságüe.....	46
5.1.7. Dissipação de energia.....	47
5.1.8. Canal de restituição.....	48
5.2. ESTRUTURA DE TRANSPOSIÇÃO DE PEIXES.....	49
6. TOMADA DE ÁGUA, DESCARGA ECOLÓGICA E DESVIO DO RIO	52
6.1. CONCEPÇÃO DA TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA ECOLÓGICA	52
6.1.1. Dimensionamento	52
6.1.2. Cálculo das perdas de carga	54
6.1.3. Sistema com válvula dispersora.....	57
6.2. GALERIA DE DESVIO DO RIO.....	58
6.2.1. Canal do desvio do rio (jusante).....	60
7. ANÁLISE DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI.....	63
7.1. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DA FUNDAÇÃO DO BARRAMENTO	63
7.1.1. Trecho da Ombreira Esquerda	64
7.1.2. Trecho da Ombreira Direita	66
7.1.3. Trecho da várzea ou da planície de inundação do Arroio Jaguari	67
7.2. JAZIDAS DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	70
7.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO PROJETO DA BARRAGEM.....	73
7.3.1. Aspectos Gerais	73
7.3.2. Trechos das Ombreiras Direita e Esquerda	75
7.3.3. Trecho da Várzea ou com Ocorrências de Solos Aluvionares.....	76
7.4. ALTERNATIVAS DE VEDAÇÃO DA FUNDAÇÃO DO TRECHO DA VÁRZEA	78
7.4.1. Estudo de Alternativas	78
7.4.2. Análises Técnicas das Alternativas.....	86
7.4.3. Análise Econômica das Alternativas.....	88
7.4.4. Seleção da Alternativa de Vedação.....	89
7.5.- ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM.....	91
8. ENSECADERAS E FASES CONSTRUTIVAS	98
8.1. - 1ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS	99
8.2. - 2ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS	100
8.3. - 3ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS	100
8.4. - 4ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS	101
9. COTA DE COROAMENTO DO RESERVATÓRIO.....	103
10. ADEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO	107
10.1. ESTUDOS DE TRÁFEGO.....	107
10.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO SUBLEITO	107
10.3. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO	107
10.4. OBRAS COMPLEMENTARES.....	109
10.5. FONTES DE MATERIAIS PARA A PAVIMENTAÇÃO	110
10.6. PROJETO PARA IMPLANTAÇÃO DA ESTRADA DE ACESSO	110
10.6.1. Revestimento da pista do acesso.....	111
10.6.2. Obras complementares	111





SIUMA



11. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS COMPLEMENTARES.....	113
11.1. ESCAVAÇÕES.....	113
11.2. JAZIDAS DE MATERIAIS DE ATERROS ARGILOSOS	115
11.3. ATERROS ARGILOSOS COMPACTADOS.....	115
11.4. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO PARA ENSECDEIRAS.....	121
11.5. SISTEMAS DE DRENAGEM INTERNA - ATERROS DE AREIAS, TRANSIÇÕES E ENROCAMENTOS	122
11.6. SISTEMA DE VEDAÇÃO	128
11.7. ATERROS EXPERIMENTAIS E CONTROLES DE COMPACTAÇÃO	131
11.8. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	132
11.9. INJEÇÕES DE CALDA DE CIMENTO	132
12 PROGRAMAS AMBIENTAIS	136
ANEXO – DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA	139



SIUMA



1. APRESENTAÇÃO



1



SIUMA



1. APRESENTAÇÃO

O presente relatório refere-se ao contrato de consultoria nº 002/08, firmado entre o ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL, através da SECRETARIA EXTRAORDINÁRIA DA IRRIGAÇÃO E USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA – SIUMA e o Consórcio Ecoplan / Bourscheid, cujo objeto é o DETALHAMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA, ELABORAÇÃO DO PLANO BÁSICO AMBIENTAL, SUPERVISÃO E APOIO À FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI, LOCALIZADA NAS DIVISAS DOS MUNICÍPIOS DE SÃO GABRIEL E LAVRAS DO SUL.

O presente volume compreende a revisão do projeto básico da barragem do arroio Jaguari.

O índice geral dos volumes do relatório final é o que segue:

VOLUME 1 – RELATÓRIO DE PROJETO

TOMO I – Memorial Descritivo

TOMO II – Peças gráficas A

TOMO III – Peças gráficas B

VOLUME 2 – DETALHAMENTO ESTRUTURAL

TOMO I – Memória de Cálculo

TOMO II – Peças gráficas A

TOMO III – Peças gráficas B

VOLUME 3 – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

VOLUME 4 – QUANTIDADES E ORÇAMENTO

ANEXO 1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E GEOTÉCNICOS



SIUMA



2 FICHA TÉCNICA DO PROJETO



3





SIUMA



2. FICHA TÉCNICA DO PROJETO

2.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

O Arroio Jaguari é afluente do Rio Santa Maria pela margem direita. A área da bacia hidrográfica do barramento localizado no Arroio Jaguari é de 532 km², estando na sua totalidade inserida no município de São Gabriel. A área de alague é delimitada pelas seguintes coordenadas geográficas:

- Limite Norte: 30° 38' 01" Latitude Sul;
- Limite Leste: 54° 19' 38" Longitude Oeste;
- Limite Sul: 30° 45' 14" Latitude Sul; e
- Limite Oeste: 54° 25' 22" Longitude Oeste.

O barramento do Arroio Jaguari possui as seguintes coordenadas geográficas:

- Ombreira direita: 30° 38' 01" Latitude Sul ; 54° 24' 51" Longitude Oeste
- Ombreira esquerda: 30° 38' 22" Latitude Sul ; 54° 25' 22" Longitude Oeste

A Figura 1 apresenta a localização da barragem do Arroio Jaguari.

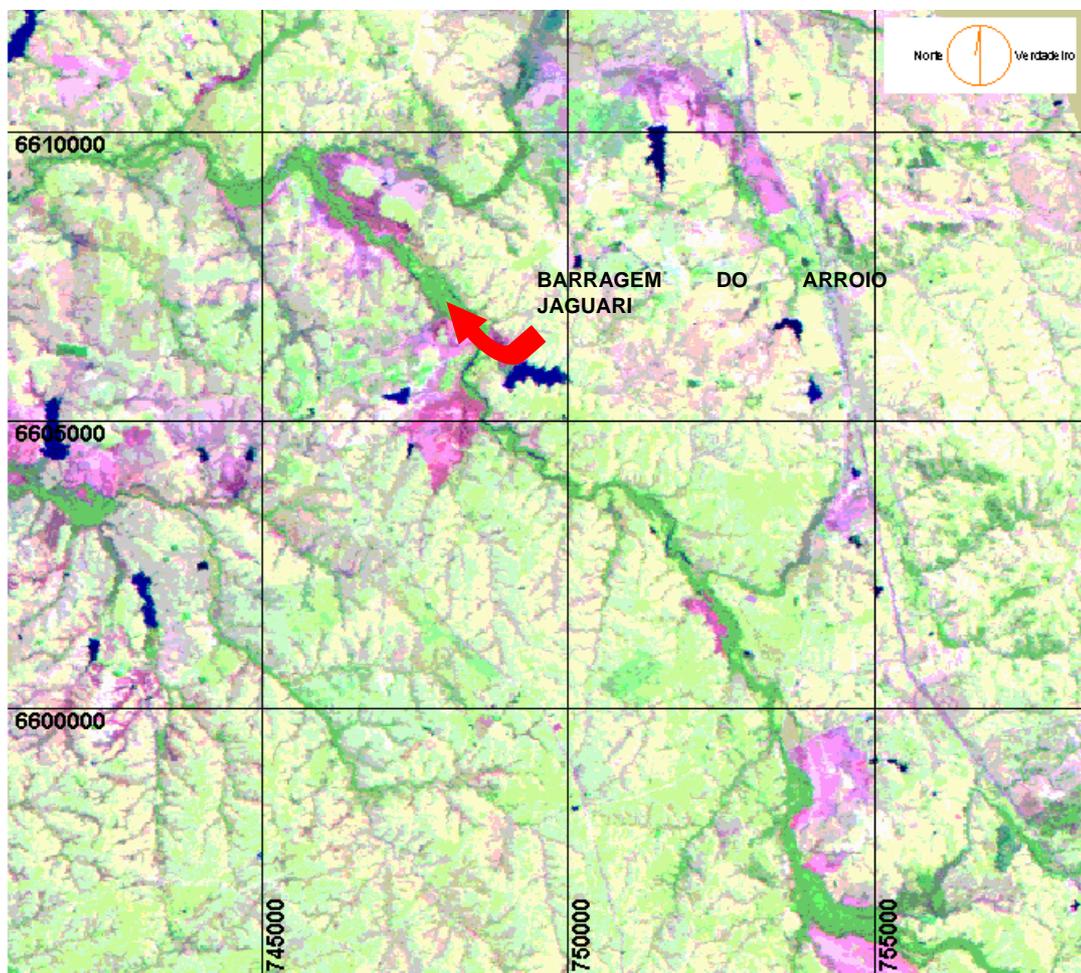


Figura 1

2.2. OBJETIVO

A barragem do Arroio Jaguari tem por objetivo:

- Acumulação e regularização de água para irrigação e fornecimento de vazões ecológicas para o arroio;



SIUMA



- Estabelecimento de um perímetro de irrigação, com superfície compatível com o volume de água regularizado pela barragem, onde serão implantados sistemas de distribuição de água através de canais;
- Incorporação das áreas consideradas de preservação ambiental (áreas de banhados e outras), localizadas à jusante tanto da barragem como do perímetro de irrigação, que seriam supridas por parte da vazão regularizada pela barragem, proporcionando melhores condições a estas áreas, que atingem nos meses de estiagem, situação crítica de sobrevivência da fauna e da flora associadas aos ambientes aquáticos.

2.3. BACIA HIDROGRÁFICA

- área de drenagem = 532 km²
- comprimento do talvegue = 52,50 km
- Declividade média do talvegue = 0,0026 m/km

2.4. BACIA DE ACUMULAÇÃO

- Área inundada na cota de coroamento = 2.745,99 ha
- Área inundada na cota máxima de inundação = 2.417,06 ha
- Área inundada na cota da crista do vertedor = 1.798,42 ha
- Área inundada na cota mínima do reservatório = 708,56 ha
- Capacidade total do reservatório = 159 hm³
- Capacidade útil do reservatório = 122 hm³



SIUMA



2.5. CORPO DA BARRAGEM

- Cota de coroamento (no eixo longitudinal) = 156,00 m
- Cota máxima de inundação = 154,60 m
- Cota na crista do vertedouro = 153,60 m
- Cota máxima admitida para o reservatório = 155,79 m (TR 10.000 anos)
- Cota mínima útil do reservatório = 143,00m
- Cota mínima do reservatório = 136,00 m
- Tipo da barragem: homogênea de terra com filtros vertical e horizontal;
- Ensecadeiras: homogêneas de terra;
- Comprimento = 1.045,00 m
- Sobre o terreno natural = 25,00 m
- Largura do coroamento = 8,00 m

2.6. DESCARREGADOR DE CHEIAS - VERTEADOR

- Vazão afluente de dimensionamento (TR 100 Anos) = 526,85 m³/s
- Vazão Max. de verificação (TR 10.000 Anos) = 1.491,96 m³/s
- Vazão efluente de dimensionamento vertedor (TR 100 Anos) = 239,43 m³/s
- Comprimento do vertedor = 110,00 m.
- Perfil Creager de escoamento



SIUMA



2.7. DESVIO DO RIO – CANAL DE DESVIO

- Vazão de dimensionamento (TR 5) = 150,00 m³/s
- Galerias de desvio em concreto armado, duas células de 3,65 x 3,65 m.

2.8. TOMADA D'ÁGUA

- Vazão de dimensionamento = 27,00 m³/s

2.9. VAZÃO ECOLÓGICA

- Vazão de dimensionamento = 0,76 m³/s



SIUMA



3. HISTÓRICO DO PROJETO





3. HISTÓRICO DO PROJETO

A indicação do Arroio Jaguari como uma das boas alternativas para a construção de uma barragem de acumulação de água para uso hidro-agrícola, sempre esteve priorizada em todas as alternativas estudadas para a Bacia do Rio Santa Maria.

Os estudos de alternativas desenvolvidos visaram determinar a escolha da melhor opção para dimensionar um sistema de reservação hídrica que venha a minimizar os problemas de demanda por água para a promoção de uma agricultura moderna no âmbito da bacia hidrográfica do Rio Santa Maria.

3.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

O barramento localizado no ponto Y surgiu como uma sugestão apresentada pelo Departamento de Recursos Hídricos e Saneamento (DRHS) com o intuito de minimizar os efeitos ambientais decorrentes da implantação do empreendimento em outros pontos alternativos (A, B, C e D). Constitui-se no local onde se terá a maior capacidade de acumulação de água, bem como uma menor extensão dos canais de irrigação, uma vez que as terras a serem irrigadas encontram-se imediatamente a jusante de tal ponto. A Figura 2 apresenta a localização dos locais objetos de estudos.

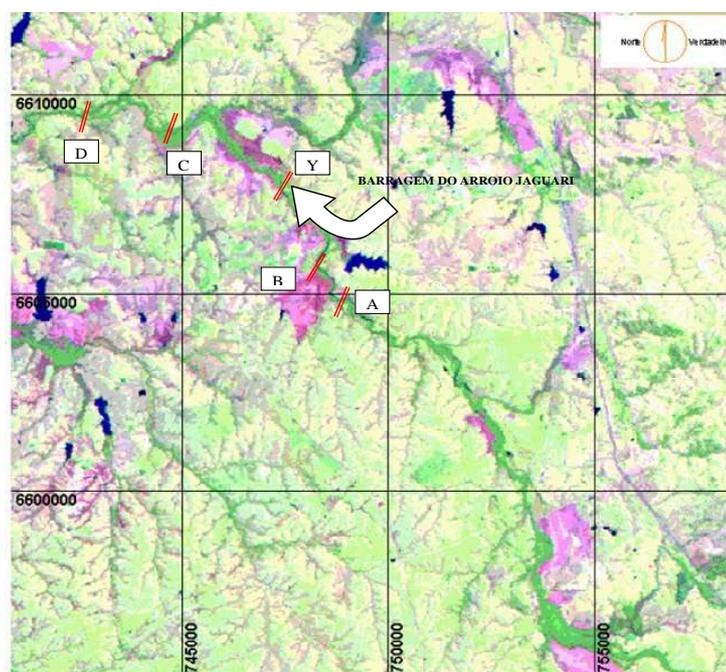


FIGURA 2 Alternativas de Barramento





3.2. FINALIDADE DA BARRAGEM

Hoje, o barramento sobre o Arroio Jaguari assume uma múltipla função, pois deverá regularizar um volume de água suficiente para manter a perenidade do Rio Santa Maria, em associação com os efeitos benéficos dos barramentos sobre os arroios Silva, Salso e Taquarembó, auxiliando, assim, na solução dos problemas de abastecimento de água da cidade de Rosário do Sul, além de manter a balneabilidade da praia de Areias Brancas, desta cidade.

Estas soluções de regularização, mais outras que poderão ser desenvolvidas no futuro, deverão permitir uma regularização suficiente no Rio Santa Maria para permitir a incorporação, em agricultura irrigada, de toda a área entre Rosário do Sul e Cacequi.

O barramento no Arroio Jaguari tem uma posição estratégica no desenvolvimento regional das áreas inscritas na bacia do Rio Santa Maria porque:

- Regulariza a vazão de um dos principais contribuintes do Rio Santa Maria, por sua margem direita, auxiliando na perenização do Rio Santa Maria;
- Contribui indiretamente para o suprimento de água da cidade de Rosário do Sul, tendo em vista que reduz as retiradas de água do leito do rio, por parte dos arrozeiros, que teriam as suas necessidades de água, para irrigação, atendidas pela água acumulada com a construção da barragem;
- Oferta de forma elástica um insumo essencial para o desenvolvimento pleno de uma agricultura irrigada e altamente tecnicista, que, assim, seria a base do crescimento de toda a sua região de influência; e
- Reduziria os efeitos entrópicos das cheias.
- Esta passaria a ser, também, uma das melhores alternativas de acumulação de água para resolver o problema do déficit estacional de água da bacia do Rio Santa Maria, juntamente com as alternativas que estão sendo estudadas para a bacia e de outras que venham a ser apontadas, principalmente no que se refere ao Rio Santa Maria propriamente dito, desde as suas nascentes até a cidade de Rosário do Sul.

3.3. CONCEPÇÃO

A barragem terá como função criar um reservatório de acumulação anual para fornecimento de água para usos múltiplos.

A barragem do Arroio Jaguari terá taludes com inclinação de 1v:2,5h à montante e 1v:2,0h à jusante. Os maciços serão homogêneos de solos residuais argilo-arenosos e areno- argilosos, com um sistema de vedação com tapete de impermeabilização para montante, trincheiras de vedação (*cut-off*) nas ombreiras e uma parede diafragma plástica com colunas de solo-cimento (*Jet Grouting*) no trecho da várzea. Como



SIUMA



sistema de drenagem interna a barragem foi concebida com filtros horizontal e vertical, poços de alívio, dreno na linha do pé do talude de jusante e trincheiras drenantes.

A largura do coroamento da barragem será de 8,00m e sua cota de 156,00m.

O sistema de vedação da fundação da barragem em função das suas condições hidrogeotécnicas será constituído de trincheiras de vedação (*cut-off*) nas ombreiras e parede diafragma plástica com colunas de solo-cimento (*Jet Grouting*) e tapete de impermeabilização de montante no trecho da várzea.

O sistema de drenagem interna dos maciços de barramento é constituído de filtros (vertical e horizontal), drenos de pé-de-talude, trincheiras drenantes e poços de alívio. Como materiais de filtro serão aproveitados os depósitos aluvionares de areias das margens do Arroio Jaguari.

O sistema de drenagem com filtros de areias e drenos com brita graduada foram projetados com o objetivo de controle da percolação d'água e estabilização dos maciços de barramento com relação ao escorregamento e à erosão interna (*Piping*)

O talude de montante do maciço de barramento será protegido do efeito das ondas com camadas de transição e enrocamento. Já, o talude de jusante será protegido do efeito de erosão superficial com enleivamento de grama nativa e com um sistema de drenagem superficial com canaletas de concreto e estruturas de dissipação.

O vertedor de superfície está situado na margem esquerda da barragem, constituindo-se de uma passagem de 110,00 m de vão livre, muros e soleiras em blocos de concreto armado, tipo gravidade, com o clássico perfil "Creager". Estas estruturas hidráulicas serão conformadas em escavações em solos residuais e rochas decompostas graníticas.

As águas que escoam pelo vertedor passam num canal lateral de seção trapezoidal, o qual se liga ao canal de deságüe com seção retangular em concreto armado. Ao final esta estrutura dispõe de uma bacia de dissipação de energia e um canal de restituição que direciona as água para a calha arroio Jaguari.

Lateral ao vertedor e ao canal de deságüe está prevista uma "escada de peixe", que terá duas comportas em níveis diferentes, junto ao reservatório, para operacionalizar o sistema com a ocorrência de variações no nível do reservatório.

Para ajudar ao desvio do rio e proteger as obras durante a sua construção, serão construídas ensecadeiras em duas fases de construção, ambas com coroamento na cota 138,00m.



SIUMA



O desvio do rio será realizado através de 2 (duas) galerias em concreto armado com seção de 3,65 x 3,65 m. A soleira da galeria estará na cota 133,00m, e a galeria, em princípio, funcionará como conduto em regime livre.



SIUMA



4. VAZÃO DE PROJETO





SIUMA

4. VAZÃO DE PROJETO

A seguir, apresenta-se a comparação entre os dois estudos hidrológicos para cálculo da vazão de projeto, realizados anteriormente, e a revisão 2009 realizada com base em dados atualizados e reavaliação de alguns parâmetros.

4.1. ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS E CLIMATOLÓGICAS

Devido à falta de informações, estações pluviométricas, no arroio Jaguarí os estudos analisados consideraram dados de chuva e de evaporação.

4.1.1. Projeto Executivo Do Sistema de Irrigação - 2001

O Volume II – 3, que apresenta a hidrologia da bacia do arroio Jaguarí, menciona que a escolha dos postos pluviométricos foi devido a grande proximidade geográfica da área de projeto. A tabela abaixo apresenta os postos:

Tabela 01 – Estações Seleccionadas

Item	Descrição	Código	Latitude	Longitude	Período	Tipo de Estação
1.	Cerro de Ouro	03054015	30°36'00"	54°05'00"	1969 a 1997	pluviométrico
2.	Dom Pedrito	03054002	30°58'41"	54°40'33"	1969 a 1997	pluviométrico
3.	Torquato Severo	03154003	31°01'43"	54°11'04"	1976 a 1997	Pluviométrica
4.	São Gabriel	03054010	30°20'00"	54°18'00"	1950 a 1978	Pluviométrica
5.	São Gabriel	03054018	30°21'22"	54°19'05"	1985 a 1998	Pluviométrica
6.	Bagé	03154004	31°23'00"	54°06'00"	1961 a	climatológica
7.	Granja Umbú	03054016	30°30'52"	54°46'13"	1976 a 2005	Pluviométrica

O relatório menciona que o código 03054002 para a estação Cerro de Ouro, sendo que o código certo é 03054015. O código 03054002 pertence a estação de Dom Pedrito. Contudo nenhum dos dois postos, segundo tabela abaixo, foram utilizados para definição da série de máximas diárias anuais.





SIUMA



Tabela 02 – Precipitações Máximas Diárias Anuais

Ano	Precipitação (mm)						
	Projeto	Cerro de Ouro	São Gabriel	São Gabriel	Dom Pedrito	Torquato Severo	Granja Umbú
1950	65,30	-	65,30	-	-	-	-
1951	123,60	-	123,60	-	-	-	-
1952	89,40	-	89,40	-	-	-	-
1953	106,80	-	106,80	-	-	-	-
1954	145,10	-	145,10	-	-	-	-
1955	79,40	-	79,40	-	-	-	-
1956	94,20	-	94,20	-	-	-	-
1957	84,0	-	84,00	-	-	-	-
1958	105,70	-	-	-	-	-	-
1959	100,0	-	100,00	-	-	-	-
1960	122,0	-	122,00	-	-	-	-
1961	88,30	-	88,30	-	-	-	-
1962	65,2	86	65,20	-	-	-	-
1963	119,40	122	119,40	-	-	-	-
1964	93,60	-	-	-	-	-	-
1965	80,00	-	80,0	-	-	-	-
1966	83,00	84	83,0	-	-	-	-
1967	66,80	78	66,80	-	-	-	-
1968	124,70	117	124,70	-	-	-	-
1969	71,50	59	71,50	-	122,3	-	-
1970	85,00	-	-	-	64,2	-	-
1971	72,60	-	72,60	-	114	-	-
1972	89,80	90	89,80	-	130,2	-	-
1973	170,40	182	170,40	-	94,2	-	-
1974	62,40	47	62,40	-	76	-	-
1975	74,80	73	74,80	-	132	-	-
1976	113,60	92	113,60	-	76,3	-	-
1977	83,20	103	83,20	-	87	171,00	72,20
1978	84,80	81	-	-	-	80,00	-
1979	82,00	-	-	-	90,8	82,00	90,00
1980	98,00	-	-	-	60,1	132,00	139,4
1981	67,40	-	-	-	113	67,40	64,40
1982	168,30	-	-	-	-	168,30	102,00
1983	158,00	-	-	-	105,3	158,00	106,00
1984	122,00	-	-	-	73,3	122,00	77,20
1985	96,00	-	-	-	136,4	96,00	138,60
1986	98,5	-	-	98,5	105,4	-	88,00
1987	97,3	-	-	97,3	105,6	107,00	127,00
1988	56,8	-	-	56,8	60,5	61,20	59,00
1989	87,8	-	-	87,8	-	67,10	59,2,00
1990	102,60	-	-	102,6	160	154,00	109,3
1991	125,10	-	-	125,1	-	147,10	90,00
1992	177,60	-	-	177,6	146	159,20	-
1993	111,10	-	-	111,1	-	147,20	69,30
1994	110,0	-	-	110	-	110,30	65,10
1995	91,50	-	-	91,5	-	146,20	72,00
1996	126,50	-	-	-	-	93,50	115,20
1997	126,9	-	-	126,9	110,2	128,50	-
1998	141,0	-	-	-	122,3	83,20	111,70





SIUMA

Segundo dados coletados na ANA, as estações São Gabriel (03054010) e Cerro de Ouro (03054015) possuem apenas dados brutos, que significa que os dados não foram objeto de estudos de consistência e validação.

Outra questão a ser abordada é que a série de dados realmente utilizada foi da estação São Gabriel (03054010) que foi complementada nas falhas e nos períodos inexistentes, pelas estações São Gabriel (03054018) e Torquato Severo (03154003). O preenchimento de falhas e extensão da série, para obter uma série ininterrupta e longa, foi uma simples complementação dos demais postos, como pode ser observado nos valores em azul. A transposição destas precipitações, sem nenhum critério, nos fornece dados de precipitações máximas diárias anuais que não representam área em estudo.

4.1.2. Revisão - 2008

Na revisão do Projeto, em 2008, para estimar as características hidrológicas da bacia foram identificadas as informações hidroclimatológicas disponíveis e que estão na tabela a seguir.

Tabela 03 – Estações Seleccionadas

Item	Descrição	Operadora	Código	Latitude	Longitude	Período	Tipo de Estação
1.	D. Pedrito	ANA	03054002	30°58'41"	54°40'33"	1969 a 1996	pluviométrico
2.	Torquato Severo	ANA/CPRM	03154003	31°01'43"	54°11'04"	1976 a 1997	Pluviométrica
3.	Piratini	CPRM	03052020	30°43'19"	52°45'23"	-	climatológica
4.	Encruzilhada do Sul	INMET	03052005	30°32'37"	52°31'25"	-	climatológica

A estação Torquato Severo foi a escolhida para determinar a precipitação máxima devido o fato de ser a estação mais próxima e por ter um período de dados de 20 anos com poucas falhas.

A estação Dom Pedrito foi utilizada para preencher as falhas, porém não foi mencionada qual metodologia utilizada para que a série virasse contínua. O preenchimento não foi realizado nem por ponderação regional, (necessário três estações) e nem por regressão linear visto que a correlação entre os dados de Dom Pedrito e Torquato Severo é baixa.

A tabela abaixo apresenta as precipitações máximas diárias anuais da revisão e das estações Dom Pedrito e Torquato Severo.





SIUMA



Tabela 04 - Precipitações Máximas Diárias Anuais

Ano	Precipitação (mm)		
	Projeto	Dom Pedrito	Torquato Severo
1977	171,00	87,00	171,00
1978	80,00	-	80,00
1979	82,00	90,80	82,00
1980	98,00	60,10	132,00
1981	67,40	113,00	67,40
1982	168,30	-	168,30
1983	158,00	105,30	158,00
1984	122,00	73,30	122,00
1985	96,00	136,40	96,00
1986	90,00	105,40	-
1987	107,00	105,60	107,00
1988	61,20	60,50	61,20
1989	67,10	-	67,10
1990	154,00	160,00	154,00
1991	147,10	-	147,10
1992	159,20	146,00	159,20
1993	147,20	-	147,20
1994	110,30	-	110,30
1995	146,20	-	146,20
1996	88,30	-	93,50
1997	-	110,20	128,50
1998	-	122,3,0	83,20

Esta revisão mesmo sendo realizada em 2008 não possui dados de 1997 e 1998 como no Projeto Executivo.

4.1.3. Revisão - 2009

Como na revisão anterior, a estação Torquato Severo (03154003) foi a escolhida para determinar a precipitação máxima pelo fato de ser a estação mais próxima, por ter um período de dados confiável e por apresentar dados mais atualizados, 1977 a 2005.

Para poder trabalhar com uma série contínua, as falhas dos anos de 1980, 1986 e 2003 foram preenchidas através da média ponderada do registro de três estações localizadas o mais próximo possível da estação escolhida. As estações utilizadas foram:





SIUMA



Tabela 05 – Estações Seleccionadas para Preenchimento de Falhas

Item	Descrição	Código	Latitude	Longitude	Período	Precipitação Total (mm)
1.	Dom Pedrito	03054002	30°58'41"	54°40'33"	1969 a 1997	1.428,20
2.	São Gabriel	03054018	30°21'22"	54°19'05"	1985 a 1998	1.526,80
3.	Granja Umbú	03054016	30°30'52"	54°46'13"	1976 a 2005	1.458,90

Com o preenchimento de falhas as precipitações máximas diárias anuais são apresentadas na tabela abaixo.

Tabela 06- Precipitações Máximas Diárias Anuais

Ano	Precipitação (mm)	Ano	Precipitação (mm)
1977	171,0	1992	159,2
1978	80,0	1993	147,2
1979	82,0	1994	110,3
1980	119,0	1995	146,2
1981	67,4	1996	93,5
1982	168,3	1997	128,5
1983	158,0	1998	83,2
1984	122,0	1999	57,2
1985	96,0	2000	104,5
1986	110,0	2001	185,3
1987	107,0	2002	123,4
1988	61,2	2003	81,5
1989	67,1	2004	124,0
1990	154,0	2005	108,0
1991	147,1	-	-

4.2. CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DA BACIA

As características físicas da bacia interferem diretamente no comportamento hidrológico. Para avaliar tais elementos, foram feitos levantamentos a partir das cartas do Serviço Geográfico do Exército e apresentados na tabela a seguir para o Projeto Executivo (2001) e para a Revisão 2008.





SIUMA

Tabela 07 – Características da Bacia

Projeto	Comprimento (m)	Declividade (%)	Tempo de Concentração (h)
P.Executivo	52.490	0,26	65,00
Revisão 2008	52.500	0,26	13,88

O tempo de concentração (tc) no Projeto Executivo, comparado com o tc da Revisão 2008, demonstra que a chuva no ponto mais distante da bacia demora mais tempo para contribuir para o escoamento superficial. Na Revisão o cálculo foi através de Kirpich e no Projeto Executivo o cálculo foi com base no estudo de Batardy (1983), cuja velocidade considerada é próxima de 0,25 m/s e o tempo de concentração de 2,7 dias.

4.3. CHUVA DE PROJETO

No Projeto Executivo (2001), a série de precipitações diárias máximas para cada ano foi submetida a análise de frequência pelo critério de Weibull. Enquanto que na revisão 2008 e 2009 aplicou-se Gumbel nos dados de precipitação máximas diárias da estação Torquato Severo.

Tabela 08 - Precipitação de projeto (mm)

TR (anos)	Projeto Executivo	Revisão 2008	Revisão 2009
	Weibull	Gumbel	Gumbel
5	-	142,75	141,74
10	-	164,49	162,72
20	-	185,34	182,86
25	150,00	-	189,24
50	164,00	212,34	208,91
100	174,80	232,57	228,44
500	200,00	279,31	273,56
1000	215,00	299,41	292,96
10000	250,00	366,13	357,36
R ²	0,95	0,91	0,96

A revisão 2009 apresentou menor diferença entre os valores observados e ajustados, indicando assim uma melhor adequacidade e fornecendo precipitações máximas mais confiáveis.





SIUMA



4.3.1. Desagregação da Chuva

4.3.1.1. Projeto Executivo do Sistema De Irrigação - 2001

No Projeto Executivo a desagregação da chuva para durações menores a um dia foi feita a partir de coeficientes empíricos estabelecidos no trabalho Chuvas Intensas (Beltrame, L; Lanna, A; e Louzada, A; 1991, IPH, UFRGS) para a estação São Gabriel. A precipitação de 24 horas foi calculada multiplicando-se o valor diário por um fator de 1,15. Porém, fazendo a verificação observou-se que para TR de 25 e 50 o coeficiente é 1,14.

Tabela 09 – Precipitação Diária e de 24 horas (mm)

Período de retorno (anos)	25	50	100	500	1.000	10.000
Precip. Diária (mm)	150,00	164,00	174,80	200,00	215,00	250,00
Coeficiente	1,14	1,14	1,15	1,15	1,15	1,15
Precip. de 24 h (mm)	171,00	187,00	201,10	230,10	247,40	287,50

Os coeficientes para as durações menores a um dia são apresentados a seguir:

Tabela 10 – Coeficientes de desagregação de chuva

Dt (h)	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0
Coef (%)	47,04	13,41	10,50	7,45	4,70	3,60	2,70	2,60	2,00	2,00	2,00	2,00



SIUMA



Após aplicação dos coeficientes, a precipitação efetiva calculada foi rearranjada, pois se considerou que o máximo da chuva deve ocorrer antes da metade da precipitação, enquanto os demais intervalos de precipitação se distribuem alternativamente depois e antes do máximo. A Tabela a seguir mostra os valores.

Tabela 11 – Precipitação para duração menor a 1 dia (mm)

t (h)	TR (anos)					
	25	50	100	500	1.000	10.000
2,00	80,40	87,96	94,60	108,20	116,20	135,00
4,00	22,90	25,08	27,00	30,90	33,20	35,50
6,00	18,00	19,64	21,10	24,20	26,00	30,20
8,00	12,76	13,93	15,00	17,10	18,40	21,40
10,00	8,04	8,79	9,50	10,80	11,60	13,50
12,00	6,16	6,73	7,20	8,30	8,90	10,40
14,00	4,62	5,05	5,50	6,20	6,70	7,80
16,00	4,45	4,86	5,20	6,00	6,40	7,50
18,00	3,42	3,74	4,00	4,60	5,00	5,80
20,00	3,42	3,74	4,00	4,60	5,00	5,80
22,00	3,42	3,74	4,00	4,60	5,00	5,80
24,00	3,42	3,74	4,00	4,60	5,00	5,80
Soma	170,99	187,00	201,10	230,10	247,40	287,50

4.3.1.2. Revisão 2008

Segundo relatório, para a determinação das relações Intensidade-duração-recorrência, representativas do regime das precipitações intensas de chuvas de pequena duração, utilizou-se a metodologia do engenheiro Torga Torrico que construiu um mapa de isozonas relacionando as alturas de precipitação anual de 24 hora.

O mapa de isozonas possui uma tabela que identifica zonas de igual relação, 1hora/24 horas de altura de precipitação, para diferentes tempos de recorrências e 6 minutos/24horas de altura de precipitação, para tempos de recorrência entre 5 e 50 anos.

A região em estudo está contida, segundo mapeamento de Torga Torrica, na isozona “C”, apresentando os seguintes valores de coeficientes.





SIUMA

Tabela 12 – Coeficientes Isozona “C”

Duração	TR (Anos)							
	5	10	25	50	100	500	1.000	10.000
24h/1 dia	1,095	1,095	1,095	1,095	1,095	1,095	1,095	1,095
1h/24 h	0,401	0,397	0,392	0,388	0,384	0,379	0,372	0,360
6 min/24h	0,098	0,098	0,098	0,098	0,088	0,088	0,088	0,088

A precipitação máxima diária foi discriminada para tempos de 24 h, 1 h e 6 min para todos os tempos de recorrência, contudo para 1.000 e 10.000 as demais precipitações para 14 h, 8 h, 4 h, 2 h, 30 min e 15 min foram utilizados outros coeficientes cuja fonte não foi mencionada.

Tabela 13 - Precipitação para duração menor a 1 dia (mm)

Duração	TR (anos)							
	5	10	25	50	100	500	1.000	10.000
1 dia	142,75	164,49	191,96	212,34	232,57	279,31	299,41	366,13
24 h	156,31	180,12	210,19	232,51	254,66	305,84	327,85	400,91
14 h	-	-	-	-	-	-	222,00	279,00
8 h	-	-	-	-	-	-	190,00	229,00
4 h	-	-	-	-	-	-	155,00	185,00
2 h	-	-	-	-	-	-	124,00	148,00
1 h	62,68	71,51	82,40	90,21	97,79	115,91	121,96	144,33
30 min	-	-	-	-	-	-	82,73	98,71
15 min	-	-	-	-	-	-	50,05	58,29
6 min	15,32	17,65	20,60	22,79	22,41	26,91	28,85	35,28

Após cálculo de desagregação foi feita a curva i-d-f para todos os tempo de recorrência e o resultado é apresentado na figura abaixo.



SIUMA

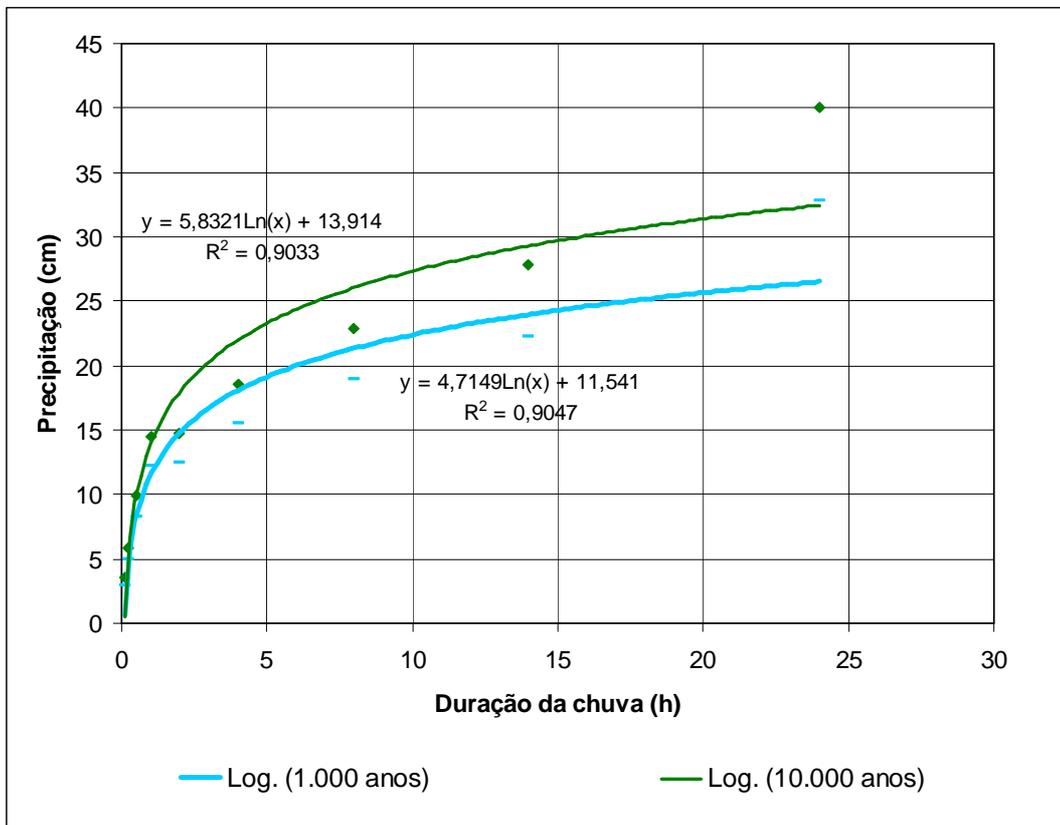


FIGURA 4.1 – CURVAS I X D X F – 1000 ANOS E 10.000 ANOS



SIUMA

4.3.1.3. Revisão 2009

A desagregação na revisão atual contempla TR's de 5 a 10.000 anos e durações menores a um dia. Os coeficientes utilizados são os recomendados pela Cetesb (1986).

Tabela 14 - Precipitação para durações menores (mm)

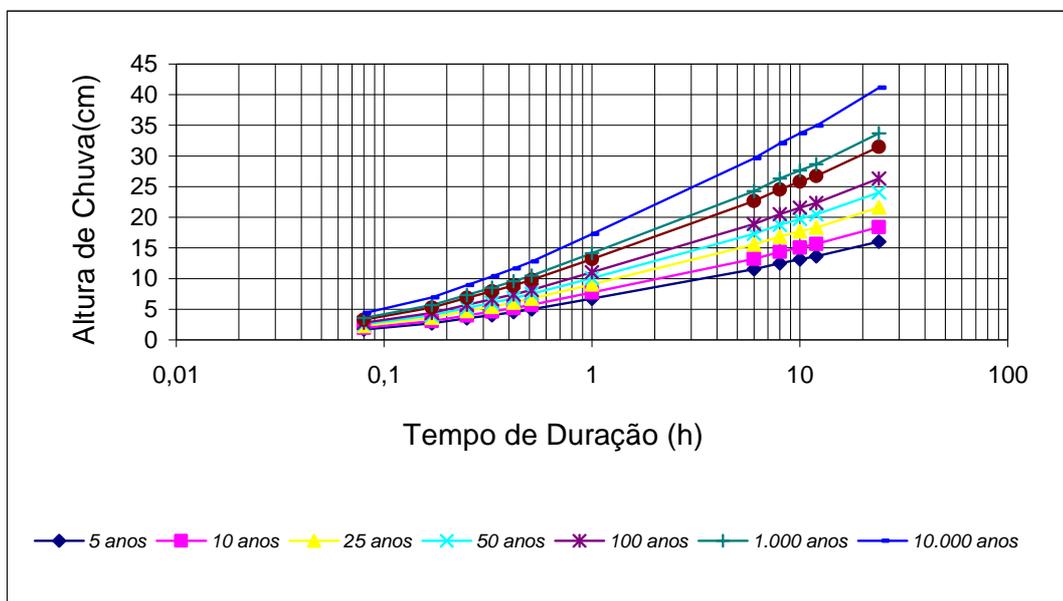
T (h)	Coef.	TR (anos)							
		5	10	25	50	100	500	1000	10.000
P _{1dia}	-	141,74	162,72	189,24	208,91	228,44	273,56	292,96	357,36
P _{24h}	1,14	160,16	183,88	215,73	240,25	262,70	314,59	336,90	410,97
P _{12h}	0,85	136,14	156,30	183,37	204,21	223,30	267,40	286,37	349,32
P _{10h}	0,82	131,33	150,78	176,90	197,00	215,42	257,97	276,26	336,99
P _{8h}	0,78	124,93	143,43	168,27	187,39	204,91	245,38	262,78	320,56
P _{6h}	0,72	115,32	132,39	155,33	172,98	189,15	226,51	242,57	295,90
P _{1h}	0,42	67,27	77,23	90,61	100,90	110,34	132,13	141,50	172,61
P _{0,5h}	0,74	49,78	57,15	67,05	74,67	81,65	97,78	104,71	127,73
P _{0,42h}	0,91	45,30	52,01	61,02	67,95	74,30	88,98	95,29	116,23
P _{0,33h}	0,81	40,32	46,29	54,31	60,48	66,14	79,20	84,81	103,46
P _{0,25h}	0,70	34,85	40,00	46,94	52,27	57,15	68,44	73,30	89,41
P _{0,17h}	0,54	26,88	30,86	36,21	40,32	44,09	52,80	56,54	68,97
P _{0,08h}	0,34	16,92	19,43	22,80	25,39	27,76	33,24	35,60	43,43

Após cálculo de desagregação foi feita a curva i-d-f para todos os tempo de recorrência e o resultado é apresentado na figura a seguir.





SIUMA



Equação da Chuva para cada Tempo de Recorrência			
5 anos	$y = 2,5806 \cdot \ln(x) + 7,1555$	100 anos	$y = 4,2327 \cdot \ln(x) + 11,736$
10 anos	$y = 2,9627 \cdot \ln(x) + 8,2149$	500 anos	$y = 5,0687 \cdot \ln(x) + 14,055$
25 anos	$y = 3,4759 \cdot \ln(x) + 9,6381$	1.000 anos	$y = 5,4282 \cdot \ln(x) + 15,051$
50 anos	$y = 3,8709 \cdot \ln(x) + 10,733$	10.000 anos	$y = 6,6215 \cdot \ln(x) + 18,36$

FIGURA 4.2 - CURVAS I X D X F

4.4. HIDROGRAMA UNITÁRIO

O hidrograma unitário foi determinado com base nas características fisiográficas da bacia, tais como área de drenagem (532 km²), comprimento do curso (52,5 km) e declividade (0,26%). A tabela a seguir apresenta os elementos para o Hidrograma Unitário do SCS.

Tabela 15 – Elementos do Hidrograma Unitário

Projetos	tc (h)	tp (h)	tr (h)	tb (h)	qp (m ³ /s)
Projeto Executivo	65,00	44,00	73,50	117,50	25,10
Revisão 2008	13,88	9,48	15,83	25,31	116,70
Revisão 2009	13,90	9,73	16,25	25,98	113,73

A vazão de pico do Projeto Executivo é a menor, com tempos de pico e tempos de base maior.





SIUMA

4.5. VAZÃO DE PROJETO

4.5.1 Precipitação Efetiva

No Projeto Executivo a precipitação efetiva também foi calculada através do método do Soil Conservation Service (SCS), onde o parâmetro CN foi reavaliado para 80.

Tabela 16 – Precipitação Efetiva Rearranjada – Projeto Executivo - mm

t (h)	25		50		100		500		1.000		10.000	
	Rearr.	Pe	Rearr..	Pe	Rearr..	Pe	Rearr.	Pe	Rearr..	Pe	Rearr..	Pe
2,00	4,62	0,00	5,05	0,00	5,50	0,00	6,20	0,00	6,70	0,00	7,80	0,00
4,00	8,04	0,00	8,79	0,00	9,50	0,08	10,80	0,86	11,60	0,86	13,50	0,86
6,00	18,00	3,96	19,64	5,10	21,10	6,22	24,20	8,56	26,00	10,05	30,20	13,69
8,00	80,40	55,81	87,96	63,53	94,60	70,42	17,10	84,51	116,2	92,88	135,0	112,5
10,00	22,90	19,81	25,08	22,10	27,00	24,12	10,80	28,21	33,20	30,61	38,50	36,13
12,00	12,76	11,33	13,93	12,58	15,00	13,70	8,30	15,90	18,40	17,25	21,40	20,35
14,00	6,16	5,54	6,73	6,14	7,20	6,64	6,20	7,77	8,90	8,40	10,40	9,94
16,00	4,45	4,03	4,86	4,46	5,20	4,81	6,00	5,64	6,40	6,06	7,50	7,19
18,00	3,42	3,14	3,74	3,74	4,00	3,74	4,60	4,36	5,00	5,00	5,80	5,59
20,00	3,42	3,13	3,74	3,74	4,00	3,73	4,60	4,35	5,00	5,00	5,80	5,58
22,00	3,42	3,12	3,74	3,74	4,00	3,72	4,60	4,34	5,00	5,00	5,80	5,58
24,00	3,42	3,11	3,74	3,74	4,00	3,72	4,60	4,34	5,00	5,00	5,80	5,57
Soma	170,9	112,9	187,0	127,7	201,1	140,9	230,10	168,84	247,40	185,13	287,50	223,06

Na revisão 2008 a precipitação efetiva também foi calculada de acordo com o método do SCS. O valor de CN adotado foi 65 que corresponde à pastagem, condição hidrológica boa a regular e grupo de solo B e C. A tabela a seguir mostra a precipitação efetiva (Pe) para os tempos de Recorrência (TR) de 1.000 e 10.000 anos.





SIUMA

Tabela 17 – Precipitação Efetiva Rearranjada – Revisão 2008 - mm

Δt	TR (anos)	
	1.000	10.000
0,00	0	0,00
2,31	0,52	0,67
4,63	0,73	0,95
6,94	1,26	1,67
9,25	4,70	6,76
11,56	2,03	2,72
13,88	0,92	1,21
16,19	0,60	0,79
18,50	0,45	0,59
20,81	0,40	0,52

Na revisão 2009, a metodologia foi a mesma da revisão 2008, contudo o CN considerado passou por análise de qual seria o mais apropriado. Segundo informações do solo, a bacia possui solos do tipo Planossolo e Luvisolo, que são solos que variam de bem a imperfeitamente drenados, possuindo camada sub-superficial de argila. O uso de solo predominante é com pastagens (64,18%), mas há porcentagem de uso agrícola (8,86%) e cobertura vegetal (26,96%). Com tais informações foi adotado CN 50.

Tabela 18 – Precipitação Efetiva Rearranjada – Revisão 2009 - mm

Δt	TR (anos)							
	5	10	25	50	100	500	1.000	10.000
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,31	0,17	0,23	0,29	0,34	0,39	0,51	0,56	0,73
4,63	0,24	0,30	0,39	0,47	0,55	0,72	0,79	1,03
6,94	0,37	0,49	0,67	0,80	0,93	1,23	1,36	1,80
9,25	0,75	1,19	1,89	2,51	3,13	4,71	5,45	8,09
11,56	0,55	0,74	1,02	1,25	1,45	1,96	2,18	2,93
13,88	0,29	0,38	0,50	0,59	0,69	0,90	0,99	1,30
16,19	0,19	0,25	0,34	0,40	0,45	0,59	0,65	0,86
18,50	0,30	0,34	0,40	0,45	0,49	0,58	0,62	0,76
20,81	0,26	0,31	0,35	0,40	0,44	0,52	0,56	0,68



SIUMA

4.5.2. Hidrogramas de Projeto

Através da Precipitação Efetiva e do Hidrograma unitário foi possível obter para cada intervalo de chuva um pequeno hidrograma. O hidrograma resultante desse processo é a soma das contribuições parciais em cada intervalo de tempo.

Com base no hidrograma de projeto obtido no Projeto Executivo e nas revisões, são apresentadas as vazões máximas para vários tempos de recorrência.

Tabela 19 – Vazões Máximas de Projeto

TR (anos)	Projeto Executivo	Revisão 2008	Revisão 2009
5	-	-	211,29
10	-	-	300,17
25	272,70	-	434,81
50	308,40	-	547,97
100	340,20	-	658,56
500	407,90	-	932,69
1.000	442,60	1.237	1.056,73
10.000	539,40	1.716	1.491,96

Comparando a vazão entre os três estudos observa-se que as vazões do Projeto Executivo correspondem 30 a 35% das vazões obtidas nas revisões. Enquanto que as vazões de 2009 estão próximas de 90% das vazões da revisão de 2008.

No caso do Projeto Executivo, a base de dados (série de precipitação máxima diária anual) não se mostrou confiável, além de um tempo de concentração alto, 65 h, que significa que a velocidade de escoamento é baixa e ocorrendo contradição com o CN considerado 80, já que um CN elevado pode caracterizar infiltração média ou abaixo da média, portanto gerando mais escoamento superficial.

Na Revisão de 2008, teve-se um cuidado maior na base de dados, um tempo de concentração mais apropriado para a bacia em estudo, 13,88 h e um CN igual a 75. Porém, a base de dados possui apenas 20 anos.

A Revisão de 2009, por sua vez, apresentou uma série de precipitação máxima diária anual mais longa, 29 anos, dados mais confiáveis e com tempo de concentração praticamente o mesmo da Revisão 2008. Somado a isso houve a reavaliação para CN 50, com base na área em estudo, no tipo de solo e no tipo uso do solo.

Portanto, os hidrogramas que serão utilizados são da Revisão 2009 e para os seguintes tempos de recorrência:





SIUMA



- TR = 5 anos;
- TR=100 anos;
- TR=1.000 anos;
- TR=10.000 anos.

Os hidrogramas de projeto para os respectivos tempos de retorno são apresentados a seguir:

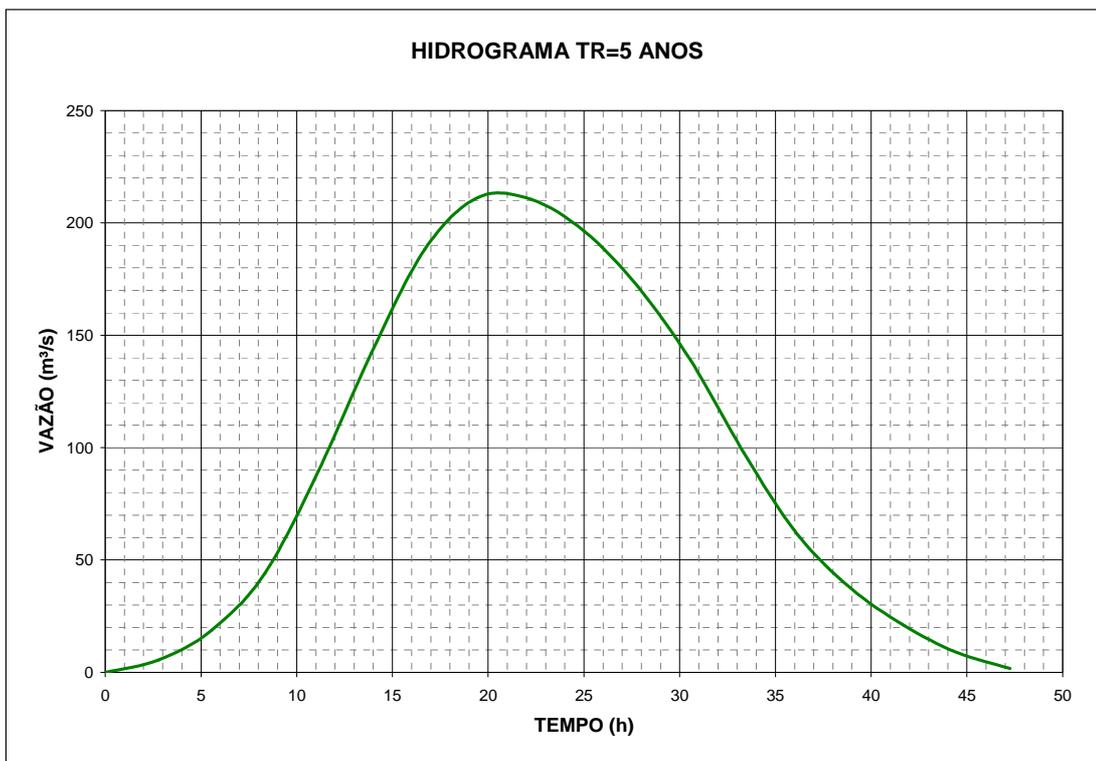


FIGURA 4.3 – HIDROGRAMA TR= 5 ANOS



SIUMA

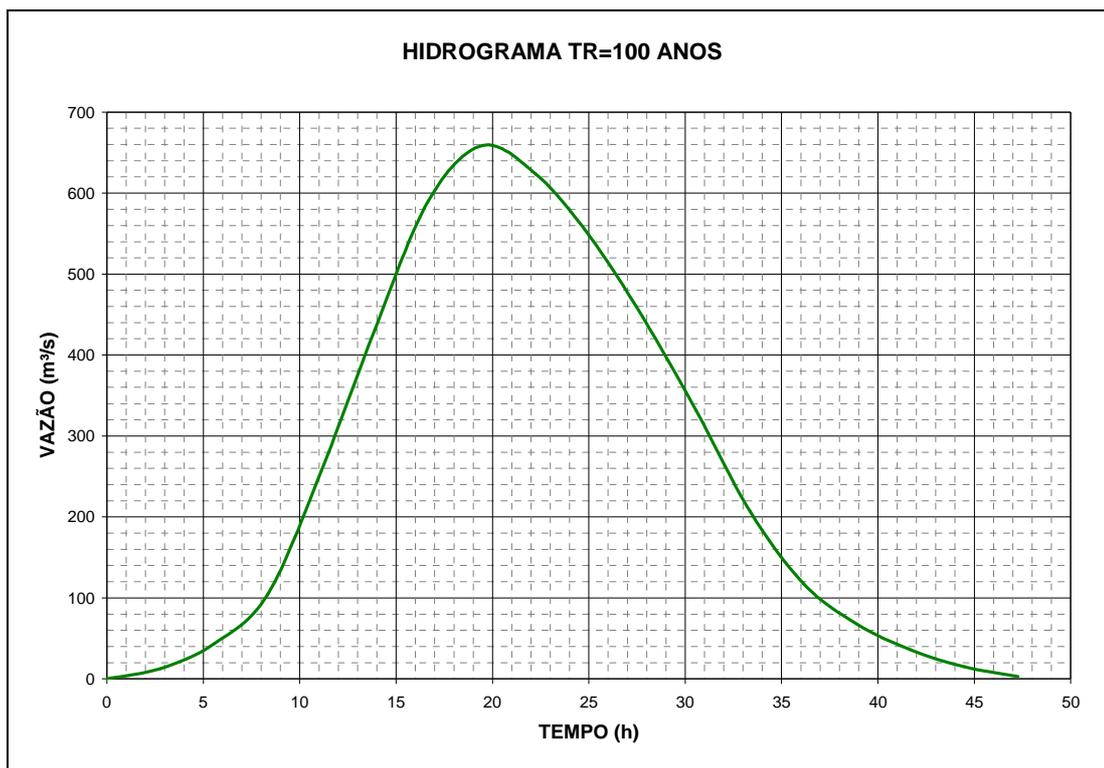


FIGURA 4.4 - HIDROGRAMA TR= 100 ANOS





SIUMA

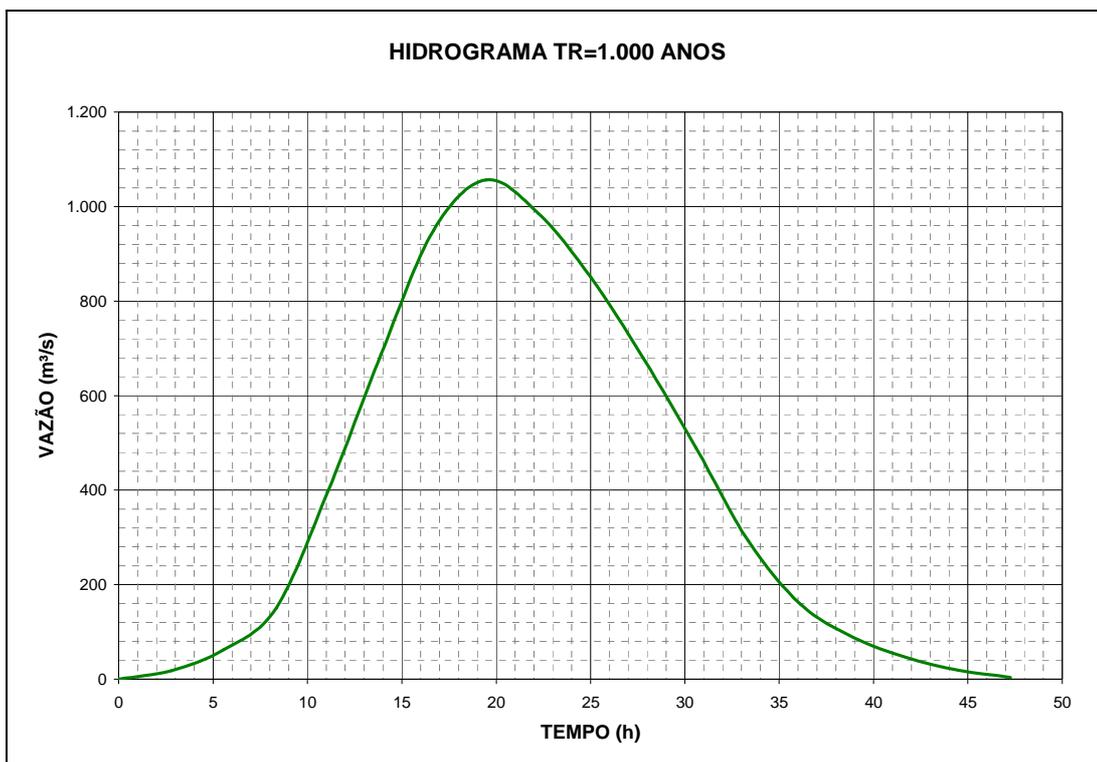


FIGURA 4.5 - HIDROGRAMA TR= 1.000 ANOS



BOURSCHEID ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A. ISO 9001 2000





SIUMA

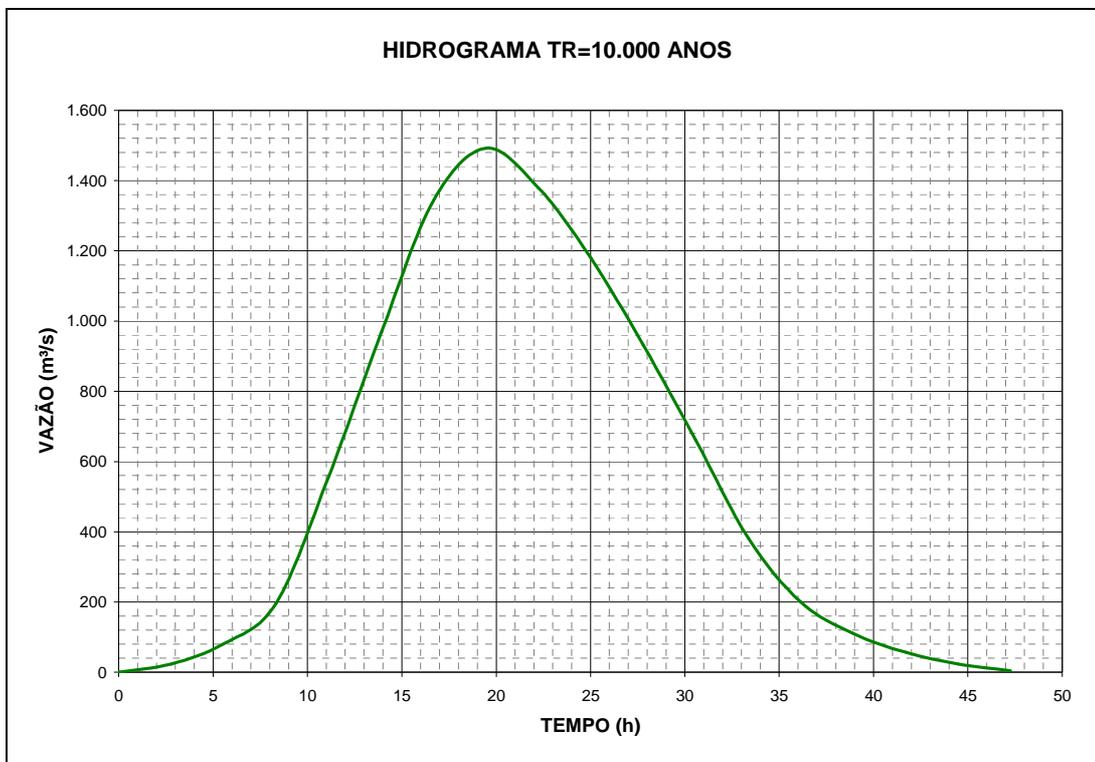


FIGURA 4.6 - HIDROGRAMA TR= 10.000 ANOS



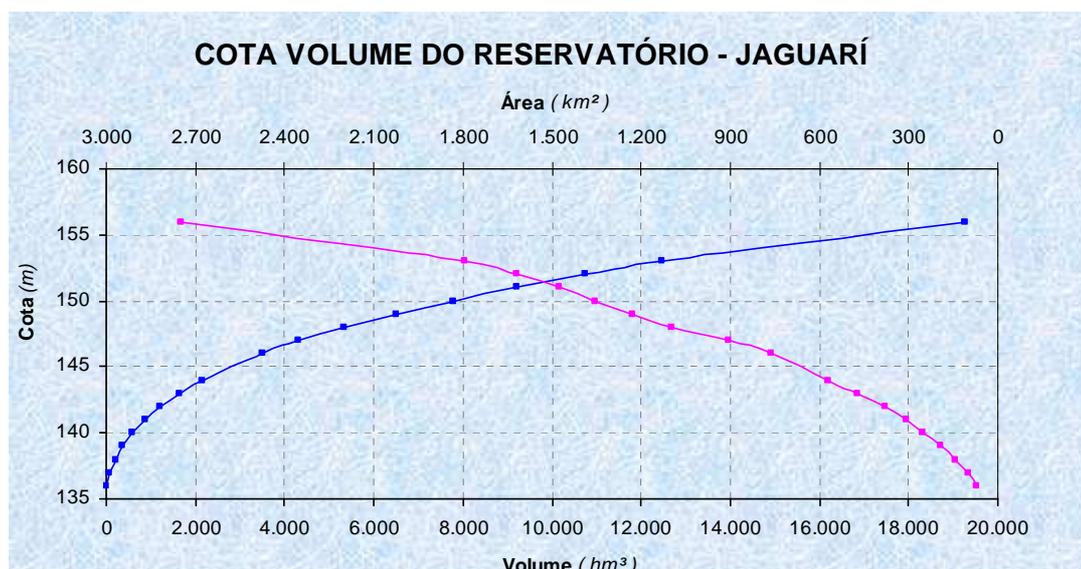


SIUMA



4.6. AMORTECIMENTO DE CHEIAS TR 100

DADOS DO RESERVATÓRIO			HIDROGRAMA DE CHEIA		VERTEDOR		
COTA (m)	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	t (min)	Q (m³/s)			
136	708.556	0	0	0	Cota da Soleira (m)	153.6	
137	996.157	852.357	166.8	11.370	Comprimento da Soleira (m)	110	
138	1.430.383	2.065.627	333.6	38.350	Coefficiente Hdráulico	2.18	
139	1.893.040	3.727.338	500.4	91.310			
140	2.500.968	5.924.342	667.2	209.580	DESCARREGADOR DE FUNDO		
141	3.063.851	8.706.752	834	346.610			
142	3.785.034	12.131.194	1001	470.200			
143	4.725.502	16.386.462	1168	526.850			
144	5.712.044	21.605.235	1334	507.740		Cota da Geratriz Interna Inferior (m)	136
146	7.629.251	34.946.530	1501	454.880		Diâmetro do Orifício (m)	0
147	9.056.858	43.289.585	1668	379.960		Número de Linhas da Tubulação	1
148	10.960.804	53.298.416	1835	290.130	Declividade da Tubulação (m/m)	0.01	
149	12.281.654	64.919.645	2002	189.560	Coef. de Rugosidade [Manning]	0.015	
150	13.567.754	77.844.349	2168	112.100	Coef. do Orifício	0.61	
151	14.771.479	92.013.965	2335	65.830			
152	16.185.909	107.492.659	2502	35.670			
153	17.938.078	124.554.653	2669	14.810			
156	27.459.999	192.651.768	2836	2.960	Cota Inicial do NA (m)	153.6	





SIUMA

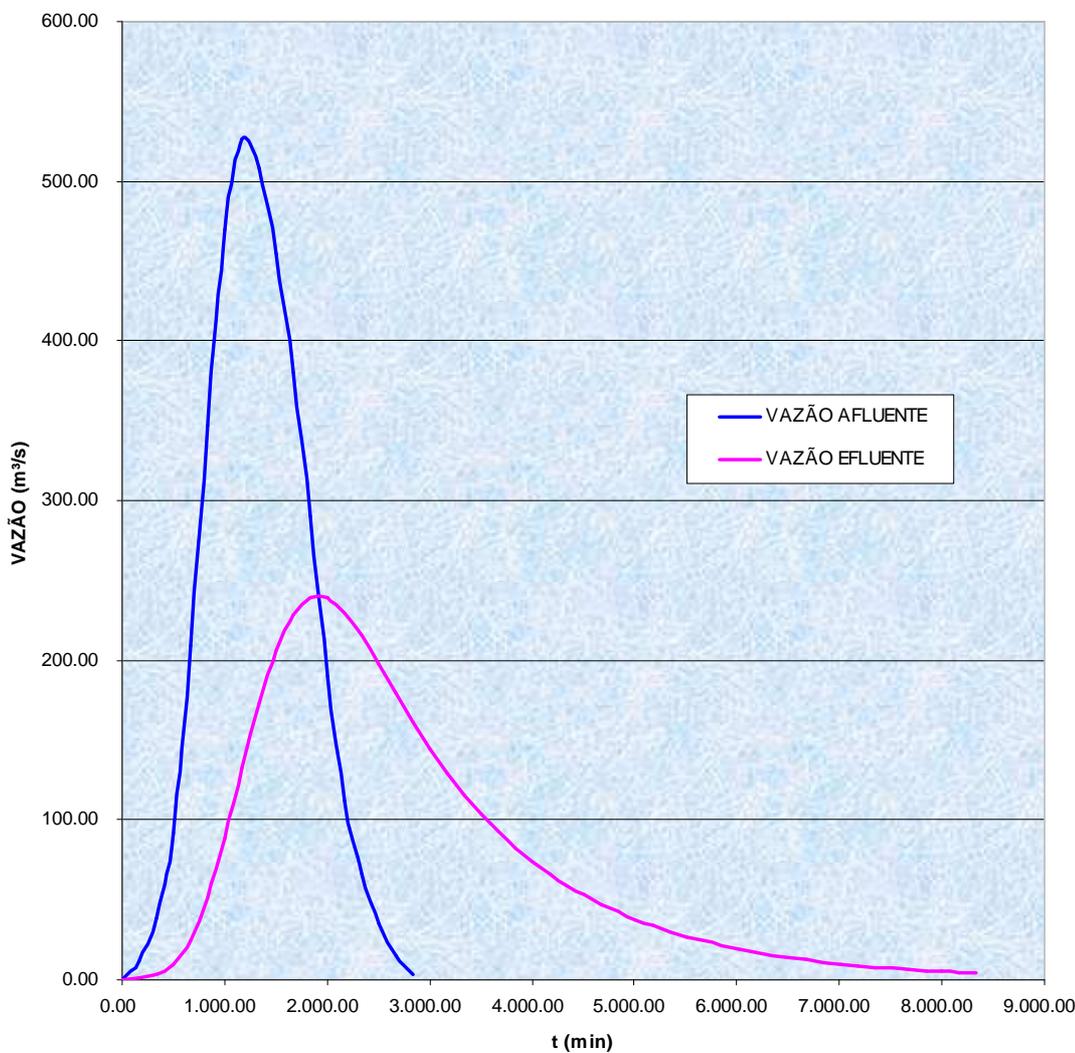


RESULTADO DA SIMULAÇÃO						
n	t (min)	Qe (m³/s)	Qs	Volume Res.	CotaNA	Δh
1	0.00	0.00	0.00	138.174.214	153.60	0.00
2	166.80	11.37	0.60	138.228.107	153.60	0.01
3	333.60	38.35	3.17	138.458.065	153.61	0.04
4	500.40	91.31	9.69	139.042.579	153.64	0.10
5	667.20	209.58	24.57	140.376.833	153.70	0.20
6	834.00	346.61	51.37	142.780.004	153.80	0.35
7	1.000.80	470.20	89.12	146.164.293	153.95	0.52
8	1.167.60	526.85	132.41	150.045.012	154.12	0.68
9	1.334.40	507.74	173.10	153.693.350	154.28	0.81
10	1.501.20	454.88	205.69	156.614.857	154.41	0.90
11	1.668.00	379.96	228.07	158.621.864	154.50	0.95
12	1.834.80	290.13	239.38	159.635.847	154.55	0.95
13	2.001.60	189.56	239.43	159.640.234	154.55	0.91
14	2.168.40	112.10	230.06	158.800.394	154.51	0.85
15	2.335.20	65.83	215.15	157.462.932	154.45	0.78
16	2.502.00	35.67	197.76	155.904.637	154.38	0.71
17	2.668.80	14.81	179.52	154.269.284	154.31	0.64
18	2.835.60	2.96	161.48	152.651.812	154.24	0.57
19	3.002.40		144.57	151.135.163	154.17	0.51
20	3.169.20		129.28	149.764.830	154.11	0.46
21	3.336.00		115.61	148.539.383	154.06	0.41
22	3.502.80		103.39	147.443.498	154.01	0.37
23	3.669.60		92.46	146.463.477	153.97	0.33
24	3.836.40		82.68	145.587.073	153.93	0.29
25	4.003.20		73.94	144.803.316	153.89	0.26
26	4.170.00		66.12	144.102.431	153.86	0.23
27	4.336.80		59.13	143.475.664	153.83	0.21
28	4.503.60		52.88	142.915.160	153.81	0.19
29	4.670.40		47.29	142.413.908	153.79	0.17
30	4.837.20		42.29	141.965.644	153.77	0.15
31	5.004.00		37.82	141.564.767	153.75	0.13
32	5.170.80		33.82	141.206.277	153.73	0.12
33	5.337.60		30.24	140.885.707	153.72	0.11
34	5.504.40		27.05	140.599.028	153.71	0.10
35	5.671.20		24.19	140.342.652	153.70	0.09
36	5.838.00		21.63	140.113.394	153.69	0.08
37	6.004.80		19.34	139.908.378	153.68	0.07
38	6.171.60		17.30	139.725.040	153.67	0.06
39	6.338.40		15.47	139.561.075	153.66	0.05
40	6.505.20		13.83	139.414.431	153.65	0.05
41	6.672.00		12.37	139.283.295	153.65	0.04
42	6.838.80		11.06	139.166.038	153.64	0.04
43	7.005.60		9.89	139.061.177	153.64	0.03
44	7.172.40		8.85	138.967.394	153.63	0.03
45	7.339.20		7.91	138.883.535	153.63	0.03
46	7.506.00		7.08	138.808.537	153.63	0.02
47	7.672.80		6.33	138.741.468	153.63	0.02
48	7.839.60		5.66	138.681.503	153.62	0.02
49	8.006.40		5.06	138.627.873	153.62	0.02
50	8.173.20		4.53	138.579.901	153.62	0.02
MAX			239.43		154.55	0.95





SIUMA



BOURSCHEID ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A. ISO 9001 2000



SIUMA



5. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA EXTRAVASOR





5. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA EXTRAVASOR

Foi considerada para o dimensionamento do vertedor uma vazão efluente de $Q=240 \text{ m}^3/\text{s}$ para um tempo de recorrência (TR) de 100 anos.

O vertedor de superfície estará situado na margem esquerda da barragem, constituindo-se de uma passagem de 110,00 m de vão livre escavada na rocha, muros e soleira, em bloco de concreto armado tipo gravidade com clássico perfil “Creager”.

5.1. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DO VERTEDEDOR

5.1.1. Vazões de dimensionamento

O vertedor terá capacidade para escoar um hidrograma afluente com vazão equivalente à de 10.000 anos de tempo de recorrência (probabilidade 0,01%). No reservatório esta vazão é laminada, para um vertedor de comprimento de 110,00m, na cota 153,60 m para, aproximadamente, $1.491,96 \text{ m}^3/\text{s}$. (cota 155,79m)

5.1.2. Função de escoamento no vertedor

A vazão escoada pelo vertedor será:

$$Q = c_0 \cdot n \cdot L_0 \cdot h_0^{3/2}$$

onde,

$$c_0 = 2,18 \text{ (coeficiente médio)}$$

$$n = \text{número de vãos do vertedor} = 1$$

$$L_0 = 110,00 \text{ m.}$$

$$h_0 = \text{altura de lâmina de água sobre o vertedor para a descarga de projeto: } 1,00\text{m.}$$

A cota da soleira do vertedor é C.S. = 153,60m. O nível “máximo maximorum” no lago será 154,60m.

A cota de fundo de aproximação do vertedor será 148,00 m o que resultará um P :

$$P = 153,60 - 148,00 = 5,60\text{m}$$



SIUMA

5.1.3. Cálculo da curva real de descarga do vertedor, e correção dos valores calculados para h_e .

Com os elementos anteriormente descritos calcularam-se os coeficientes de descarga para as diferentes alturas de água a montante do vertedor a partir das recomendações do U.S.B.R. (Design of Small Dams - Bureau of Reclamation).

A descarga por um vertedor é dada pela seguinte expressão:

$$Q = c \times L \times h_e^{3/2}$$

Onde,

$$L = L_0 - 2(nK_p + K_a)h_e$$

L = Largura efetiva do vertedor

L_0 = Largura bruta do vertedor = 110,00 m

n = número de pilares intermediários = 0

K_p = coeficiente de contração nos pilares

K_a = coeficiente de contração nas extremidades = 0,10

h_e = atual altura na crista.

O dimensionamento será feito para a sobrelevação máxima e para ela se obtêm o melhor coeficiente de descarga. Para diferentes cargas do projeto realiza-se a correção do coeficiente conforme Tabela 3, em função da relação h_e/h_0

Tabela 3

He	L	P/He	c_0	c	$He^{3/2}$	h_e/h_0	c/c0	Q (m³/s)	Cota (m)
0.10	109.994	56	2.18	1.79	0.032	0.11	0.82	6.22	153.70
0.25	109.975	22	2.18	1.90	0.125	0.26	0.87	26.07	153.85
0.50	109.929	11	2.18	1.92	0.354	0.53	0.88	74.56	154.10
0.75	109.870	7	2.18	2.11	0.650	0.79	0.97	150.90	154.35
0.95	109.815	6	2.18	2.16	0.926	1.00	0.99	219.45	154.55
1.00	109.800	6	2.18	2.20	1.000	1.05	1.01	241.76	154.60
1.25	109.720	4	2.17	2.24	1.398	1.32	1.03	342.73	154.85
1.40	109.669	4	2.17	2.28	1.657	1.47	1.05	413.93	155.00
1.50	109.633	4	2.17	2.32	1.837	1.58	1.07	467.65	155.10
1.60	109.595	4	2.17	2.34	2.024	1.68	1.08	519.82	155.20
1.75	109.537	3	2.16	2.38	2.315	1.84	1.1	602.51	155.35
2.00	109.434	3	2.16	2.42	2.828	2.11	1.12	748.81	155.60

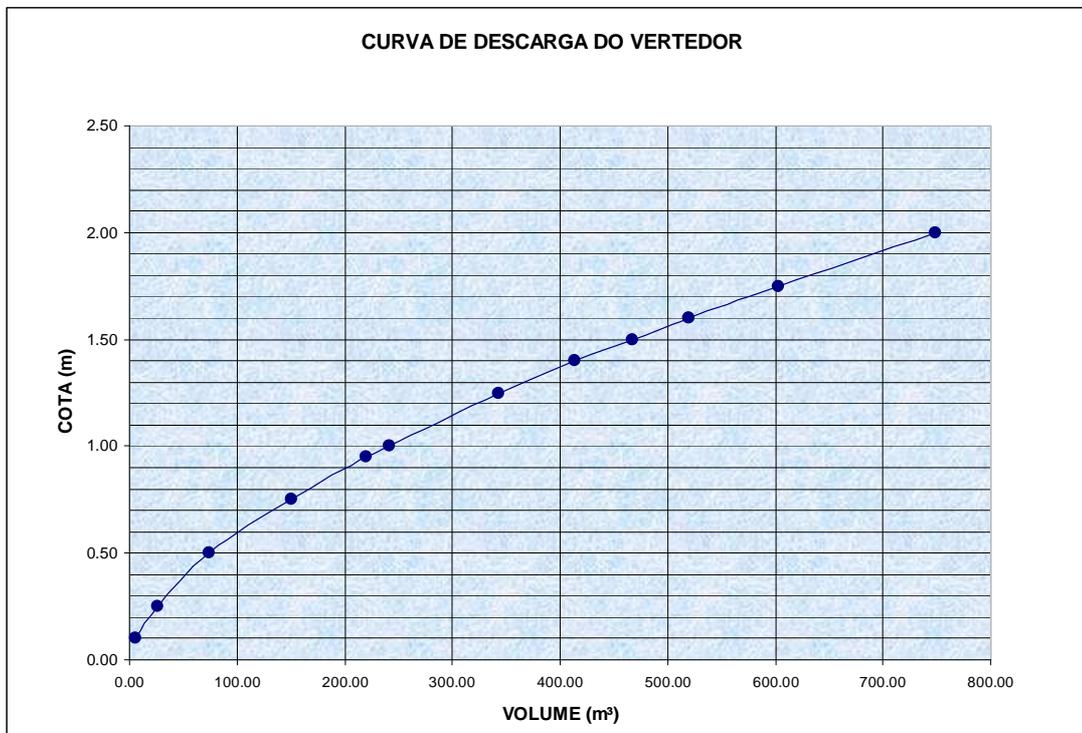


Figura 5.1 - Curva de descarga do vertedor

5.1.4. Perfil do vertedor

O perfil Creager foi projetado para operar com uma lâmina de 1,00m, a qual ocorrerá quando o nível da água no lago atingir a cota 154,64 m.

A Figura 13 apresenta o perfil Creager do vertedor:

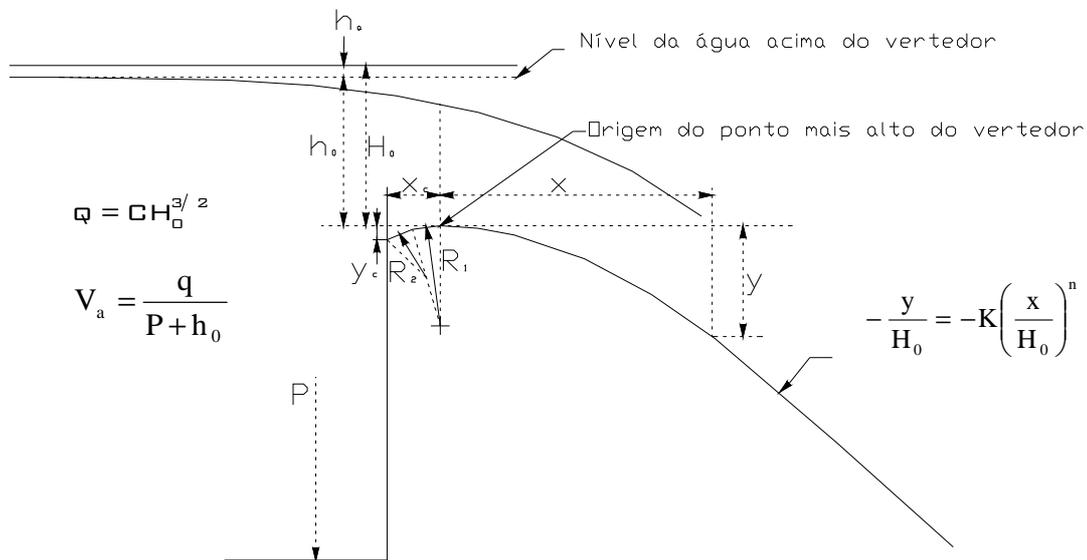


Figura 13 – Perfil Creager do Vertedor

O equacionamento é a seguir apresentado:

$$q_0 = c \times h_0^{3/2} = 2,18 \times 1,00^{3/2} = 2,18 m^3 / s.m$$

$$v_a = \frac{q_0}{P + h_0} = \frac{2,18}{5,6 + 1,00} = 0,33 m / s$$

$$h_a = \frac{q_0^2}{2g(P + h_0)^2} = \frac{2,18^2}{19,66(5,6 + 1,00)} = 0,04 m.$$

$$H_0 = h_0 + h_a = 1,00 + 0,04 = 1,04 m + 153,60 = 154,64 m$$

O perfil Creager terá a seguinte relação no seu desenvolvimento:

$$\frac{y}{h_0} = -K \left(\frac{x}{h_0} \right)^n$$



SIUMA

Segundo o manual de projetos “Small Dams”:

$$\frac{h_a}{h_0} = \frac{0,04}{1,00} = 0,04$$

$$K = 0,50$$

$$N = 1,85$$

$$y = -0,50 \times 1,00 \left(\frac{x}{1,00} \right)^{1,85}$$

$$y = -0,50x^{1,85}$$

A partir desta relação se obtém a Tabela 5, a seguir apresentada.

Tabela 5 - Dimensionamento do Perfil Creager

X	Y
0.25	-0.038
0.50	-0.139
1.00	-0.500
1.25	-0.756
1.50	-1.059
1.75	-1.408
2.00	-1.803
2.25	-2.241
2.50	-2.724
2.75	-3.249
3.00	-3.816
3.25	-4.425
3.50	-5.076
3.75	-5.767
4.00	-6.498

Nos gráficos de “Small Dams”, obtém-se:

para $\frac{h_a}{h_0} = 0,04$ $\frac{x_c}{h_0} = 0,265$ $\frac{y_c}{h_0} = 0,110$ $\frac{R_1}{h_0} = 0,520$ $\frac{R_2}{h_0} = 0,220$

$$x_c = 0,265 \times 1,00 = 0,265m.$$

$$y_c = 0,110 \times 1,00 = 0,110m.$$

$$R_1 = 0,520 \times 1,00 = 0,52m.$$

$$R_2 = 0,220 \times 1,00 = 0,21m.$$





SIUMA



O vertedor será dotado de canal lateral de seção trapezoidal partirá na estaca E0 na cota 144,00. A inclinação das laterais será de 1/2:1 e a base terá 8,00 de largura . Ao final do vertedor na estaca E5+10 haverá a transição para a seção de controle com paredes laterais verticais e base com 8,00m.

A altura crítica será calculada através da seguinte expressão:

$$d_c = \sqrt[3]{q_1^2 / g}$$

Sendo

$$q_1 = 240\text{m}^3/\text{s} / 8,00\text{m} = 30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{30,00^2 / 9,81} = 4,51 \text{ m}$$

$$v_c = q_1 / d_c = 30 / 4,51 = 6,65 \text{ m/s}$$

$$h_{vc} = \frac{v_c^2}{2g} = 6,65^2 / 2g = 2,26 \text{ m}$$

Para garantir o regime lento no canal do vertedor, a declividade crítica (I) foi calculada com a seguinte expressão:

$$i_c = (g \times h_m) / (c^2 \times R_h)$$

sendo =

h_m = área da seção / largura sup. do canal;

c = 71 (adimensional);

R_h = raio hidráulico = área da seção / perímetro hidráulico.

$$i_c = (9,81 \times 5,21) / 71^2 \times 76,93 / 23,12 = 0,0030\text{m/m} , \text{ adotada a declividade } \mathbf{0,001\text{m/m}}$$

Com declividade no fundo do vertedor de 0,001 m/m (i_v) < 0,003m/m (i_c) na estaca E5+10 a cota de fundo a jusante do vertedor será:

$$144,00\text{m} - 0.001\text{m/m} \times 110\text{m} = 143,89\text{m}$$

Supondo-se que as perdas no canal lateral desde o início do vertedor até a seção de controle (perdas devido à contração da seção, a dispersão dos fluxos não realizada no



SIUMA



vertedor propriamente dito e ao atrito), são equivalentes a 20% da diferença entre as alturas de velocidade nos extremos da transição.

Considerando a transição com declividade nula, as características no extremo do canal da seção de controle atenderão a o teorema de Bernouilli:

$$d_{(E5+10)} + h_{v(E5+10)} = d_c + h_{vc} + 0,2 (h_{vc} - h_{v(E5+10)})$$

Esta expressão deve ser resolvida por aproximações sucessivas, supondo em primeiro lugar um valor de $d_{(E5+10)}$ e obtendo $h_{v(E5+10)}$. Se os valores obtidos não satisfazem a relação anterior, deve repetir-se o processo com novos valores de $d_{(E5+10)}$.

Para $d_{(E5+10)}=6,58$ m., a área da seção do canal é de $S=74,29$ m².

$$v_{(E5+10)} = \frac{240}{74,29} = 3,23 \text{ m/s}$$

$$h_{v(E5+10)} = \frac{v_{(E5+10)}^2}{2g} = \frac{3,23^2}{2 \times 9,81} = 0,53 \text{ m.}$$

$$0,2 \times (h_{vc} - h_v) = 0,2(2,26 - 0,53) = 0,35 \text{ m.}$$

Substituindo estes valores na equação de Bernouilli

$$6.58+0,53 = 4,51+2,26 + 0,35$$

$$7,11 \approx 7,12 \dots\dots\dots; \text{OK!}$$

Uma vez determinadas às características hidráulicas no extremo de jusante (estaca E5+10), o perfil da superfície da água ao longo do canal lateral é obtido a partir da equação:

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \times \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \times \left[(v_1 + v_2) + \frac{v_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (\text{ver "Small Dams"})$$

A vazão desaguada por unidade de comprimento é $q = \frac{240}{110} = 2,18 \text{ m}^3 / \text{s.m.}$

Os cálculos das características do canal do vertedor são apresentados na Tabela 6.





SIUMA



Estaca (1)	γX (2)	Cota da soleira (3)	γy (4)	Cota da lamina d'agua (5)	d (m) (6)	A (m ²) (7)	Q (m ³ /s) (8)	V (m/s) (9)	Q1 + Q2 (10)	Q1g/Q1+Q2 (11)	V1+V2 (12)	V1-V2 (13)	Q2-Q1 (14)	Q2-Q1/Q1 (15)	V2/Q2-Q1/Q1 (16)	(13) γ (16) (17)	$\gamma y =$ (11) γ (12) γ (17) (18)	obs
E5+10		143.89		151.00	7.11	74.29	240.00	3.23										
E5	10.00	143.90	0.400	151.40	7.50	88.12	218.18	2.48	458.18	0.0534	5.71	0.75	21.82	0.091	0.225	0.980	0.2386	
												0.70					0.2356	OK
E4	20.00	143.92	0.260	151.54	7.62	90.07	174.55	1.94	382.73	0.0566	4.46	0.59	43.64	0.200	0.388	0.976	0.2469	
												0.58					0.2456	OK
E3	20.00	143.94	0.200	151.72	7.78	92.58	130.91	1.41	305.45	0.0582	3.36	0.53	43.64	0.250	0.353	0.884	0.1730	
												0.52					0.1720	OK
E2	20.00	143.96	0.150	151.70	7.76	92.14	87.27	0.93	218.18	0.0612	2.35	0.49	43.64	0.333	0.309	0.803	0.1153	
												0.93					0.1148	OK
E1	20.00	143.98	0.080	151.89	7.91	94.59	43.64	0.46	130.91	0.0880	1.39	0.47	43.64	0.500	0.231	0.701	0.0964	
												0.47					0.0964	OK
ED+1	19.00	144.00	0.020	151.90	7.90	94.39	2.18	0.02	45.82	0.0971	0.49	0.44	41.45	0.950	0.022	0.461	0.0217	
												0.44					0.0217	OK





SIUMA



5.1.5. Transição do canal do vertedor à seção retangular do canal de deságüe

A largura da seção do canal trapezoidal no coroamento, é = 20,00 m.

O canal passará de uma seção trapezoidal com largura 20,00 m, no topo, a uma seção retangular com largura 8,00 m, e como já dito terá declividade nula.

O comprimento de transição será dado por:

$$L = \frac{20,00 - 8,00}{2} \times \text{Cotg}(12^\circ 30') \approx 28,00\text{m}.$$

A transição iniciará na E5+10 até a E6+18 na cota 143,89m

5.1.6. Canal de deságüe

A água atravessa a seção de controle com velocidade crítica e entra no canal de deságüe em regime supercrítico ou rápido. Para evitar um ressalto hidráulico imediatamente a jusante do controle, a corrente deve manter-se em estado supercrítico em todo o comprimento do canal de deságüe.

$$i_c = (g \times h_m) / (c^2 \times R_h)$$

sendo =

h_m = área da seção / largura superior do canal;

$c = 71$ (adimensional);

R_h = raio hidráulico = área da seção / perímetro hidráulico.

$$i_c = (9,81 \times 4,51) / 71^2 \times 36,08 / 17,02 = 0,004\text{m/m}, \text{ adotada a declividade } \mathbf{0,03\text{m/m}} > 0,004\text{m/m}.$$

A altura da lamina em regime uniforme no canal de deságüe foi verificada pelo método das tentativas aplicado Chésy onde:

$$Q = S \times V \quad \text{e} \quad V = 1/n \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{sendo } n=0,013;$$

$$Q = L \times d_1 \times V_1 = 240 = 8 \times d_1 \times V_1$$

Para $d_1 = 1,90\text{m}$ teremos:

$$V_1 = 15,77 \text{ m/s}$$

$$Q = 8 \times 1,90 \times 15,77 \approx 240,00 \text{ (OK!)}$$





SIUMA

Como temos $4,51(h_c) > 1,90m (d_1)$regime supercrítico OK!

Considerando um resguardo de 0,60m, a altura do canal será 2,50 m.

A partir da seção de controle na estaca (E6+18) na cota 143.89m, até o ponto mais a jusante com a declividade de 0,03m/m na cota 135,20m, o canal de deságüe terá 289,66m de extensão (E21+7,66), a partir deste ponto haverá uma curvatura do fundo com raio de 60,00m que alcançará a profundidade de 126,30m sendo este o fundo da câmara de dissipação conforme será abordado nos itens subseqüentes.

5.1.7. Dissipação de energia

Para a altura d_2 do ressalto usa-se a seguinte expressão:

$$d_2 = - d_1 / 2 + ((d_1^2/4) + ((2v_1^2 \times d_1)/g))^{0,5}$$

onde:

d_1 =altura antes do ressalto;

v_1 = velocidade antes do ressalto;

$$d_2 = - 1,90 / 2 + ((1,90^2/4)+((2 \times 15,77^2 \times 1,90)/9,81))^{0,5} = 8,91m$$

O d_2 e d_1 são as alturas conjugadas do início e do fim do ressalto neste caso a altura de ressalto será a diferença de nível entre o início e o fim do ressalto:

$$d_r = d_2 - d_1 = 8,91 - 1,90 = 7,01m, \text{ e se}$$

$d_2 / d_1 = 7,01 / 1,90 = 5,11 > 2$ (ocorrerá o ressalto de choque, e será necessária bacia de dissipação).

A forma típica do ressalto classificada em função do “fator cinético da vazão entrante” será dada por F_1 e λ_1 , sendo

$$\lambda_1 = (h_c/d_1)^3 = F_1^2$$

$$\lambda_1 = (4,51 / 1,90)^3 = 13,37$$

$$F_1 = (\lambda_1)^{0,5} = (13,37)^{0,5} = 3,66$$

Para F_1 e λ_1 a forma será comum, instável e produzirá ondas no canal.

O comprimento do ressalto será dado pela seguinte relação conforme *Bureau of Reclamation*:

$$d_r = 6,9d_1 = 6,9 \times 7,01 = \sim 48,00m$$





SIUMA



Para o caso específico será adotado dissipador de energia através de “Ski-jump”, com a profundidade suficiente para aproveitar o colchão de água a jusante que se forma com a baixa declividade do rio.

A partir da seção de controle na estaca (E6+18) na cota 143,89m, até o ponto mais a jusante com a declividade de 0,03m/m na cota 135,20m, o canal de deságüe terá 289,66m de extensão (E21+7,66),

A partir do extremo a jusante do canal de deságüe (E21+7,66) o fundo do canal formará uma curva vertical com raio de 60,00m e 30,00m de extensão (E22+17,66), onde alcançará a cota de profundidade na 126,30m, sendo este o fundo da câmara de dissipação, com declividade nula e formato retangular.

Esta câmara de dissipação, com 48,00 de extensão, em seu extremo a jusante terá declividade ascendente na proporção de 5:1 junto a uma transição de 23,50m para um canal trapezoidal enrocado, com a cota de fundo inicial na 131,00m e que será denominado canal de restituição, conforme será abordado nos itens subseqüentes.

Curva vertical de ligação do canal com a estrutura terminal ou dissipador

(conforme “Small Dam”)

$$R = \frac{1,53d_1 \times v_1^2}{p} = 60,00$$

5.1.8. Canal de restituição

O canal de restituição terá seção trapezoidal com a largura da base de 12,00m e inclinação das paredes laterais com 2:1.

O canal de restituição terá regime fluvial ou sub-crítico sendo a inclinação do canal (i_R) < que a inclinação crítica (i_c).

$$i_c = (g \times h_m) / (c^2 \times R_h)$$

sendo =

h_m = área da seção / largura sup. do canal;

c = 71 (adimensional);

R_h = raio hidráulico = área da seção / perímetro hidráulico.

$i_c = (9,81 \times 62,07 / 21,59) / 71^2 \times 62,07 / 24,00 = 0,00261 \text{m/m}$, adotada a declividade **0,001m/m** < 0,00261m/m.





SIUMA



A lâmina máxima será 4,17 m acima da cota de fundo na cota 131,00 m para uma vazão max. de 240 m³/s.

Nesta condição a velocidade de máxima de escoamento será 3,15 m/s considerando um coeficiente de rugosidade para enrocamento de 0,022 e utilizando as seguintes expressões:

$$Q = S \times V \quad \text{e} \quad V = 1/n \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{sendo } n= 0,022;$$

Para a lâmina máxima teremos o nível máximo na cota de 135,17 m confirmando que o dissipador de energia estará afogado com a profundidade suficiente para aproveitar o colchão de água a jusante que se forma com a baixa declividade do rio.

5.2. ESTRUTURA DE TRANSPOSIÇÃO DE PEIXES

Os impactos da construção de barramentos sobre a ictiofauna produzem um resultado inevitável em relação à fauna aquática: a alteração na abundância das espécies animais, com proliferação excessiva de algumas e redução ou mesmo eliminação de outras.

O nível de impacto sobre a diversidade biológica relaciona-se principalmente às características da fauna local, à localização da barragem em relação à área de distribuição das populações, à morfometria da bacia, à existência de outros aproveitamentos à montante ou de obstáculos naturais a jusante, ao desenho da barragem e aos procedimentos operacionais do empreendimento.

A modificação da dinâmica hídrica com a transformação de ambientes ecologicamente adaptados como rio (ambiente lótico) em um reservatório (ambiente lêntico) e a interrupção do fluxo natural das águas a bacia hidrográfica são os aspectos mais contundentes em termos de impactos sobre a fauna de peixes.

A partir da operação de uma barragem de usos múltiplos, a fauna de peixes da área de influência, em especial o reservatório, estará submetida a perturbações não cíclicas que provocarão maior instabilidade na estrutura das comunidades, tornando a fauna de peixes gradativamente mais simples. Mudanças nas características da água do reservatório podem tornar o ambiente favorável a peixes que normalmente são menos abundantes e um sítio adequado a espécies exóticas oriundas de soltura proposital ou de escape acidental de açudes da região.

Além dos impactos associados à mudança da condição hídrica do curso d'água, destaca-se a interrupção de fluxos naturais pela implantação da estrutura da barragem que interfere diretamente sobre espécies dependem da realização de migrações ao longo da bacia hidrográfica para cumprirem fases de seu ciclo de vida.



SIUMA



A implantação da barragem representará um obstáculo artificial ao deslocamento dessas espécies e a importância dessa interferência aumenta quando as espécies afetadas representam recursos pesqueiros ou elementos importantes para a conservação da natureza (i.e. espécies ameaçadas de extinção).

O impacto mais significativo da construção de uma barragem sobre a fauna de peixes migradores é a separação dos locais de desova, criação e alimentação. As espécies migradoras neotropicais geralmente ocupam grandes áreas, com locais de desova e crescimento muitas vezes mais distantes que 1.000 km. A intensidade destes impactos irá depender da posição da barragem em relação aos três tipos de habitats requeridos pelas espécies (desova, crescimento e alimentação). Adultos de espécies migradoras podem habitar porções fluviais dos reservatórios, e desovar quando longos trechos de rio a montante permanecem sem barragens. Entretanto, as condições lênticas nas principais porções do reservatório são desfavoráveis aos peixes migradores.

Além de bloquear as rotas migratórias, barragens também podem alterar o regime de cheias. A montante da barragem, a planície é permanentemente inundada pelo reservatório, enquanto que a jusante, as cheias são reduzidas. Como resultado, a área sazonalmente inundada é reduzida, ou é inundada na época errada, alterando a conectividade entre o rio e os importantes habitats de berçário.

A presença de espécies migradoras na bacia hidrográfica e a existência de tributários que possam ser utilizados como rota migratória representa argumentos para implantação de obras de mecanismo de transposição de peixes no projeto de engenharia da barragem.

Essa iniciativa vem corroborar a aplicação recomendável do Princípio da Precaução que já vem sendo adotada em diversas esferas de decisão relativas às questões ambientais, como é o exemplo da legislação ambiental mineira que tornou obrigatória a construção de estruturas de transposição para peixes em barramentos a serem construídos. (Lei 12.488 de 9/4/1997).



SIUMA



6. TOMADA DE ÁGUA, DESCARGA ECOLÓGICA E DESVIO DO RIO





6. TOMADA DE ÁGUA, DESCARGA ECOLÓGICA E DESVIO DO RIO

A Tomada de Água, descarga ecológica e o desvio do rio estarão localizados numa estrutura comum em concreto na ombreira esquerda da barragem.

6.1. CONCEPÇÃO DA TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA ECOLÓGICA

As partes constituintes fundamentais da estrutura hidráulica são:

Uma entrada convencional em concordância hidráulica, dotada de uma estrutura indicada, com grades para evitar entrada de galhos de árvores ou objetos indesejáveis;

- “Stop logs”;
- Comporta de segurança tipo “Wagon”. Essa comporta é plana e capaz de abrir em carga ou fechar em descarga máxima;
- Dispositivo de aeração;
- Dispositivo, com acionador, para compensar pressões hidrostáticas;
- Duto de aço envelopado em concreto quando sob a barragem e em galeria aberta;
- Registros nas tubulações para regulagem das descargas mediante aberturas parciais.;
- Dissipadores de energia nas saídas de água das tubulações.
- Tubulação em aço com registro para a descarga ecológica

6.1.1. Dimensionamento

O dimensionamento das estruturas hidráulicas deverá atender a descarga máxima para irrigação e a vazão ecológica do rio.

O sistema irrigatório do arroio Jaguari foi dimensionado para beneficiar 17.000 ha de arroz por ano. As necessidades máximas para irrigação apresentam-se no mês de dezembro, ou seja, 4.200 m³/ha, supondo uma descarga para irrigação de Q1 = 26,65 m³/s.

Considera-se a vazão de dimensionamento Q = 27,00 m³/s.

Para estimativa da vazão ecológica considerou-se 5% da vazão média afluente ao reservatório (15,16 m³/s), ou seja, Q2 = 0,76 m³/s.



SIUMA



A cota média da barragem para dimensionamento das estruturas hidráulicas será:

- Cota da soleira na tomada = 133,50 m;
- Cota do na do canal de irrigação = 136,20 m;
- Cota do nível máximo no reservatório = 154,60 m;
- Cota média = 0,5 (133,50 + 154,60) = 144,05 m.

A carga mínima conforme tópico referente a vazão ecológica será equivalente a cota mínima do reservatório no nível 143,00 m, resultando com o eixo da válvula dispersora na cota 138,50m a carga hidráulica mínima de 143,00 - 138,50 = 4,50m.

A carga hidráulica máxima na tomada será 154,60 – 133,50 = 21,10 mca.

A tubulação considerada terá um diâmetro $D = 2,30\text{m}$, assentada em berço de concreto lateral a galeria de desvio do rio. Será envelopada em concreto quando sob o maciço da barragem e terá a descarga através de válvula dispersora em uma câmara de dissipação com a alternativa de desviar o fluxo diretamente para o rio (1ª etapa do projeto) e posterior, o fluxo será desviado para o canal de irrigação.

Na condição futura, ou seja com a implantação do canal de irrigação, o desvio direto para o rio será utilizado para efetuar a descarga de fundo do reservatório caso haja necessidade.

A galeria de desvio rio, terá uma seção quadrada em concreto de $2 \times 3,65 \text{ m} \times 3,65 \text{ m}$, com a soleira na cota 133,00.

Para evitar a formação de vórtices com arrastamento de ar fixou-se a elevação do portal de entrada em função da submersão mínima conforme condição de afogamento:

$$\frac{L}{D} \geq 1,2 \text{ (Bureau of Reclamation), onde } 1,2 \times 2,30 = 2,76\text{m} \dots \text{será adotada } 3,00\text{m}$$

Considerando que a tubulação está localizada a 0,50 m sobre a soleira da galeria, tem-se a cota da soleira da tomada d'água está na 133,50m.

Para a cota da geratriz superior termos $133,50 + 2,30 = 135,80$, e para atender a condição de afogamento $135,80 + 3,00 = 138,80$ ($\approx 139,00 \text{ m}$), valor inferior ao estabelecido para o nível mínimo do reservatório conforme critério para a vazão mínima ecológica.



SIUMA

6.1.2. Cálculo das perdas de carga

a) Na tomada d'água a perda de carga será dada pela expressão:

$$\Delta h_1 = (k_e + k_g + k_r) \frac{V_1^2}{2g}$$

onde

k_e = coeficiente de perda de carga na embocadura ou entrada = 0,10;

k_g = coeficiente de perda de carga nas grades;

k_r = coeficiente de perda de carga nas ranhuras das comportas = 0,20;

Para $k_g = 1,45 - 0,45 \times a_l/a_b - (a_l/a_b)^2 = 1,73$

Onde,

a_l = área líquida através das grades (12,86m²);

a_b = área bruta das grades e guias (4,00m x 4,00m = 16,00m²);

para $Q = 27,00 \text{ m}^3/\text{s}$, e $a_l = 12,86 \text{ m}^2$, teremos:

$$V_1 = 27,00 / 12,86 = 2,10 \text{ m/s}$$

então:

$$\Delta h_1 = (0,10 + 1,73 + 0,2) \frac{2,10^2}{2 \times 9,81} = 0,46\text{m}$$

b) comporta aberta (comporta vagão e operação)

Com a seção de 2,30 x 2,30 = 5,29m² a velocidade será:

$$V_2 = 27 / 5,29 = 5,10$$

$$\Delta h_2 = 2 \times 1,0 \frac{V_2^2}{2g} = 2 \frac{5,10^2}{19,62} = 2,65\text{m}$$



SIUMA

c) Perdas por atrito na tubulação

Foram estabelecidas a partir das equações de Darcy-Weisbach e Colebrook-White, considerando-se o escoamento em conduto forçado por recalque. Assim, as perdas de carga lineares ou distribuídas resultaram da aplicação dos modelos:

$$\Delta h_3 = \frac{f \times L \times V^2}{D \times 2g} \quad \text{(D-W)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon_s}{3,71D} + \frac{2,51}{R\sqrt{f}} \right) \quad \text{(C-W) onde,}$$

f = coeficiente de perdas, adimensional;

L = comprimento de tubulação em m;

V = velocidade de escoamento do líquido no tubo, em m/s;

D = diâmetro interno da tubulação em m;

ϵ_s = rugosidade equivalente a areia de Nikuradse (0,1mm para aço);

R = número de Reynolds [$R = (VD)/\nu$] (adimensional);

ν = coeficiente de viscosidade cinemático (m²/s).

Então teremos:

$$L = 260,00 \text{ m}$$

$$Q = 27,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$f = 0,0106$$

$$V = 6,50 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_3 = 2,57 \text{ m}$$

d) Perdas na válvula dispersora (totalmente aberta)

$$\Delta h_4 = 1,0 \frac{V^2}{2g} = 1,0 \frac{6,50^2}{19,62} = 2,15 \text{ m}$$

Perda de carga total: $\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \Delta h_4 = 7,84 \text{ m}$





SIUMA



Considerando-se no reservatório o nível de água nas cotas 143,00 m, 146,34 m, 154,60 m respectivamente, e no greide da tubulação de saída na cota 138,50 m, têm-se os valores hidráulicos apresentados na Tabela 1.

Para a vazão da tomada d'água atender à 100% da vazão máxima de irrigação a cota mínima do reservatório deverá estar no nível 146,34m.

Na 1ª coluna verifica-se a disponibilidade percentual correspondente à vazão máxima.

Tabela 1 – Diferentes níveis operacionais – Tubulação da tomada de água

%	Q (m³/s)	D (m)	L (m)	cota. eixo (m)	V (m/s)	V1 (m/s)	V2 (m/s)	f	h3 e 4 (m)	h1 e 2 (m)	ht (m)	COTA Reser.
75.67	20.43	2.30	260.00	138.50	4.92	1.59	3.86	0.0107	1.48	3.01	4.50	143.00
100.00	27.00	2.30	260.00	138.50	6.50	2.10	5.10	0.0106	2.57	5.26	7.84	146.34
Máx.	38.74	2.30	260.00	138.50	9.32	3.01	7.32	0.0105	5.26	10.84	16.10	154.60

Na condição de nível máximo do reservatório a vazão poderá chegar a 38,74 m³/s, e conseqüentemente a velocidade chegará a 9,32m/s.

Conforme as recomendações bibliográficas a velocidade máxima da tubulação de aço em uma tomada d'água deverá ser de 8,00 m/s. Para esta condição, deverá ser limitada à vazão máxima em 33,25 l/s(*) que corresponde ao nível do reservatório na cota 150,37m, através do fechamento da comporta de operação e/ou das válvulas dispersoras.

Os cálculos resultantes estão apresentados no quadro a seguir:

Tabela 2 – vazão limite da tomada d'água

%	Q (m³/s)	D (m)	L (m)	cota. eixo (m)	V (m/s)	V1 (m/s)	V2 (m/s)	f	h3 e 4 (m)	h1 e 2 (m)	ht (m)	COTA Reser.
Max2(*)	33.25	2.30	260.00	138.50	8.00	2.59	6.29	0.0105	3.89	7.98	11.87	150.37



Adotando os mesmos critérios anteriores para a tubulação de descarga ecológica com dn = 0,5m, teremos a seguinte condição hidráulica:

Tabela 3 – Diferentes níveis operacionais – Tubulação da descarga ecológica

%	Q (m³/s)	D (m)	L (m)	H na canal (m)	V (m/s)	f	hpl	hps	hpt	COTA Reser
100	0.76	0.50	260.00	136.20	3.86	0.0143	5.66	1.14	6.80	143.00
107	0.81	0.50	260.00	136.20	4.14	0.0143	6.49	1.31	7.80	144.00
114	0.86	0.50	260.00	136.20	4.40	0.0143	7.32	1.48	8.80	145.00
120	0.91	0.50	260.00	136.20	4.64	0.0143	8.15	1.65	9.80	146.00
126	0.96	0.50	260.00	136.20	4.88	0.0142	8.98	1.82	10.80	147.00
132	1.00	0.50	260.00	136.20	5.09	0.0142	9.77	1.98	11.75	148.00
138	1.05	0.50	260.00	136.20	5.35	0.0142	10.76	2.19	12.94	149.00
143	1.09	0.50	260.00	136.20	5.55	0.0142	11.58	2.36	13.94	150.00
149	1.13	0.50	260.00	136.20	5.76	0.0142	12.43	2.53	14.97	151.00
153	1.16	0.50	260.00	136.20	5.91	0.0142	13.09	2.67	15.76	152.00
158	1.20	0.50	260.00	136.20	6.11	0.0141	14.00	2.86	16.86	153.00
162	1.23	0.50	260.00	136.20	6.26	0.0141	14.70	3.00	17.70	154.00
max	1.25	0.50	260.00	136.20	6.37	0.0141	15.18	3.10	18.27	154.50

6.1.3. Sistema com válvula dispersora

Para a vazão a ser liberada pela válvula dispersora (cota 138,50), considerando-se a partir da carga hidráulica mínima de 4,50m (h) - cota 143,00 - 138,50 - e um coeficiente de descarga total da ordem de 0,75 (recomendação dos fabricantes), obtiveram-se as capacidades de descarga unitária, para cada válvula e relação com a vazão de dimensionamento (27,00 m³/s)

De acordo com a expressão $Q = C \times A \times (2 \times g \times H)^{0.5}$, os valores resultantes são apresentados nos quadros a seguir:



Tabela 4a – Capacidade de descarga unitária – Válvulas dispersoras

para h = 4,50 m cota 143,00m			
diâmetro (m)	área (m)	vazão (m³/s)	%
1.3	1.33	9.35	35
1.4	1.54	10.85	40
1.5	1.77	12.45	46
1.6	2.01	14.17	52
1.7	2.27	16.00	59
1.8	2.54	17.93	66

Tabela 4b – Capacidade de descarga unitária – Válvulas dispersoras

para h = 7,84 m cota 146,34m			
diâmetro (m)	área (m)	vazão (m³/s)	%
1.3	1.33	12.35	46
1.4	1.54	14.32	53
1.5	1.77	16.44	61
1.6	2.01	18.70	69
1.7	2.27	21.11	78
1.8	2.54	23.67	88

Verificamos que com a utilização de 2 válvulas (diâmetro de 1,40m) é possível atender as vazões a serem liberadas conforme já previsto para os diferentes níveis operacionais (ver tabela de dimensionamento/tubulação tomada d'água).

Estas válvulas dispersoras e a sua estrutura de concreto serão implantadas quando da execução do canal de adução.

6.2. GALERIA DE DESVIO DO RIO

A cota da soleira da galeria estará na cota 133,00m, e a galeria, em princípio funcionará como conduto em regime livre.

Supondo um calado crítico na galeria $h_c = 3,50m$., a descarga específica será dada por:

$$q_c = h_c^{3/2} \sqrt{g} = 3,5^{1,5} \sqrt{9,81} = 20,51 m^3 / s.m.$$

Considerando a largura da galeria de 3,65m, a descarga escoada por uma galeria será de:

$$Q = 3,65 \times 20,51 = 75 m^3 / s.$$



SIUMA



Para o TR 5 anos com a vazão de 150 m³/s será implantada duas galerias de 3,65 x 3,65m.

Na saída das galerias existirá um canal de restituição que encaminhará as águas ao leito do rio a jusante da barragem.

O canal de restituição terá seus taludes recobertos de enrocamento, e será dimensionado para:

- $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$
- $i = 0,005 \text{ m/m}$
- Taludes = 2:1

Considera-se o coeficiente de Manning = 0,025

Com a cota da soleira da galeria de desvio na 133,00 mais a cota para a TR 5 anos teremos:

- $133,00 + 3,50 = 136,50$ adotando uma folga de segurança de 1,50m, A cota de coroamento das ensecadeiras será:

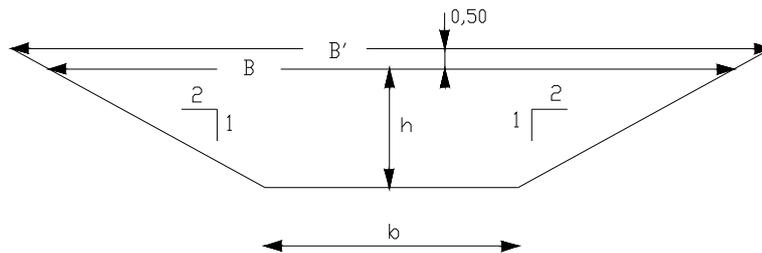
- Cota de coroamento das ensecadeiras = $136,50 + 1,50 = 138,00\text{m}$

No projeto executivo foi considerado que a cota da soleira da galeria estaria na cota 135,00 m, e a galeria nas dimensões de 4,50 x 4,50 m escoaria uma vazão de 112,72 m³/s, portanto para um tempo de recorrência menor que 5 anos. Foi considerado ainda, um amortecimento da onda de cheia no reservatório decorrente da cota da soleira da galeria ser acima do leito natural do rio (cota 131,00m).



6.2.1. Canal do desvio do rio (jusante)

A Figura a seguir apresenta o perfil do canal para desvio do rio.



$b = 10,00\text{m.}$

$h = 3,75\text{m.}$

resguardo = 0,50m.

$V = 2,57 \text{ m/s}$

$S = 65,37 \text{ m}^2$

$B = 24,96 \text{ m}$

$B' = 27,00 \text{ m}$

Revestimento do canal com enrocamento

Os enrocamentos de proteção dos canais consistem no simples revestimento de taludes com pedras lançadas ou arrumadas, com dimensões compatíveis com as velocidades de escoramento. Além disso, este revestimento dispõe de uma camada de transição de brita graduada em toda a base do enrocamento, a qual tem função de filtragem e drenagem dos fluxos internos ascensionais e laterais a calha deste canal.

A estabilidade dos revestimentos com enrocamentos é função de diversos aspectos, tais como a velocidade de escoramento, as condições de turbulência do fluxo, as propriedades físicas das rochas utilizadas etc. Para o dimensionamento do diâmetro médio das pedras podem ser utilizados os critérios apresentados a seguir, centrados na seguinte expressão, segundo Escarameia e Mays (Escarameia, 1998):

$$D_p = K_s C_t \frac{V_b^2}{2g(S-1)}$$

Onde:

D_p : diâmetro médio das pedras, em m;

K_s : fator de correção granulométrica, adotado 1,15;





SIUMA



C_t : coeficiente de turbulência do escoramento = $12,3 \times IT - 20$, sendo IT adotado $0,12$;

V_b : velocidade de escoramento junto ao leito, em m/s;

S : densidade média das pedras;

g : aceleração da gravidade, em m/s^2 .

$$C_t = 12,3 IT - 0,20 = (12,3 \times 0,12) - 0,20 = 1,276$$

$$V_b = 2,57 \text{ m/s} = 2,60$$

$$g = 9,81$$

Logo para o diâmetro da pedra

$$D_{p1} = 1,15 \times 1,276 \times \frac{(2,60)^2}{19,62 \times (2,16 - 1)} = 0,316m \sim 0,30m$$

Adotando 2 vezes o diâmetro da pedra para a espessura da camada de enrocamento tem-se:

$$E = 2 \times 0,30 = 0,60 \text{ m} \quad \text{Espessura}$$



SIUMA



7. ANÁLISE DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI





7. ANÁLISE DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DA BARRAGEM DO ARROIO JAGUARI

Para complementar as investigações geotécnicas do Projeto Básico, foram programadas e realizadas novas sondagens a percussão e mistas (percussão e rotativa), escavações de trincheiras de inspeção, ensaios de infiltração e perda d'água sob pressão, ensaios de bombeamento, sondagens a trado em jazidas e ensaios de caracterização de solos.

As sondagens da presente fase de projeto são identificadas como sondagens SMC (Sondagens Mistas Complementares) e a percussão como SP.

No desenho *Locação dos Furos de Sondagem – Geotecnia - 02/04*, são locados os pontos de sondagens e são apresentados perfis geológico-geotécnicos do eixo e de seções transversais do barramento.

No Volume - Anexo 1 - são apresentados os boletins de sondagens e dos ensaios de campo e laboratório desta fase executiva do Projeto da Barragem do Arroio Jaguari. Ainda, neste anexo, são apresentados registros fotográficos com análises das condições dos terrenos de fundação da barragem. As fotos são registros das primeiras escavações da obra e das trincheiras de inspeção.

7.1. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DA FUNDAÇÃO DO BARRAMENTO

O vale do Arroio Jaguari, no local do barramento e até a cota de coroamento do maciço da terra, possui em torno de 1040 m de extensão (Estaca 0 a 52) e, conforme os levantamentos topográficos e registros fotográficos do Anexo 1 apresenta feições geomorfológicas típicas do Pampa Gaúcho. Nos flancos, o vale é formado por coxilhas onduladas cobertas de grama nativa e na várzea inundável uma ampla área plana, com aproximadamente 420m de extensão (estaca 16+10,00m a 38+10,00m).

A Foto 01 mostra as condições originais do eixo de barramento com campos nativos e mata ciliar na várzea.

De acordo com o Mapa Geológico e investigações de campo desta fase do projeto, a área inundável do Arroio Jaguari é constituída de sedimentos aluvionares e os flancos com a predominância de solos de alteração e rochas do Complexo Granulítico Santa Maria Chico.

As análises das sondagens, trincheiras, perfis geotécnicos elaborados e dos perfis das escavações do vertedouro e da tomada d'água, permitem inferir que a fundação da barragem é constituída, predominantemente, de três trechos principais distintos, quais sejam:



SIUMA



- a ombreira ou margem esquerda (estaca 0 a 17+10,00m);
- a várzea de inundação (estaca 17+10,00m a 38 +10,00m);
- a ombreira ou margem direita (estaca 38+10,00m à 52).

Estes três grandes trechos de fundação da barragem podem ser identificados e analisados através dos boletins de sondagens e dos perfis geológico-geotécnicos apresentados na prancha de *Locação dos Furos de Sondagem – Geotecnia - 02/04*, a saber:

- dois trechos nos extremos do vale com perfis de alteração das rochas referidas nos estudos Geológicos (solos residuais e rochas decompostas a sãs);
- um na várzea de inundação com ocorrências de materiais aluvionares com condições hidrogeotécnicas e mecânicas diversas, típicas de depósitos desta natureza geológica.

Assim, os dois trechos constituídos por materiais residuais estão localizados nos flancos do vale e o terceiro na sua porção central do vale, com ocorrências de solos argilosos orgânicos e areias, que incluem o leito do arroio e sua área adjacente de várzea inundável.

Estes trechos distintos, para esta fase de projeto, podem ser definidos com alguma precisão através da localização das estacas do eixo da barragem da seguinte forma:

- **Ombreira esquerda**, a partir da Estaca 0, ou sondagem SM-01 até a estaca 17+10,00m, nas imediações das sondagens SM-04 e TRI -17;
- **Trecho da várzea de inundação**, entre as estacas 17+10,00m à estaca 38 +10,00m;
- **Ombreira direita** a partir da estaca 38+10,00m ou sondagem SM-09 até o final do estaqueamento da barragem na estaca 52.

A seguir, passa-se à descrição e análise de cada trecho, com destaque para os principais condicionantes geológico-geotécnicos dos terrenos de fundação da barragem do Arroio Jaguari.

7.1.1. Trecho da Ombreira Esquerda

Conforme pode ser verificado nos boletins de sondagens e fotos de escavações da obra, este trecho é constituído de um perfil completo de solos residuais de rochas



SIUMA



graníticas, mas com pouca espessura de solos nos horizontes B e C (horizontes pedológicos).

Nesta ombreira, o terreno é constituído da seguinte seqüência de camadas ou horizontes: camada superficial de solo orgânico com cores preta e marrom e espessura da ordem de 0,2 a 0,5m; segunda camada de areias silto-argilosas e argila areno-siltosa de cores vermelha e amarelada com espessura da ordem de até 1,5m; terceira camada de solos saprolíticos com granulometria de areia média e grossa siltosa ou saibro de cores variegadas; e, subjacente à espessa camada de rocha granítica decomposta ou rocha saprolítica. Os registros fotográficos mostram em escavações da obra e em trincheiras de inspeção esta seqüência de camadas, típicas de solos de alteração de rochas graníticas da região de São Gabriel.

De acordo com os boletins das sondagens SM-01 a SM-03 as camadas superficiais do terreno de fundação da barragem são constituídas de solos argilo-arenosos com consistência dura e os arenosos medianamente compactos a muito compactos com SPT>40. Neste trecho, a partir do primeiro metro de terreno de fundação são registrados SPTs maiores do que 12 (SM-03), o que indica uma boa condição geotécnica para o assentamento dos aterros da barragem.

Nas sondagens SM-02 a SM-04 e trincheiras nos locais das estacas 09, 14 e 16 são registradas ocorrências de camadas de solos saprolíticos areno-siltosos ou saibros, que atingem uma profundidade máxima de 4,8m no local da SM-04. Esta camada saprolítica areno-siltosa não plástica é reconhecida no meio geotécnico como problemática em fundações de barragens, especialmente sob os aspectos hidrogeotécnicos – os saibros, normalmente são materiais heterogêneos e permeáveis. Esta é uma condição hidrogeotécnica que merece uma atenção especial sob os aspectos de percolação d'água pela fundação dos maciços de barramento.

As análises das sondagens SM-04 e a trincheira TRI – 17 permitem concluir que, em torno da estaca 17 se dá a transição entre esta ombreira e a várzea de inundação, uma vez que nestes perfis individuais são verificadas as primeiras ocorrências de finas camadas de solos arenosos aluvionares de coloração marrom. Esta estaca está localizada na margem esquerda do Arroio Jaguari, sendo que, na sondagem SM-04, a camada aluvionar foi classificada como argila arenosa marrom e que apresenta consistência de mole a média, com SPTs 5 e 7 – estes solos podem ser considerados como de baixa resistência para o porte da obra.

No local da sondagem TRI-17 verifica-se a presença de uma “lente” de areia grossa de cor marrom, com aspectos visuais e táteis de um estrato aluvionar francamente permeável. Outro aspecto de interesse deste trecho é a camada de saibro, identificada a 2,7 m até 4,8m de profundidade na sondagem SM-04 e estaca 17. Este material apresenta condutividade hidráulica ou permeabilidade da ordem de $k = 1,2 \times 10^{-3}$ cm/s, valor muito alto, o que é compatível, tanto para solos saprolíticos (saibros) não



SIUMA



plásticos, como para os aluviões arenosos registrados nas demais sondagens da várzea.

Desta forma, para todo o presente estudo e para as definições de projeto, foi adotada, para facilitar a definição de limites, a estaca 17+10,00m como o final do trecho da ombreira esquerda e início do trecho da várzea. No entanto, todos os procedimentos definidos no projeto deverão ser devidamente ajustados neste trecho de transição. Da mesma forma, esta consideração deve valer para o limite da estaca 38+10,00m, estabelecida como o início da ombreira direita.

Os boletins de sondagens e as escavações do Vertedor e da Tomada D'água confirmam a presença de espessas camadas de rochas graníticas decompostas ou com baixa porcentagem de recuperação. No caso do vertedouro, não foi encontrada a presença do lençol freático nos cortes mais profundos, o que deverá facilitar os serviços de concretagens e dispensar sistemas de rebaixamento neste trecho da obra.

Os registros fotográficos (Fotos 12 e 40) evidenciam as condições geológicas e geotécnicas deste trecho de fundação da barragem e das condições da principal jazida de solos argilosos da obra – identificada no Desenho 696-GEO-JAZ-01-01 como *Jazida da Ombreira Esquerda ou Tânia*.

Em síntese, este trecho de fundação apresenta solos superficiais com SPT ≥ 12 e camadas de areia médias e grossas siltosas ou de saibro em profundidades menores do que 3 a 4,0m e que apresentam permeabilidade de média a alta. Os ensaios de perda d'água, neste trecho, demonstram que a espessa camada de rocha granítica decomposta apresenta condutividade hidráulica baixa, com os valores na faixa de $k \leq 10^{-6}$ cm/s.

7.1.2. Trecho da Ombreira Direita

Neste trecho da obra, o terreno de fundação da barragem é constituído da mesma forma que a outra ombreira, de perfis de alteração de rochas graníticas, porém com camadas de solos de pouca espessura e em alguns locais com afloramentos de rocha decomposta.

Assim, conforme mostram as Fotos 18, 19 e 20 e os boletins de sondagens SM -09 a SM-11, na predominância deste trecho a rocha decomposta aflora ou encontra-se em profundidades menores do que 1,5m.

Em toda esta ombreira, a partir do primeiro metro, os terrenos de fundação da barragem se mostram impenetráveis à percussão e, na maioria dos ensaios de infiltração e perda d'água, são registrados valores de condutividade hidráulica (permeabilidade) $k \leq 1,2 \times 10^{-5}$ cm/s- alguns ensaios registram $k \leq 1,2 \times 10^{-4}$ cm/s. Estes valores da mesma forma que os resultados dos demais ensaios de infiltração e perda d'água, dão indicação de que os terrenos rochosos de fundação da barragem, em toda



SIUMA



sua extensão, deverão absorver pouca calda de cimento nos serviços de injeções da cortina de vedação da barragem.

No trecho de montante do entorno da estaca 49, verifica-se a ocorrência de um trecho de solos orgânicos moles de espessura máxima da ordem de 1,5m. A Foto 21 ilustra esta ocorrência, que se localiza ao longo da calha de drenagem natural de uma nascente d'água que escoava para montante do eixo do barramento.

7.1.3. Trecho da várzea ou da planície de inundação do Arroio Jaguari

Este trecho caracteriza-se por uma ampla área plana e inundável, com uma extensão de aproximadamente 420m com ocorrências de camadas relativamente espessas de solos aluvionares.

Nesta fase do projeto e neste extenso trecho, inicialmente, foram feitas sondagens com trincheiras de inspeção, seguidas de sondagens mistas e ensaios de infiltração e perda d'água. Com a constatação de ocorrências de areias fofas e pouco compactas, as investigações geotécnicas foram reprogramadas com a ampliação do número e sondagens de simples reconhecimento ou percussão. Estas novas sondagens foram localizadas na linha do pé dos taludes da barragem. Por fim, neste trecho, foram realizados ensaios de bombeamento para a caracterização hidrogeotécnica das camadas mais profundas de areias grossas.

A análise dos boletins das investigações geotécnicas e os registros fotográficos das escavações das trincheiras de inspeções permitem inferir que os aspectos geotécnicos (geomecânicos e hidrogeotécnicos) deste trecho são relativamente complexos para o porte do empreendimento e, por estas razões, mereceram especial atenção nesta fase de projeto, podendo-se destacar que esta complexidade geotécnica da várzea do Arroio Jaguari se deve às ocorrências ou seguintes condições:

- camadas relativamente espessas de solos orgânicos moles de cor preta e areias aluvionares de granulometria variada com compacidade de fofa a muito compacta e com alta permeabilidade;
- estratos de argilas orgânicas de consistência mole e de areias finas e médias com compacidade de fofas a pouco compactas com $SPT \leq 7$, as quais são importantes condicionantes do projeto da fundação da barragem sob os aspectos de resistência, compressibilidade e permeabilidade ou hidrogeotécnicos e geomecânicos;
- as camadas aluvionares arenosas apresentam grandes variações de espessura, granulometria, compacidade e condutividade hidráulica. Dentre estas, destaca-se que os estratos de areias médias e grossas com pedregulhos e cascalhos finos apresentam alta permeabilidade e atingem a expressiva



SIUMA



profundidade de 11,0m e 11,5m, respectivamente, nos trechos em torno das estacas 21 e 25;

- os registros do NA freático e observações em escavações de trincheiras demonstram que o nível freático está localizado a pouca profundidade, sendo que, na maioria das sondagens, foram anotados valores da ordem de 1,5m;
- os solos de baixa resistência (argila orgânica preta ou marrom escura e as areias finas e médias) apresentam espessuras variáveis de 1,0 a 4,0m e $SPT \leq 7$. No entorno das sondagens SP- 04 e SMC-03, verifica-se que as camadas de baixa resistência, somadas (argilas orgânicas mais areias fofas a pouco compactas), chegam a atingir valores da ordem de 3,7m e 4,0m de profundidade, conforme pode ser constatado nos perfis geotécnicos das estacas 19 e 31;
- a baixa resistência destes materiais referidos, associada à altura do barramento, recomendam a sua remoção total da fundação da barragem para, assim, possibilitar a manutenção das declividades dos taludes do barramento principal. Não seria possível e admissível dar a devida condição de estabilidade a um maciço de barramento argiloso com até 25,0m de altura com uma fundação constituída de materiais aluvionares com estas condições de resistência, ou seja, com materiais argilosos e/ou arenosos com $SPT \leq 7$;
- em todas as sondagens mistas e a percussão verifica-se que os terrenos arenosos grossos quando atingem $SPT = 8$ têm um aumento constante e significativo deste índice de resistência. Isto pode ser confirmado nos boletins das sondagens SP-05, SP-07, SM-03, SM-06, SM-07 e outras. Em profundidades da ordem de 8,0m estes terrenos passam à condição muito compacta e impenetrável a percussão e ao trépano, com $SPT \geq 40$. Assim, quando atingido o valor referido ($SPT=8$), os terrenos arenosos grossos têm um crescimento constante de resistência (só aumenta), o que dá a estes terrenos boas condições geomecânicas (resistência ao cisalhamento) para sustentar os maciços da obra em questão com os taludes do projeto básico;
- não foi detectada nenhuma camada intermediária ou profunda (4 a 11,5m) de solos orgânicos muito moles ou de areias finas e médias fofas;
- com a análise dos boletins de ensaios de infiltração e ensaios de bombeamento, percebe-se uma grande variação da condutividade hidráulica ou permeabilidade das areias aluvionares, uma vez que foram obtidos resultados na faixa de 10^{-3} a 10^{-6} cm/s;
- os ensaios de bombeamento realizados na camada de areia grossa com pedregulhos e cascalhos finos compacta, no contato com o substrato rochoso (camada na profundidade de até 11,5m) mostram que esta camada aluvionar,



SIUMA



apesar da sua granulometria de material granular não plástico, apresenta permeabilidade na faixa de $2 \text{ a } 6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$. Estes valores podem ser considerados como baixos, que talvez estejam refletindo alguma cimentação deste estrato arenoso;

- segundo os sondadores, todas as sondagens a percussão somente tiveram seu avanço possível com uso de lama bentonítica densa, o que demonstra que as camadas arenosas investigadas, predominantemente são constituídas de materiais sem coesão ou não cimentados ou pouco cimentados, o que seria o caso das camadas de areias impenetráveis à percussão. Esta informação permite inferir que os solos arenosos, no geral, devem apresentar permeabilidade alta, o que é corroborado nas análises visuais e táteis das trincheiras de inspeção. Conforme registrado nos boletins das trincheiras de inspeção, durante as suas escavações foram observados intensos fluxos d'água para o interior das valas e através das camadas de areias – as escavações foram feitas sem rebaixamento do NA freático.

Assim, as análises evidenciam as seguintes condicionantes geotécnicas para o detalhamento do projeto da barragem:

- as investigações permitem concluir que, em ambas as ombreiras, são encontrados terrenos com resistência satisfatória para o assentamento de maciços de argila compactada em profundidades menores do que 1,0m. Desta forma, nas ombreiras pode ser prevista apenas a remoção da cobertura vegetal e da camada de solos orgânicos que atingem, no máximo, espessura da ordem de até 1,5m, no trecho em torno da estaca 49. Por estas condições, é possível concluir que nos flancos da barragem não serão necessárias grandes escavações para que sejam atingidos terrenos de fundação com boas condições de resistência;
- na ombreira esquerda da barragem, a principal condicionante geotécnica é a ocorrência de camadas de saibro em profundidade de até 3,0m a 4,0m, as quais devem ser consideradas como com condutividade de média a alta;
- as sondagens e inspeções de campo demonstram a ocorrência de uma diversidade de camadas de solos aluvionares no trecho da várzea, se destacando superficialmente os solos orgânicos de cor preta de consistência de mole a dura e, subjacente, camadas de solos arenosos de compactidade e granulometria variada, sendo que estas atingem profundidade considerável nas sondagens SM-05 a SM-08. Nestas sondagens, as camadas de areias aluvionares de fofas a compactas chegam a atingir espessura de ~8,0m e profundidade de ~11,5m nas sondagens SM-05, SM-07 e SM-08;
- admitindo-se a remoção total dos solos orgânicos e as areias fofas a pouco compactas, de baixa resistência, pode-se concluir que os terrenos de fundação



SIUMA



remanescentes apresentam baixa compressibilidade, e desta condição pode-se esperar que os recalques do barramento e de sua fundação deverão ocorrer na sua quase totalidade durante as fases de construção, portanto não havendo necessidade da adoção de sobrelevação da cota de coroamento da barragem;

- no perfil geológico-geotécnico do eixo do barramento pode-se observar que até em torno da estaca 25 o substrato rochoso granítico é decomposto ou muito alterado. Da estaca 25 até a estaca 38, a rocha subjacente as camadas aluvionares apresenta recuperação maior do que 90% e, portanto, pode ser classificada como um material rochoso pouco alterado a são. Estes aspectos se constituem em condicionantes importantes nos estudos de alternativas de projeto para o controle da percolação d'água pela fundação da barragem, conforme será analisado nos itens subseqüentes;
- o conjunto de sondagens locadas na planta baixa da barragem permitiu a elaboração de perfis geotécnicos transversais ao eixo do barramento, os quais são apresentados no Desenho 696-GEO-CPL-01-05. Estes perfis demonstram o quanto os terrenos aluvionares da fundação apresentam variações de espessura e resistência. Estes perfis devem ser elementos essenciais na orientação e avaliações das equipes de FISCALIZAÇÃO da obra quando da definição das profundidades e amplitude das escavações destes solos de baixa resistência.

7.2. JAZIDAS DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Com o objetivo de ampliar os estudos de jazidas de materiais de construção, foram feitas novas investigações com a escavação de trincheiras de inspeção e com sondagens a trado, estas concentradas somente nas áreas do reservatório.

No Anexo 1, são apresentados os boletins de sondagens e os ensaios geotécnicos de laboratório dos materiais encontrados nas Jazidas de solos argilosos. Pode-se destacar ainda que no canteiro de obras estão disponíveis os boletins de ensaios de laboratório realizados pela equipe da Supervisão das Obras, resultado dos primeiros controles tecnológicos dos aterros das ensecadeiras da barragem.

No Desenho 696-GEO-JAZ-01-01 podem ser localizadas as Jazidas de solos argilosos investigadas.

As primeiras sondagens que serviram de orientação da equipe de projeto foram as próprias sondagens realizadas no eixo do barramento, com destaque para as sondagens das ombreiras do barramento.

Conforme boletins de sondagens e registros fotográficos o local da obra é constituído de coxilhas onduladas com amplas áreas com ocorrências de solos residuais de rochas



SIUMA



graníticas, com pouca espessura e composição granulométrica de argilas areno-siltosas e areias argilo-siltosas de coloração vermelha e amarelada, que apresentam $IP \geq 9\%$.

Estes dois tipos de materiais de alteração apresentam boas características geotécnicas para o aproveitamento em aterros argilosos dos barramentos, incluindo ensecadeiras e aterros argilosos para os maciços do barramento. Já, os materiais saprolíticos não plásticos ou os saibros e as rochas saprolíticas ou decompostas podem ser usados como aterros de pistas provisórias ou definitivas.

Dos materiais amostrados e ensaiados pode-se destacar como importantes para o empreendimento as argilas arenosas e areias argilosas vermelhas e amareladas encontradas com relativa abundância na área do reservatório da barragem ou com volumes suficientes para atender às necessidades do projeto.

As análises visuais e táteis dos solos saprolíticos de coloração amarelada demonstram que estes materiais são, predominantemente, areias siltosas pouco argilosas e não plásticas.

No entanto, os boletins de sondagens e os ensaios de laboratório registram uma grande quantidade de locais com ocorrências de areias silto-argilosas amareladas com IP na faixa de 8% a 24%. Nas Jazidas Dagoberto e Tânia, são encontrados estes tipos de materiais em profundidades de até 3,0m, como é o caso das sondagens F1e F2 da primeira jazida e F1 da segunda.

O condicionante mais importante do aproveitamento dos materiais residuais argilosos de coloração vermelha e amarelada plásticos, na área do reservatório, é que estes solos ocorrem em perfis de alteração com pouca espessura. Na área do reservatório, são comuns as ocorrências de solos vermelhos com grandes oscilações de profundidade, no geral, variando na faixa de 0,5m a, no máximo, da ordem de 2,0m.

As Fotos 36 e 37 mostram estas condições nas áreas de jazidas da ombreira esquerda, de onde foram escavados solos de coloração vermelha para a construção das ensecadeiras.

Os boletins de ensaios de laboratório demonstram que os solos residuais de rochas graníticas de cor vermelha referidos apresentam boas condições geotécnicas para atender às necessidades de um projeto de barragem com seção homogênea, com a manutenção dos filtros vertical e horizontal. As principais condições geotécnicas favoráveis a destacar neste tipo de material de aterro é o fato das areias argilo-siltosas vermelhas se constituírem em solos com frações de areias da ordem de 40 a 55%, com 20% de argila e com $IP \geq 12\%$. Estes valores em conjunto e associados à sua origem geológica dão aos mesmos uma boa condição de trabalhabilidade nas praças de aterros e, com os mesmos, podem ser obtidos maciços de baixa compressibilidade e permeabilidade.



SIUMA



Da análise dos boletins de ensaios de laboratório pode-se sintetizar e destacar, ainda, as seguintes características ou parâmetros de geotécnicos para os solos argilosos vermelhos e amarelados:

- que as areias argilo-siltosas vermelhas apresentam boas condições geotécnicas para serem aproveitadas como materiais argilosos para a construção dos maciços da barragem;
- o maior inconveniente do aproveitamento dos solos vermelhos é a sua relativa pouca espessura nos perfis naturais, estimando-se um aproveitamento no intervalo de 0,5 a 1,5m, conforme boletins de sondagens e registros fotográficos da jazida da ombreira esquerda. Pode-se prever que serão raros os locais de jazidas onde as camadas de solos vermelhos atingem profundidade acima de 2,0m;
- a predominância dos ensaios geotécnicos de laboratório demonstram que os solos amarelados, encontrados subjacentes aos solos vermelhos, são saibros ou materiais arenosos não plásticos. Estes materiais deverão ser objeto de classificação constante nas jazidas para que os mesmos não sejam confundidos com os materiais areno-argilosos e argilo-arenosos também com a mesma coloração amarelada.

Como as jazidas apresentam camadas de argilas vermelhas com pouca espessura aproveitável, isto deverá dificultar na escavação destes materiais sem a inclusão de uma fração de solos areno-siltosos não plásticos de cores amareladas. Este procedimento deverá ser muito bem controlado pelas Equipes de Obras nas jazidas e nas praças de aterro. Para isto, devem ser feitas análises visuais e táteis e com ensaios de laboratório e de campo.

O aumento da fração de solos amarelados na mistura com os solos areno-argilosos avermelhados deve ser feito a partir de aterros experimentais e, preferencialmente, devem ser aplicados com maiores proporções no espaldar de jusante da barragem ou acima do filtro horizontal.

As areias argilo-siltosas e argilas arenosas vermelhas das jazidas selecionadas são, predominantemente, classificadas pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) como solos dos grupos SC das areias argilosas e CL das argilas pouco plásticas. Estes materiais, em ensaios de permeabilidade à carga variável e com amostras compactadas em umidades nas faixas admissíveis de compactação de campo, apresentaram $k \leq 10^{-6}$ cm/s. Estas características e resultados dos ensaios de laboratório permitem admitir que estes materiais de origem residual devem resultar em aterros homogêneos e de baixa permeabilidade e, portanto, são adequados para serem utilizados como aterros argilosos compactados para implantação de uma barragem de médio ou de grande porte.



SIUMA



Assim, removida a camada vegetal das Jazidas, recomenda-se a utilização das areias argilo-siltosas e argilas arenosas vermelhas como material de aterro para a construção da barragem. De acordo com os ensaios geotécnicos de laboratório, estes materiais têm potencial para atingir permeabilidade $k \leq 10^{-6}$ cm/s.

De acordo com os ensaios de compactação das argilas arenosas e areias argilo-siltosas vermelhas e amareladas (variegadas) observa-se que estes materiais apresentam massa específica aparente seca máxima ($\gamma_d \text{ máx}$) e umidade ótima (W_{ot}), respectivamente, variando nas seguintes faixas de valores $\gamma_d \text{ máx} = 1520$ a 1773 kN/m^3 e $W_{ot} = 12,8$ a $22,3 \%$. Estes valores são indicativos de uma grande variedade de valores para a densidade e umidade dos materiais de aterros.

Esta grande variedade de valores para a densidade e umidade dos materiais de aterros deverá ser muito bem trabalhada na obra e, preferencialmente, deve ser adotado, para os controles tecnológicos dos aterros argilosos o Método de Hilf/Proctor, o qual deve agilizar a liberação e a qualidade dos aterros.

As sondagens mistas demonstram o potencial de serem encontrados depósitos aluvionares na área do reservatório, constituídos de areias médias e grossas com pedregulhos com espessuras próprias para o seu aproveitamento como materiais de filtros da barragem. Estes depósitos ou jazidas de areias devem estar localizados nas planícies de inundação e nas margens do Arroio Jaguari e dentro das áreas do reservatório.

7.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO PROJETO DA BARRAGEM

Considerando o porte e a finalidade do barramento, as condições e condicionantes geológico-geotécnicas e geomorfológicas do local da área do empreendimento e as análises apresentadas, foram definidas as estruturas e os procedimentos de projeto a seguir relacionados.

7.3.1. Aspectos Gerais

As feições geológico-geotécnicas e geomorfológicas do local do barramento são próprias para a manutenção do tipo de barramento de terra e o posicionamento das suas estruturas hidráulicas na Ombreira Esquerda, conforme detalhado no Desenho 696-GER-PLAN-02-01.

Apesar da pouca espessura dos solos residuais das jazidas pesquisadas e registradas no Desenho 696-GEO-JAZ-01-01, foi possível revisar o projeto básico e adotar como solução da barragem um maciço de barramento constituído por uma seção homogênea única, com filtros. Desta forma, a seção homogênea do barramento preconizada deverá ser implantada com a utilização preferencial dos solos residuais de comportamento



SIUMA



argiloso e de coloração vermelha e areias aluvionares que são encontradas nas áreas do reservatório.

Tendo em vista se tratar de um maciço de barramento com altura máxima da ordem de 25,0m, foi adotado um sistema de drenagem interna constituído de um filtro vertical e horizontal de areia. A alteração do filtro, de levemente inclinado para vertical, pode ser recomendada para a altura referida, o que facilitará os procedimentos construtivos deste sistema vital para a estabilidade da barragem de terra.

O talude de montante deverá ser protegido com camadas de transição com brita graduada e encoramento e o talude de jusante com plantio de grama nativa na forma de leivas e um sistema de drenagem superficial.

O coroamento da barragem deverá ser revestido com camadas de materiais granulares e pavimento asfáltico.

O vertedouro e seu canal de restituição ficarão assentados em cortes constituídos de rochas graníticas decompostas. Para reduzir subpressões nas estruturas de concreto armado do canal de restituição, foi projetado um sistema de drenagem interna com duas linhas de trincheiras drenantes, posicionadas nas laterais da calha de descarga do vertedouro.

As galerias de concreto armado para o Desvio do Rio e Tomada D'água, da mesma forma que as estruturas do vertedouro, ficarão assentadas sobre rochas graníticas decompostas. As galerias e a calha do vertedouro no eixo do barramento receberão tratamentos com injeções de calda de cimento.

As galerias de Desvio do Rio e da Tomada D'água, no seu trecho final, na zona de drenagem, deverão ser envolvidas com filtros de areia. A partir do anel antipercolante do final das galerias, tubos de drenagem fazem a descarga das águas infiltradas no revestimento do canal de descarga. Desta forma, o anel de concreto do final das galerias delimita o sistema de drenagem com areia.

Na concepção do projeto de drenagem interna das galerias de Desvio do Rio e Tomada D'água as águas coletadas pelos filtros de areia serão descarregadas no canal de desvio, de forma a se obter o rebaixado, o máximo possível da linha freática do barramento.

No trecho das galerias, ainda foi detalhada uma segunda linha de descarga das águas de infiltração que está localizada na parte interna do muro de proteção do canal de restituição. Este dreno, por sua vez, faz a sua descarga pela base do muro e para a calha do seu canal de restituição. Por sua vez, este mesmo dreno recebe uma parte da drenagem interna da calha do canal de restituição do vertedouro.

Uma vez que todas as estruturas hidráulicas de concreto armado (calha do vertedouro e galerias) ficarão assentadas sobre rocha granítica decomposta ou muito alterada, nos



SIUMA



seus trechos finais, foram previstas estruturas de dissipação em concreto armado e o revestimento de proteção dos cortes de seus canais de restituição com camadas de transição e enrocamento. Como antes referido, estas proteções de taludes, por estarem localizadas nas cotas mais baixas do trecho de jusante, deverão cumprir função de filtragem e drenagem das águas de infiltração, isto especialmente no trecho do canal de restituição das galerias.

A estrutura de dissipação do canal de restituição do vertedouro foi projetada em concreto armado e estabilizada com ancoragens, conforme detalhamento no projeto estrutural.

Ao longo de todo o talude de jusante da barragem, as águas de drenagem superficial serão coletadas e conduzidas por canaletas de drenagem de concreto moldado *in loco*, localizadas no pé deste talude e por canaletas dissipadoras de concreto pré-moldado.

Todos os sistemas de drenagem superficial e profunda são direcionados para o canal de Desvio do Arroio Jaguari, o qual, ao final da obra e após ter sofrido as ações de enchentes, devem ser muito bem vistoriados e ter, se necessário, reconstituída sua estrutura de proteção com transição e enrocamento.

7.3.2. Trechos das Ombreiras Direita e Esquerda

O posicionamento do vertedouro na ombreira esquerda, associado à posição do Arroio Jaguari, irá facilitar o desvio do arroio e a tomada d'água para a irrigação, conforme arranjo geral apresentado no Desenho 696-GER-PLAN-02-01.

Os terrenos de fundação de ambas as ombreiras são constituídos, superficialmente de solos de alteração e de rochas decompostas com $SPT \geq 10$ o que dá uma boa condição geomecânica para o assentamento dos aterros dos filtros e aterros argilosos sobre os mesmos. Para isto, deve-se proceder à remoção da cobertura vegetal e de solos orgânicos superficiais de cores preta e marrom e o assentamento dos aterros em profundidade da ordem de 0,5m sobre solos residuais vermelhos ou amarelados ou a rocha decomposta.

Portanto, como procedimento de projeto para atender aos requisitos de resistência dos terrenos de fundação deverá ser adotado como tratamento das ombreiras direita e esquerda apenas a remoção das camadas de solos orgânicos superficiais e o assentamento dos aterros sobre solos residuais (areias argilosas e saibros compactos) de coloração vermelha ou amarelada e a rocha decomposta. Removidos os solos superficiais de baixa resistência, os aterros devem ser lançados sobre os solos duros ou compactos da fundação e antes receber os tratamentos tradicionais deste tipo de terreno, em especial a correção da sua umidade, conforme definido nas especificações técnicas.



SIUMA



Sob os aspectos hidrogeotécnicos foi concebida, nas ombreiras direita e esquerda, uma trincheira de vedação (*cut-off*) com o seu eixo deslocado 4,0m para montante da posição central do coroamento do maciço de barramento.

A trincheira de vedação da ombreira direita deverá atingir profundidade máxima da ordem de 1,5m, o que será suficiente para ultrapassar as camadas ressecadas de saibro e atingir e embutir os aterros argilosos com controle tecnológico na camada de rocha decomposta.

Já, a trincheira de vedação da ombreira esquerda foi definida com profundidade de até 4,0m, bem mais profunda, com objetivo de ultrapassar, com segurança, as camadas de solos saprolíticos não-plásticos (saibros). Assim, a vedação ficará embutida em torno de 1,0m na rocha decomposta. Com estes recursos será possível dar uma efetiva garantia de vedação das camadas de saibro, sempre problemáticas em fundações de barragens e que são encontradas de forma errática (espessura e profundidades variáveis) nos perfis do flanco esquerdo do barramento.

Para o reaterro das trincheiras de vedação foi previsto a utilização dos solos areno-argilosos de coloração vermelha das jazidas selecionadas na área do reservatório e os tratamentos superficiais da umidade dos terrenos para o recebimento dos aterros argilosos.

Somente no trecho das estacas 47 a 50 foi prevista a remoção de solos orgânicos moles com uma profundidade da ordem de até 1,5m. Este procedimento será necessário somente em uma porção do talude de montante da barragem, conforme antes justificado e definido nas seções do projeto.

Assim como é tradição em barragens de terra assentes sobre terrenos rochosos foi prevista uma cortina de vedação com injeções de calda de cimento localizada no eixo da base das trincheiras de vedação.

Uma vez que os ensaios de infiltração e perda d'água nas rochas de fundação demonstraram que os maciços graníticos alterados e são apresentam, no geral, condutividade hidráulica baixa ($k \leq 10^{-5}$ cm/s) as cortinas de vedação, nas ombreiras esquerda e direita, devem ter mais um caráter de investigação ou exploratório do que de efetiva redução da vazão de percolação através dos maciços rochosos da fundação.

7.3.3. Trecho da Várzea ou com Ocorrências de Solos Aluvionares

Como referido nas análises anteriores, a fundação da barragem, no trecho entre as estacas 17+10,00m e 38+10,00m, apresenta duas condições adversas: uma sob os aspectos hidrogeotécnicos ou de percolação pelos terrenos de fundação do barramento devido à alta permeabilidade das camadas de areias médias e grossas com pedregulhos, compactas e a outra com enfoque geomecânico em função da baixa resistência das camadas de areias aluvionares finas e médias fofas a pouco



SIUMA



compactas. Ainda se destaca que, em alguns registros de sondagens, as areias aluvionares apresentam fração argilosa ou pouco argilosa ou pouco siltosa (SPT-06, SPT-08, SM-04). Por estas razões, este trecho pode ser considerado como crítico e merecedor de atenção especial de projeto e durante a implantação da obra.

Apesar da heterogeneidade dos materiais aluvionares do trecho da várzea de inundação, pode-se assumir ou simplificar que, neste longo trecho, ocorrem três estratos de materiais com características geotécnicas distintas. Deste total, dois são constituídos por camadas de argilas orgânicas moles (às vezes duras) e areias finas e médias fofas a pouco compactas, com baixa resistência ao cisalhamento. Por último, uma espessa camada de areias médias e grossas com pedregulhos e cascalhos finos com alta permeabilidade (k de 10^{-2} a 10^{-3} cm/s) e resistência ao cisalhamento crescente com a profundidade.

Os perfis de sondagens demonstram que os terrenos de fundação da barragem não são uniformes com relação às ocorrências das camadas de areias fofas e pouco compactas. Várias sondagens e inspeções de trincheiras demonstram que em certos trechos ou zonas da planta baixa do barramento não ocorrem areias fofas ou pouco compactas. Deste modo, é notória a grande variação das espessuras e continuidade das camadas de areias de baixa resistência ao cisalhamento (SPT<8).

Por estas condições desfavoráveis do trecho da várzea e considerando o porte do maciço de barramento, o projeto da barragem do Arroio Jaguari necessita de uma abordagem técnica especial, a qual contemple decisões com relação aos aspectos geomecânicos e hidrogeotécnicos destes três estratos aluvionares.

Não restam dúvidas de que a remoção total das camadas de argilas orgânicas moles e duras de cores preta e marrom se faz indispensável em toda a planta baixa da fundação do barramento.

Agora, sob os aspectos geomecânicos da fundação, restariam alternativas a serem discutidas sobre a necessidade ou não da remoção dos terrenos arenosos fofos a pouco compactos não plásticos com SPT<8. Neste tipo de problema poder-se-ia especular a respeito das possibilidades de compactação destas camadas com o uso de rolos compactadores e/ou com uso de explosivos em profundidade. Estas técnicas foram discutidas no âmbito das equipes de projeto, mas as mesmas, de pronto, foram entendidas como inviáveis devido à ineficiência da primeira (as camadas são muito espessas) e a imponderabilidade (esta técnica é rara em barragem) da segunda.

Desta forma, uma vez que se optou pela manutenção dos taludes do barramento com as inclinações do projeto básico, foi adotado como procedimento de projeto a remoção total dos solos orgânicos e, também, das areias fofas e pouco compactas, com SPT<8. Com isto, os aterros areno-argilosos com controle tecnológico e os filtros do barramento, em toda a sua planta baixa, ficarão assentados sobre as camadas de



SIUMA



areias médias e grossas medianamente compactas a muito compactas com SPT \geq 8, conforme definido nos desenhos do projeto.

Admitida a remoção dos solos argilosos orgânicos, fez-se a opção da utilização destes materiais no controle da percolação da fundação da barragem, através de um tapete impermeável localizado no pé do talude de montante e com extensão mínima de 50,0m. Assim, esta é uma solução que aproveita materiais argilosos de escavações obrigatórias para a efetiva redução das vazões de percolação, dos gradientes hidráulicos e das forças de percolação na zona de descarga ou no pé do talude de jusante da barragem.

Sob os aspectos hidrogeotécnicos restam ser analisadas as técnicas e os aspectos econômicos para a resolução das questões da vedação das camadas de areias medianamente compactas a compactas com alta e média permeabilidade e SPT \geq 8, que chegam a atingir a profundidade de 11,5m em relação às cotas do terreno original, no entorno do trecho das estacas 20 a 31.

É oportuno esclarecer que, tão logo foi confirmada a existência de espessas camadas de aluviões arenosos adotou-se como decisão a inclusão, na seção do barramento e no trecho da várzea, uma linha de poços de alívio posicionada no pé do talude de jusante da barragem. Esta como uma linha de defesa essencial com relação à interceptação e controle de fluxos internos pela fundação da barragem.

Assim, a seguir passa-se à análise de alternativas de vedação total das camadas arenosas aluvionares com boas condições de resistência para a estabilidade da barragem, porém consideradas, no geral, com alta permeabilidade ou com necessidade de controle mais efetivo da percolação d'água pela fundação da barragem.

7.4. ALTERNATIVAS DE VEDAÇÃO DA FUNDAÇÃO DO TRECHO DA VÁRZEA

7.4.1. Estudo de Alternativas

Para a solução do controle da percolação dos terrenos arenosos remanescentes da escavação dos solos de baixa resistência, foram estudadas e detalhadas quatro alternativas de projeto de vedação da fundação da barragem, as quais são apresentadas nas Figuras 1 a 4.

A Alternativa 1, conforme Figura 1, é uma solução com a adoção de uma trincheira de vedação (*cut-off*) completa, com uma cava que atinge o topo rochoso e é estabilizada com taludes 1V:2H e com rebaixamento do lençol freático. Concluídas as escavações, posteriormente seriam feitos os tratamentos do substrato rochoso e o seu reaterro com solos argilosos compactados com controle tecnológico. Esta é uma solução tradicional de vedação de fundações de barragem onde ocorrem solos muito permeáveis como areias e cascalhos.

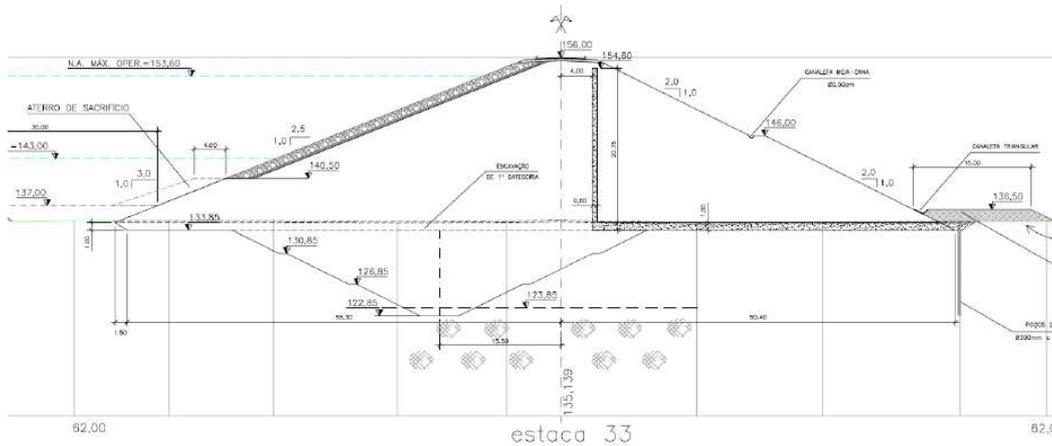


Figura 1 – Alternativa 1 – Trincheira de Vedação (Cut-Off) Total

Na Alternativa 2, conforme Figura 2, seria feita uma vedação das camadas de areia com a execução de uma parede diafragma plástica de solo-cimento com a utilização de equipamentos como o “Clamshell” para a escavação de painéis do diafragma, aplicação de lama bentonítica para a estabilização dos terrenos, tubos junta, mureta guia e concretagens submersas. Esta é uma solução tradicional na moldagem de paredes diafragma de solos de edifícios e subestações de bombeamento d’água. A diferença, para o caso de vedação de fundação de barragens, está apenas no fato de que as concretagens são feitas com uma mistura especial de solo-cimento fluido. Neste caso, a parede diafragma é dita plástica e no caso de solos, onde se utiliza concreto armado, estes elementos de vedação e de suporte de empuxos de terra são chamados de diafragmas rígidos.

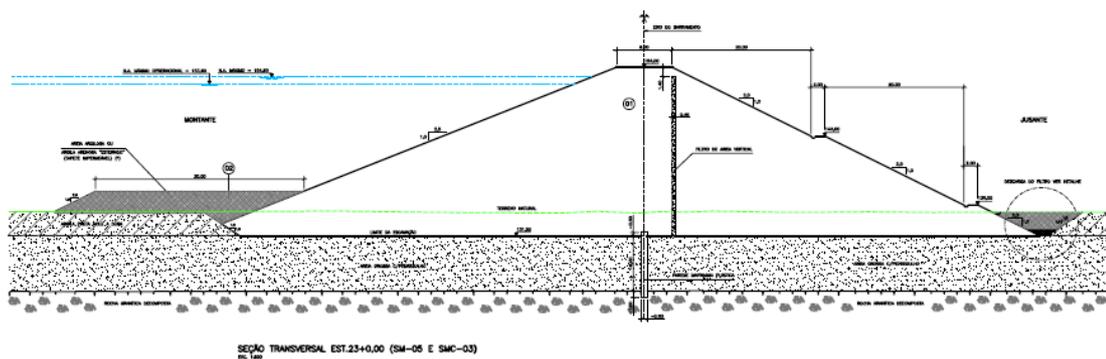


Figura 2 – Alternativa 2 – Parede diafragma plástica com uso de “Clamshell”



Na Alternativa 3, conforme Figura 3, é uma solução de vedação das camadas de areia com a execução de uma parede diafragma plástica de solo-cimento com a utilização de perfuratrizes especiais para a perfuração dos solos, a injeção de calda de cimento com ar comprimido com altas pressões e em movimentos circulares para a desagregação e a moldagem de colunas secantes, com capacidade de interceptação e impedimento dos fluxos d'água. Esta é uma solução tradicional de vedação de fundações em geral e muito versátil na moldagem de paredes diafragma de solos de edifícios, de estabilização e vedação de túneis em áreas urbanas e subestações de bombeamento d'água e de Mêtros. É uma solução que cada vez mais está sendo usada na vedação de fundações de obras de barragens e outros tipos especiais de obras de terra, visto o grande avanço tecnológico de equipamentos e procedimentos de controle dos processos construtivos.

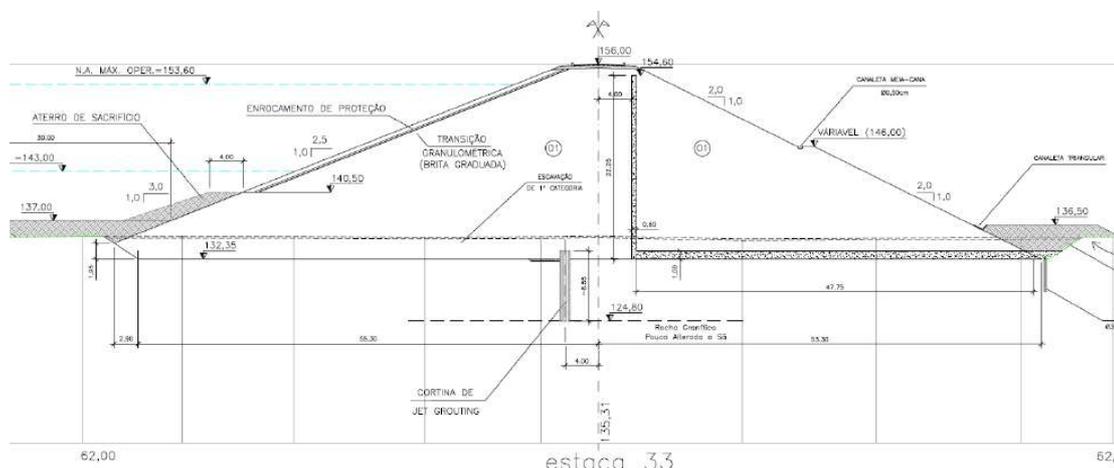


Figura 3 – Alternativa 3 – Parede Diafragma Plástica com Colunas de Solo-cimento ou Colunas Jet Grouting

A Alternativa 4, conforme Figura 4, seria a aplicação de uma solução mista com uma trincheira de vedação (*cut-off*) parcial, seguida de uma parede diafragma de solo-cimento. Nesta solução, primeiro seria feita uma cava com profundidade da ordem de 5,0m, estabilizada com taludes 1V:2H e com rebaixamento do lençol freático. Concluídas as escavações da trincheira parcial, posteriormente seria feita uma vala vertical contínua escavada com escavadeiras hidráulicas e estabilizada com lama bentonítica e o seu reaterro com solo-cimento na forma de uma lama densa, lançado com equipamentos de terraplenagem. Portanto, esta seria uma solução mista com uma trincheira de vedação parcial e uma trincheira de lama (*slurry trench*).

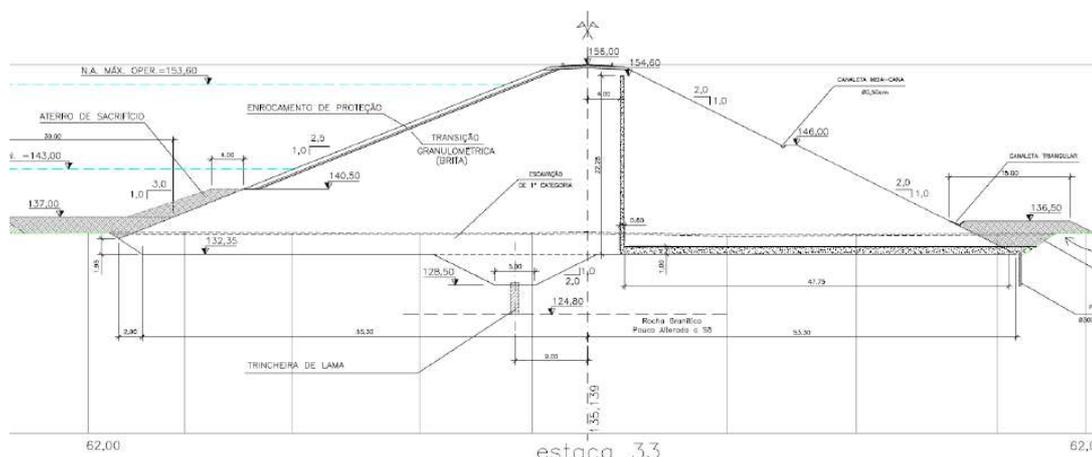


Figura 4 – Alternativa 4 – Trincheira de Vedação (*Cut-Off*) Parcial e Trincheira de Lama (*Slurry Trench*)

Descritas de forma sucinta, as alternativas de projeto para a vedação da fundação da Barragem do Arroio Jaguari, no trecho da várzea, na sequência são apresentadas e analisadas as suas vantagens e desvantagens:

Alternativa 1 - Solução com Trincheira de Vedação Total (*Cut-Off*)

Vantagens:

- é uma solução clássica ou convencional de vedação de fundações de barragens constituídas de terrenos arenosos e cascalhos submersos e muito permeáveis;
- não necessita da contratação de equipamentos especiais para a implantação dos aterros, no caso, à exceção dos elementos de sistemas de rebaixamento do lençol freático com ponteiros drenantes e/ou poços profundos;
- permite que seja acessado e tratado o substrato rochoso, o qual, se estima, atinge uma profundidade de até 11,5m em relação ao terreno original da várzea. Atingida a rocha poder-se-ia proceder à sua inspeção e o tratamento de suas descontinuidades, o que daria maior garantia de “vedação” deste ponto crítico da fundação da barragem – por exemplo, o acesso ao topo rochoso permitiria a limpeza grossa e fina da rocha, a remoção de blocos desagregados ou soltos, a injeção de calda de cimento rasa e/ou profunda e os demais procedimentos de tratamento da fundação de barragens de terra;



SIUMA



- é possível admitir que a predominância dos solos escavados poderia ser reaproveitada nos aterros da barragem, sendo que as areias seriam usadas nos filtros dos maciços de barramento;

Desvantagens:

- exige, trecho a trecho, a escavação e o reaterro de uma ampla e profunda cava em presença de solos arenosos não plásticos, muito permeáveis e com o lençol freático raso. Conforme Figura 1, para viabilizar esta escavação dever-se-ia prever a implantação de uma escavação com taludes e patamares e com um eficiente sistema de rebaixamento do lençol freático (SRLF) com ponteiras drenantes e/ou poços profundos para operar de forma ininterrupta (24hs/dia), independente das condições de fornecimento de energia elétrica da rede rural e de produção de aterros argilosos;

- instalar e desativar um SRLF trecho a trecho de cava em uma ampla várzea;

- uma vez que existe um significativo contraste de permeabilidade entre as camadas aluvionares de areia grossa e a rocha de fundação dever-se-ia esperar fluxos d'água para dentro da cava escoando no contato solo arenoso/rocha mesmo com um SRLF em operação. Por esta razão, muitas dificuldades deveriam ser esperadas para a limpeza da rocha, a compactação das primeiras camadas de argila da trincheira de vedação e, em especial, com relação às condições de estabilidade geral da escavação, por impossibilidade de controle da percolação em períodos de enchentes ou até durante a troca ou manutenção de equipamentos. Esta seria uma situação questionável para a obra, uma vez que a falta de controle do SRLF poderia, de imediato, levar à instabilização da cava por cisalhamento ou liquefação das areias dos taludes da escavação;

- conforme referido, as ensecadeiras da área da várzea não deverão dispor de sistema de vedação, à exceção da natural, constituída de argilas orgânicas. Desta forma, a cada enchente, o SRLF, trecho a trecho (~100m), seria solicitado ao extremo pela presença de fluxos subsuperficiais decorrentes de uma grande fonte de alimentação (a elevação dos níveis do Arroio Jaguari) para o seu leito maior. Nestas condições, dever-se-ia garantir a estabilidade dos taludes arenosos submetidos a intensos fluxos ascendentes ou por baixo das ensecadeiras e para dentro da cava aberta. Esta deveria ser a consideração mais crítica do sistema de rebaixamento com destaque para a estabilidade das ensecadeiras no trecho do arroio e na Fase de Construção III. Por estas considerações, esta seria uma condição que implicaria em riscos de acidentes de trabalho e com equipamentos no interior da cava em fase de reaterro;

- esta solução ampliaria significativamente o cronograma de construção da barragem, tendo em vista a necessidade de compactação de solos abaixo do NA e em uma vala relativamente profunda, com um SRLF sendo instalado e desativado trecho a trecho, em um vale com extensão de aproximadamente 420,0m;



SIUMA



- ampliaria a necessidade de volumes de materiais argilosos para a construção da barragem, em uma situação de relativa carência de jazidas de solos argilosos nas proximidades da obra;

- por fim, outro aspecto imponderável desta solução diz respeito ao fato de que as argilas para a execução da trincheira de vedação devem ser compactadas com umidade próxima da w_{ot} , sendo que para atender a esta exigência não podem ser realizados serviços de aterros argilosos em períodos de chuvas. Mesmo assim, em períodos prolongados de chuvas, o SRLF deveria operar 24hs – os aterros argilosos precisam de condições climáticas adequadas e o SRLF precisaria operar 24hs/dia. Este seria um grande dilema para uma obra de médio porte e com um cronograma ajustado para 12 meses, ou seja, seria necessário um tempo considerável para a instalação e operação de forma ininterrupta de um grande SRLF, sem produção de reaterro da trincheira de vedação com compactação convencional;

Alternativa 2 - Parede Diafragma Plástica com uso de “Clamshell”

Vantagens:

- esta técnica é uma solução consagrada para a vedação e o escoramento de grandes desníveis de subsolos de obras da construção civil e mesmo para a vedação de fundações de barragens, em presença de espessas camadas de solos arenosos aluvionares fofos ou compactos;

- possui diversos recursos técnicos para o tratamento de juntas de vedação entre painéis diafragma;

- o mercado brasileiro possui uma considerável quantidade de empresas que detém tecnologia que garantem a qualidade dos serviços e as necessidades de empreendimentos de barragens;

- a solução é de rápida implantação e não necessita de escavações com o acesso de pessoal e de equipamentos de terraplenagem – nestas condições, praticamente, não existe nenhum risco de acidentes de trabalho por desestabilização de solos de escavações;

- dispensa o rebaixamento do NA freático e pode ser implantada mesmo antes da implantação das ensecadeiras obrigatórias do projeto;

Desvantagens:

- para o caso da presente obra apresentar maiores dificuldades de tratamento do contato da camada de areia grossa com pedregulhos e cascalhos finos com a rocha são ou medianamente alterada com uso de um Clamshell – o que seria o caso do trecho entre as estacas 25 e 38+10,00m, mas não sendo o caso do trecho de rocha decomposta da estaca 17+10,00m a 25;



SIUMA



- devem-se prever dificuldades de escavação das camadas de areias médias e grossas com pedregulhos e cascalhos finos¹ muito compactas com SPT ≥ 40 com o uso de “Clamshells” convencionais;

- os equipamentos de escavação e concretagens dispõem de poucos recursos para a melhoria da vedação no contato solo/rocha sã;

- exige a contratação de uma empresa especializada e com a devida comprovação de realização de serviços semelhantes ao caso em questão;

Alternativa 3 - Parede Diafragma Plástica – Tipo “Jet Grouting”

Vantagens:

- trata-se de uma solução consagrada para a vedação e o escoramento de grandes desníveis de subsolo de obras da construção civil e mesmo para a vedação de fundações de barragens, em presença de espessas camadas de solos arenosos aluvionares fofos ou compactos, inclusive com recursos para a perfuração de areias compactas com cascalhos, de blocos rochosos, rocha e a sua incorporação aos elementos de vedação – recurso que favoreceria um melhor tratamento do contato solo/rocha granítica sã do citado trecho;

- possui diversos recursos técnicos para o tratamento de juntas de vedação entre as colunas diafragma e os contatos de solo/rocha;

- o mercado brasileiro possui uma considerável quantidade de empresas que detêm tecnologias que garantem a qualidade e as necessidades de empreendimentos de barragens;

- a solução é de rápida implantação e não necessita de escavações de solos com o acesso de pessoal e de equipamentos de terraplenagem – nestas condições, praticamente, não existem riscos de acidentes de trabalho por desestabilização de solos;

- dispensa o rebaixamento do NA freático e pode ser implantada mesmo antes da implantação das ensecadeiras obrigatórias do projeto e, também, após as escavações de solos moles e areias fofas da fundação e o início dos aterros argilosos do barramento;

- apresenta como uma grande vantagem comparada com o diafragma com o uso de *Clamshell*, o fato da perfuratriz rotativa dispor de recursos técnicos para perfurar e

¹ a ocorrência de cascalhos finos na matriz arenosa do aluvião foi constatada, principalmente, durante a instalação dos poços de bombeamento com uso de um equipamento pneumático com pressões elevadas



SIUMA



tratar a rocha sã com injeções de calda de cimento sob altas pressões – dispõem de recursos para a consolidação de blocos rochosos soltos ou fraturados do topo rochoso do contato, solos aluvionares rocha sã ou decomposta;

- a técnica dispõe de diversos recursos para a ampliação do diâmetro das colunas de solo/cimento, a garantia de vedação das juntas secantes (colunas/colunas) e melhoria da vedação dos contatos solo/rochas decompostas e sãs;

- é uma técnica muito versátil e rápida de implantação, inclusive sem a necessidade do desvio do Arroio Jaguari;

Desvantagens:

- comparada com a segunda alternativa, necessita de ampliação da espessura ou do diâmetro da linha de vedação ($e=0,6m$ para $\phi=1,2m$), mas, em contrapartida, pode dar a este sistema maiores recursos de vedação do contato solos arenosos/rocha sã com uso de um único tipo de equipamento de perfuração;

- exige a contratação de uma empresa especializada e com a devida comprovação de realização de serviços semelhantes ao caso em questão e as condições geotécnicas do terreno de fundação;

- maiores custos iniciais, em especial, pelo maior consumo de cimento.

Alternativa 4 - Solução com Trincheira de Vedação Parcial (Cut-Off) e Trincheira de Lama (Slurry Trench)

Vantagens:

- é uma solução combinada ou mista de vedação da fundação, sendo a porção superior com uma trincheira de vedação e a inferior com um elemento diafragma moldado in loco com uma mistura de solo-cimento na forma de lama, onde as duas soluções não vão aos seus extremos com relação à profundidade da vedação – a vedação total é obtida com duas soluções;

- a porção inferior da vedação mista seria constituída de uma trincheira de lama (*Slurry Trench*), com espessura de 1,0m e profundidade $\leq 5,0m$ – com estas condições, a trincheira de vedação poderia ser escavada com as escavadeiras hidráulicas disponíveis no canteiro de obras;

- necessitaria de rebaixamento parcial do NA freático, uma vez que a trincheira de lama seria estabilizada com lama bentonítica e a sua moldagem com lançamento de argamassa de solo-cimento na forma de lama, conforme detalhado na Figura 4;



SIUMA



- não necessitaria da contratação de equipamentos especiais para a confecção das estruturas de vedação, à exceção de dispositivos para armazenar e bater a lama bentonítica;

- a trincheira de lama complementar a vedação e minimizaria os custos do rebaixamento do NA freático e os riscos inerentes a uma grande escavação até atingir a rocha de fundação (11,5m) em presença de ensecadeiras sem a vedação total de suas fundações;

- poder-se-ia aproveitar o rebaixamento do NA freático para, concomitantemente, proceder à implantação das escavações e os reaterros das áreas com ocorrências de solos orgânicos moles;

Desvantagens:

- exigiria grandes cuidados para a escavação da trincheira de lama, a sua estabilização com lama bentonítica e o lançamento do solo-cimento na forma de lama – a densidade da lama, a manutenção da linha freática rebaixada e a escavação de trechos de pouca extensão seriam recomendações essenciais para o sucesso dos procedimentos construtivos;

- a trincheira de lama (*Slurry Trench*), nas condições da fundação da barragem, exigiria a convivência com um maior número de procedimentos construtivos de difícil controle da qualidade dos serviços e da eficiência de juntas construtivas, para uma solução definitiva;

- da mesma forma que a trincheira de vedação total, exigiria maior tempo de construção e volumes de argila compactada;

- não permitiria o acesso ao topo rochoso da fundação e o seu tratamento;

- para viabilizar as escavações da trincheira de vedação (*cut-off*), da mesma forma que na Alternativa 1, dever-se-ia prever a implantação de uma escavação com taludes e um eficiente sistema de rebaixamento do lençol freático (SRLF) com poços e/ou ponteiros drenantes, operando de forma ininterrupta (24hs/dia);

- em barragens de médio e grande porte, as soluções com trincheira de lama (*slurry trench*), normalmente são utilizadas em soluções provisórias como a vedação de ensecadeiras.

7.4.2. Análises Técnicas das Alternativas

Da análise das alternativas em questão, destacam-se as desvantagens da Alternativa 1, uma vez que esta dependeria de escavações laterais a um arroio com leito arenoso, sistemas de rebaixamento do lençol freático de maneira ininterrupta e de trabalhos



SIUMA



demorados no interior de cavas relativamente profundas e adjacentes às ensecadeiras com vedação parcial e sujeitas a elevações periódicas do Arroio Jaguari.

Desta maneira, a Alternativa 1 seria uma solução que imporia riscos de acidentes de trabalho e com equipamentos, por questões de estabilidade das escavações quanto ao escorregamento e à liquefação das camadas de areias aluvionares e um aumento do tempo de construção e de volumes de aterros argilosos compactados.

Uma vez que as Alternativas 1 e 4 fazem uso de aterros argilosos compactados, estas ampliariam significativamente o cronograma de construção da barragem, tendo em vista a necessidade de compactação de solos argilosos em cavas com difícil acesso e espaços reduzidos, com um SRLF sendo instalado e desativado trecho a trecho e em uma várzea com extensão de aproximadamente 420,0m.

Outro aspecto que pode ser considerado como imponderável das Alternativas 1 e 4 diz respeito ao fato de que as argilas para a execução das trincheiras de vedação deveriam ser compactadas com umidade próxima da w_{ot} , sendo que, para atender a esta exigência não poderiam ser realizados serviços de aterros argilosos em períodos de chuvas ou imediatamente a estes. Mas, mesmo assim, com os aterros paralisados, o SRLF deveria operar 24hs nestas condições para não instabilizar os taludes das escavações – os aterros argilosos precisam de condições climáticas adequadas e o SRLF precisa operar 24hs/dia. Como referido, este seria um grande dilema para uma obra de médio porte e com cronograma ajustado para 12 meses, ou seja, instalar e operar, ininterruptamente, um grande SRLF, com muitos períodos de enchentes e sem produção de reaterros da trincheira de vedação com compactação convencional.

As Alternativas 1 e 4 contém vários itens de serviços que dependem das condições climáticas, em especial, o tempo e a potência instalada dos sistemas de rebaixamento do lençol freático e das condições de estabilidade dos taludes da trincheira de vedação abertas e em períodos de enchentes. Esta seria uma situação menos severa para o caso da Alternativa 4.

Em empreendimentos de barragens, geralmente as Trincheiras de Lama são mais utilizadas em vedações provisórias, por exemplo, em ensecadeiras. Uma vez que esta solução não é comum em obras de terra e pouco utilizada por empresas de fundações, a mesma exigiria o treinamento de equipes na obra, uma constante atenção no controle dos materiais e métodos e a necessidade de adaptações de procedimentos construtivos para a obra. Por estas razões, esta técnica teria como principal desvantagem as dificuldades do controle tecnológico da parede de solo-cimento (*Slurry Trench*), de suas juntas construtivas e do contato com o substrato rochoso.

Com relação à Alternativa 2, se destacam como desvantagem desta técnica as dúvidas quanto às reais possibilidades de escavação mecânica das camadas de areias médias e grossas, com pedregulhos e cascalhos finos, muito compactas com uso de *Clamshell*. Esta dúvida, na prática, somente poderia ser sanada, no campo, com a



SIUMA



realização de uma escavação teste, com riscos de perda da mobilização de equipamentos até o canteiro de obras.

7.4.3. Análise Econômica das Alternativas

No Quadro a seguir, são reapresentadas as estimativas de custos totais de cada uma das quatro alternativas.

Como um desdobramento da Alternativa 2, foram avaliados os custos de uma alternativa tecnológica mais avançada que seria a implantação da parede diafragma plástica com o Sistema CSM (*Cutter Soil Mixing*) – nesta técnica utiliza-se um equipamento com cabeças cortantes e rotativas em movimentos ascendentes e descendentes que desagregam terrenos resistentes e permite que sejam misturados e homogeneizados, a calda de cimento, o solo local e a bentonita. Desta forma, seria possível escavar mecanicamente as areias grossas com pedregulhos e cascalhos finos compactos e moldar uma parede diafragma plástica com alta precisão e muitos outros recursos tecnológicos. Esta solução foi descartada pelo seu alto custo, muito superior ao sistema *Jet Grouting*.

Quadro 1 – O quadro mostra a síntese dos custos de cada uma das alternativas que foram apresentadas no relatório antes referido

Alternativa	Custo (R\$)	%
1- Alternativa 1 - trincheira de vedação <i>cut –off</i> total	2.013.095,64	-
2 - Alternativa 2 - Parede diafragma plástica com uso de <i>“clamshell”</i>	2.468.065,83	31,54
3 - Alternativa 3 - Parede diafragma plástica tipo <i>“jet grouting”</i> .	2.356.742,52	17,07
4 - Alternativa 4 - - trincheira de vedação <i>cut – off</i> parcial e trincheira de lama (<i>slurry trench</i>) com argamassa de solo-cimento D= 0,80 m	2.483.346,98	23,35

² Foram feitas várias consultas no mercado de fundações e foi constatado que esta técnica construtiva encontra-se disponível em apenas uma empresa brasileira.





7.4.4. Seleção da Alternativa de Vedação

A barragem do Arroio Jaguari, no trecho em questão, possui altura máxima de 23,0m e uma concepção com seção homogênea de terra, com um tapete de impermeabilização para montante e um sistema de drenagem interna à jusante com filtros vertical e horizontal, poços de alívio e uma rede de trincheiras drenantes para a descarga das águas de infiltração no canal de restituição do arroio.

Conforme antes referido, na busca por uma solução para a vedação dos aluviões arenosos da várzea, foi decidido que, na solução de drenagem interna da fundação da barragem, deveria ser incorporada uma linha a mais de drenagem com poços de alívio. Estes elementos drenantes verticais têm como função a interceptação de eventuais fluxos pela fundação arenosa e a condução das águas percoladas para o dreno do pé do talude da barragem e deste para o sistema de trincheiras drenantes até alcançarem o canal de restituição da Galeria de Desvio.

Desta forma, antes da discussão final de alternativas de vedação da espessa camada de areias grossas com pedregulhos e cascalhos finos, há que se destacar que a seção tipo da barragem dispõe *a priori* de duas efetivas soluções de controle de percolação, sendo a primeira o tapete de impermeabilização e a segunda o sistema de drenagem interna com filtro horizontal e poços de alívio. Este primeiro sistema de vedação é ainda complementado pelas extensas camadas de argilas orgânicas naturais que, em todo o vale, apresentam espessuras variando de 0,8 a 3,5m. Estas camadas argilosas naturais se estendem pelo vale, muito além dos 50,0m do projeto, o que é favorável para a complementação da segurança do empreendimento com relação aos aspectos de percolação e estabilidade dos maciços da barragem.

Então, o que se discute como aspecto técnico mais relevante das Alternativas 1 a 4 é a viabilidade de mais uma linha de defesa da barragem, para o controle da percolação d'água por sua fundação, evidentemente que da mesma forma que as demais, uma solução importante e indispensável para a sua segurança global.

Analisando as condições da seção de barramento, por exemplo, nas estacas 19 e 33 (pranchas 696-TER-BAR-05-00 e 696-TER-BAR-15-00) pode-se concluir que só com a solução do tapete de impermeabilização será possível a redução do gradiente hidráulico no pé do talude de jusante para um valor da ordem de 0,15 ($i=22,6/155$). Este pode ser considerado, por si só, como um valor baixo e capaz de reduzir significativamente as vazões de percolação e as possibilidades de rupturas hidráulicas (erosão interna) no pé do talude de jusante ou na posição de descarga do sistema de drenagem interna da barragem.

Além desta condição favorável, a barragem ainda dispõe, para o controle da percolação, de um reforçado sistema de drenagem interna com a própria espessa camada natural de areia média e grossa com pedregulhos, com os filtros vertical e



SIUMA



horizontal, os poços de alívio e os drenos de descarga da percolação d'água pelos maciços compactados e pela sua fundação.

Com as soluções de controle de percolação com o tapete impermeável de montante e com os sistemas de drenagem interna projetados, uma solução com parede diafragma plástica (Alternativas 2 ou 3) não assumiria, por si só, o papel do controle absoluto dos fluxos internos pela fundação da barragem. Reafirma-se que a vedação escolhida se constituirá em mais um sistema ou linha de defesa de vedação, devendo assumir uma função relevante na redução dos fluxos e o atendimento dos pressupostos técnicos do projeto de uma barragem que são, em síntese, a formação de um reservatório e a garantia da estabilidade do seu talude de jusante à erosão interna e ao escorregamento.

Com relação às soluções de paredes diafragma, há que se destacar como relevante as limitações para a escavação das camadas de areia média e grossa com pedregulhos e cascalhos muito compactas, com uso dos *Clamshells* convencionais da Alternativa 2. Todas as grandes empresas de fundações consultadas manifestaram dúvidas em relação às reais possibilidades de escavação dos materiais arenosos compactos (SPT ≥ 40) com a utilização de *Clamshells* convencionais, o que é corroborado pelos técnicos da Consultora.

Desta forma, por uma questão de limitação técnica e operacional do citado equipamento, esta alternativa foi rejeitada.

A Alternativa 1, apesar de ser uma solução convencional de vedação de barragens e com custo inicial menor imporia ao empreendimento várias condições imponderáveis com relação aos seus custos finais, às condições de trabalho e de ampliação do tempo de implantação das obras. Estas, principalmente pela necessidade de manutenção de um SRLF 24hs/dia dependente das condições climáticas e independente da produção ou não de compactação dos aterros argilosos.

Não restam dúvidas de que as maiores questões relativas ao menor custo final da Alternativa 1 são decorrentes de qual seria o efetivo número de horas de rebaixamento do lençol freático e a sua potência instalada, trecho a trecho, para dar garantias de rebaixamento e estabilidade dos taludes das escavações da trincheira de vedação em períodos de enches e no contato da areia grossa com o substrato rochoso de baixa permeabilidade.

Pelo exposto, com vistas à eliminação de soluções com SRLF até o topo rochoso, eliminação de riscos de instabilidade de taludes construtivos inerentes a uma trincheira de vedação com profundidade da ordem de até 11,5m, redução do volume total de argila compactada e para a redução dos prazos de implantação das obras, a Projetista sugeriu a Alternativa 3 como a solução com melhores condições técnicas gerais para a vedação total e vertical dos aluviões arenosos do trecho da várzea.



SIUMA



Diante das vantagens e desvantagens técnicas apresentadas e analisadas e as estimativas de custos de cada uma das alternativas, os técnicos da SIUMA e o representante do MIN – Ministério da Integração Nacional, de consenso consubstanciaram a referida sugestão e tomaram como decisão a escolha da Alternativa 3 pelo fato de que o acréscimo de custo de R\$ 343.646,88 (17,07%) desta solução pode ser compensado pela sua maior rapidez de execução (aproximadamente dois meses com relação à solução mais econômica) e, também, pela sua maior exatidão de custos comparado com as Alternativas 1 e 4.

A partir desta decisão, a Alternativa 3 com vedação com colunas de solo-cimento ou a técnica *Jet Grouting* foi detalhada, conforme desenhos do projeto e suas especificações técnicas.

7.5.- ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM

Para a verificação e análise da estabilidade geral dos taludes da barragem ao escorregamento, fez-se uso dos métodos de Bishop Simplificado³ e Janbu Simplificado, sendo adotadas as seguintes situações críticas de carregamento ou de cálculo:

- para o talude de jusante, o fluxo estabelecido;
- para os taludes de montante, o rebaixamento rápido do nível do reservatório.

Os principais parâmetros geotécnicos utilizados na determinação de Fatores de Segurança (FSs) e nas análises de estabilidade foram obtidos a partir da interpretação dos ensaios de laboratório e de campo, em especial, os de cisalhamento direto e as sondagens a percussão realizadas nas camadas de areias aluvionares do trecho da várzea.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade são apresentados na Tabela 7.5.1.

Tendo em vista as condições geotécnicas da fundação da barragem foi verificada a estabilidade de uma seção transversal típica do trecho da várzea com a maior espessura de areias aluvionares e maior altura de barramento. Esta seção transversal representa o trecho do leito do Arroio Jaguari até em torno da estaca 37. Para este trecho são admitidas as escavações de solos de baixa resistencia até a cota 131 - caso das seções transversais das estacas 20 e 27. Essa condição resulta em uma altura de barragem de 25,0m em relação ao terreno natural escavado e uma fundação remanescente de areias aluvionares medianamente compactas a compactas com espessura da ordem de 8,0m e subjacente a esta o substrato rochoso impenetrável a percussão.

³Para os cálculos dos FS's foi utilizado o programa PCSTABL.



SIUMA



As situações críticas de carregamento analisadas, são identificadas como Condições de 1 a 4, as quais envolvem as análises de FSs variando os parâmetros geotécnicos nas faixas mostradas na Tabela 7.5.1 e a profundidade limite das superfícies potenciais de ruptura. Cada uma destas condições estudadas ainda representa as seguintes situações críticas de carregamento e de fundação.

- Condição 1 – Talude de jusante com inclinação 1V:2,0H submetido a um fluxo estabelecido – parâmetros máximos definidos na Tabela 7.5.1.;

- Condição 2 – Talude de jusante com inclinação 1V:2,0H submetido a um fluxo estabelecido – parâmetros mínimos definidos na Tabela 7.5.1.;

- Condição 3 – Talude de montante com inclinação 1V:2,5H submetido a rebaixamento rápido – parâmetros máximos definidos na Tabela 7.5.1. ;

- Condição 4 – Talude de montante com inclinação 1V:2,5H submetido a rebaixamento rápido – parâmetros mínimos definidos na Tabela 7.5.1.

Materiais/Parâmetros de Projeto	c (kN/m ²)	φ°	γ _{sat} (kN/m ³)
	Coesão	Ângulo de Atrito interno	Massa Específica Aparente Saturada
Aterro de Impermeabilização de montante – bota -fora	20,0	0	17,0
Aterro areno-argiloso do maciço principal – solos residuais compactados	20,0	26,0 a 30	20,0
Aterros de areia média e grossa – Filtros	0	30	18,0
Areias médias e grossas aluvionares da fundação	0	30,0 a 33	19,0
Argila Orgânica Preta Muito Mole - Fundação	20,0	0,0	17,0

Tabela 7.5.1 – Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade dos taludes da barragem do Arroio Jaguarari





SIUMA



A seguir são apresentadas alguma de folhas resumo dos cálculos de estabilidade, com indicação das superfícies potenciais de ruptura e do fator de segurança (FS) mínimo de cada uma das condições estudadas. Foram pesquisadas centenas de outras superfícies potenciais de ruptura, as quais dispensam apresentação pois seus resultados se situam acima destes valores mínimos. Nas seções transversais das Condições 1 e 2, a linha em cor azul é a linha freática do talude de jusante da barragem, a qual foi definida acima da camada do filtro horizontal. Nestas condições o filtro horizontal está sob carga.

Para as Condições 3 e 4 a hipótese de rebaixamento rápido do NA do talude de montante da barragem, foi considerada através da adoção de um valor de $ru = 0,3$. Esse parâmetro representa a relação entre a pressão neutra hidrodinâmica e a pressão vertical efetiva dos terrenos (aterro e/ou fundação). Essas hipóteses de cálculo podem ser consideradas como críticas para esse tipo de solitação, uma vez que o valor de ru adotado pode ser considerado um valor no limite superior ou extremo para aterros construídos com solos residuais de rochas graníticas com granulometria areno-argilosa, ou até argilo-arenosa.

Na Tabela 7.5.2 são apresentados os FS's mínimos de cada uma das condições estabelecidas.

Condições/FS's	FS ^{Bishop}	FS ^{Bishop}	FS ^{Janbu}	FS ^{Janbu}
	(Cota ⁴ 126)	(Cota 131)	(Cota 126)	(Cota 131)
Condição1	1,634	1,681	1,547	1,645
Condição 2	1,453	1,498	1,381	1,464
	(Cota 126)	(Cota 133)	(Cota 126)	(Cota 133)
Condição 3	1,651	1,661	1,607	1,616
Condição 4	1,477	1,476	1,429	1,446

Tabela 7.5.2 – Fatores de Segurança mínimos(FS's) dos taludes da Barragem do Arroio Jaguarí

Os fatores de segurança mínimos obtidos nas análises de estabilidade, todos com valores acima de 1,3, foram considerados satisfatórios e permitem a manutenção dos taludes da barragem com a inclinação de 1V:2,0H para jusante e 1V:2,5H para

⁴Limites das superfícies potenciais de ruptura nas cotas 126(na fundação aluvionar), 131(na base do filtro horizontal do talude de jusante) e 133 (no aterro da barragem).





SIUMA



montante. Para isto, devem ser feitas as remoções dos solos aluvionares orgânicos e as areias com baixa resistência da fundação da barragem.

Nesse ponto, é importante salientar que as hipóteses de cálculo acima adotadas, que atestam a segurança do projeto com relação às possibilidades de escorregamentos, estão relacionadas ao cumprimento das concepções geotécnicas e das especificações técnicas do projeto. O mesmo pode ser afirmado com relação à estabilidade dos aterros quanto a rupturas hidráulicas (erosão interna – *piping*), onde a prioridade no canteiro de obras deve ser, como já observado, a obtenção de aterros homogêneos e com baixa permeabilidade.

Recomenda-se a execução de aterros experimentais nas fases iniciais de implantação dos aterros da barragem, e a partir destes devem ser obtidos novos parâmetros de resistência dos solos e, em seguida, o processamento de novos cálculos e análises de estabilidade dos taludes da barragem.



SIUMA



8. ENSECADEIRAS E FASES CONSTRUTIVA





8. ENSECADÉIRAS E FASES CONSTRUTIVAS

A concepção construtiva da Barragem do Arroio Jaguari foi dividida em quatro fases principais, as quais são funções das vazões de projeto, das condições geológicas e geotécnicas da fundação da área do barramento, da forma da várzea de inundação e da posição atual do leito natural do arroio.

Nas duas primeiras fases de construção da barragem, o Arroio Jaguari será mantido em seu leito natural, conforme detalhado nos desenhos das fases de construção da obra.

Nas fases iniciais de construção, deverão ser construídas duas ensecadeiras, uma em cada margem do arroio. A ensecadeira da primeira fase de construção da margem esquerda deverá ter a função específica de proteger a área das estruturas da Galeria de Desvio do Rio e da Tomada de Água. Já, a ensecadeira da segunda fase de construção da margem direita abrange o ensecamento de um trecho da várzea e de toda a ombreira deste flanco. Esta disposição das ensecadeiras possibilitará a construção dos aterros de barramento em dois flancos e numa ampla área.

Conforme detalhado nos desenhos executivos, na primeira fase de construção, tão logo sejam implantadas as estruturas principais da Galeria de Desvio do Rio e Tomada de Água poderá ser feita a remoção da sua ensecadeira de proteção. Desta forma, os aterros argilosos do barramento deverão ser ampliados por sobre estas estruturas hidráulicas de concreto armado avançando até as proximidades da margem esquerda do Arroio Jaguari. Este avanço do aterro do barramento principal, na primeira fase de construção, dará as condições para o desvio do arroio para a Galeria de Desvio.

Assim, pode-se observar, nos desenhos do projeto executivo, que, na segunda fase de construção, os aterros argilosos do barramento principal devem ser estendidos até as proximidades da margem esquerda do arroio (~6,0m), o suficiente para o fechamento das ensecadeiras da terceira e última fase de construção da barragem.

Nesta concepção de desvio do rio, na segunda fase de construção, um trecho de aterro do barramento principal deverá ser implantado sem a proteção de ensecadeira – este pode ser considerado o trecho entre a estrutura de concreto da Galeria de Desvio/Tomada de Água e a margem esquerda do Arroio Jaguari. Para o fechamento das ensecadeiras da terceira fase de construção, estas precisam “abraçar” o aterro do barramento principal que avança além do emboque da Galeria de Desvio.

Há que se destacar que esta decisão foi tomada em função da necessidade de manutenção da Tomada de Água na margem esquerda do barramento, de otimização dos espaços para o desvio do arroio e a manutenção do arroio em sua calha natural até a segunda fase de construção da barragem. Assim, será possível a implantação das estruturas hidráulicas de concreto (vertedouro, Galeria de Desvio e Tomada



D'Água) sem a construção de um longo canal de desvio nas duas primeiras fases de construção e a pronta liberação das escavações das estruturas hidráulicas da margem esquerda do barramento, sem a necessidade de interferências no leito do arroio.

Na terceira fase de construção, concluídas as suas ensecadeiras de montante e jusante e do canal de desvio, a vazão natural do Arroio Jaguari será desviada para a galeria de concreto implantada na margem esquerda do arroio. Esta fase se desenvolverá até a conclusão das obras, quando, então, a Galeria de Desvio será fechada, permitindo o enchimento do reservatório.

Este arranjo, tradicional e simples em obras de barramento de terra, é apresentado em detalhe, nos desenhos das Fases Construtivas do Projeto Executivo da Barragem do Arroio Jaguari.

A rigor, a construção da barragem deverá transcorrer em duas grandes etapas de construção, sendo a primeira com o arroio fluindo pelo seu curso natural e a segunda com o mesmo desviado para a Galeria de Desvio, até o fechamento das comportas e início do enchimento do reservatório.

A seguir, é apresentada uma sequência de serviços e obras que compõem as Fases Construtivas do Projeto Executivo da Barragem do Arroio Jaguari, sem entrar em detalhes em relação aos serviços do PBA (Projeto Básico Ambiental).

8.1. - 1ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS

- Iniciar e concluir a mobilização de pessoal e equipamentos;
- Instalar o canteiro de obras;
- Iniciar os serviços previstos no Projeto Básico Ambiental (PBA) elaborado para a obtenção da Licença de Instalação da obra;
- Iniciar e concluir os serviços de levantamentos topográficos e investigações geológicas e geotécnicas complementares;
- Iniciar e concluir as escavações, os tratamentos de fundação (injeções de calda de cimento e reaterros das trincheiras de vedação) dos trechos de ombreiras e acima da cota 138, a ensecadeira da bacia de dissipação, as concretagens do vertedouro, os sistemas de drenagem, as ancoragens, os reaterros das estruturas do vertedouro e o revestimento do seu canal de restituição;
- Iniciar e concluir a implantação da ensecadeira da margem esquerda do arroio, com a utilização de materiais argilosos das escavações das estruturas do vertedouro e de jazidas;



SIUMA



- Iniciar e concluir a implantação das Galerias de Desvio e da Tomada de Água do Arroio Jaguari, incluindo sua bacia de dissipação e o revestimento do seu canal de restituição;

8.2. - 2ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS

- Iniciar e concluir a implantação da ensecadeira da margem direita e parte da várzea deste flanco do eixo de barramento;

- Com a conclusão e análises das sondagens e investigações geotécnicas complementares e a redefinição das seções transversais de projeto da barragem e dos materiais de construção de aterros argilosos desta fase executiva do projeto, poderão ser iniciadas as escavações, a preparação e os tratamentos dos terrenos de fundação da barragem e os seus aterros, até a conclusão desta fase de construção;

- Iniciar a implantação do tapete de impermeabilização de montante;

- Na área ensecada iniciar e concluir as remoções de solos de baixa resistência da fundação e iniciar a implantação da parede diafragma plástica (*Jet Grouting*) – esta estrutura de vedação pela sua versatilidade poderá ser implantada em uma única fase, inclusive no leito do arroio;

- Antes das remoções de solos arenosos fofos e pouco compactos proceder ao rebaixamento do lençol freático, trecho a trecho;

- Proceder a elevação dos aterros do barramento principal nos flancos esquerdo e direito com vistas à viabilização do desvio do arroio;

- Com a Galeria de Desvio e suas estruturas hidráulicas concluídas e com os aterros do barramento principal em condições de receberem as ensecadeiras da terceira fase, dar início à escavação do canal de aproximação para o desvio do arroio até que sejam iniciados os procedimentos os aterros da barragem - no flanco esquerdo e direito os aterros deverão ter atingido cotas superiores a 140m;

8.3. - 3ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS

- Atendidos os requisitos finais da fase construtiva anterior, dar início aos procedimentos para o desvio do Arroio Jaguari para a Galeria de Desvio. Para isto, remover o septo do canal de desvio e construir o aterro “corta rio”. Além disso, no início desta fase, deve-se proceder à remoção parcial da ensecadeira da margem direita conforme detalhado em projeto e, finalmente, concluir as ensecadeiras de montante e jusante desta fase final;

- Dar continuidade à implantação do tapete de impermeabilização de montante;



SIUMA



- Da mesma forma que na fase anterior, antes das remoções de solos arenosos fofos e pouco compactos proceder ao rebaixamento do lençol freático, trecho a trecho;
- Com o Arroio Jaguari desviado e a área centro esquerda ensecada dar continuidade à construção da barragem, filtros, drenos, revestimentos, estruturas hidráulicas e ancoragens;

8.4. - 4ª FASE DE CONSTRUÇÃO DAS OBRAS

- Atingida a cota de coroamento da barragem, concluir: os revestimentos de taludes de aterros, os sistemas de drenagem, a remoção da ensecadeira de jusante, a pista do coroamento da barragem, o vertedouro, a bacia de dissipação do vertedouro, os aterros de regularização de terrenos em geral, a instrumentação e todas as demais estruturas e serviços relacionados no projeto;
- Proceder aos testes de equipamentos eletromecânicos da Tomada D'água e da Instrumentação da barragem;
- Concluir os serviços previstos no Projeto Básico Ambiental (PBA);
- Remover as instalações do Canteiro de Obras, proceder à limpeza e à revegetação das áreas objeto das obras e a desmobilização de pessoal e equipamentos e dar por concluída a obra.



SIUMA



9. COTA DE COROAMENTO DO RESERVATÓRIO





9. COTA DE COROAMENTO DO RESERVATÓRIO

O problema consiste no estabelecimento da diferença de coroamento ou sobrelevação acima da cota da crista do vertedouro.

Os critérios para dimensionamento da cota de coroamento variam em função da fonte de consulta e do tipo de barragem. Em barragens de terra de pequena a média altura, normalmente, considera-se que a cheia de projeto, para o dimensionamento do vertedouro, seja a de 1000 anos de período de recorrência e que deverá ser capaz de escoar dentro da sua borda livre a cheia de 10000 anos.

Pelo critério sugerido pelo Comitê Brasileiro de Barragens (CBB), que não distingue o tipo de barragem, a barragem do Jaguari é considerada uma barragem de grande volume, média altura e risco baixo recomendando, neste caso, que a cota de coroamento seja dimensionada para uma cheia compreendida entre 1/2 a 1 CMP (Cheia Máxima Provável), o que seria equivalente a se adotar uma cheia de projeto entre 100 anos e 10000 anos. O valor de 100 anos de recorrência é muito baixo para uma obra deste porte, apesar de que os danos causados por uma ruptura não seriam dos mais altos. Entretanto, em função das características dos hidrogramas, observa-se que os relativos a 500 anos e 1.000 anos são muito próximos, tendo-se optado, para ficar a favor da segurança, o valor da cheia de 1.000 anos.

Para barragens de em terra se aceita que a borda livre seja de, no mínimo, 1 m sendo que algumas fontes recomendam adotar para barragens com mais de 20 metros de altura uma borda livre de 1,5 m, podendo-se adotar valores inferiores, se for feito o cálculo da onda e da sobre elevação. Baseado nestes critérios considerou-se os seguintes elementos para definição da cota de coroamento do reservatório:

- cota do coroamento da crista do vertedouro (CV);
- tirante de água acima da crista do vertedouro para uma cheia de 1000 anos de tempo de recorrência ($\Delta h(1.000)$);
- tirante de água acima da crista do vertedouro para uma cheia de 10000 anos de tempo de recorrência ($\Delta h(10.000)$); e
- sobrelevação para conter as ondas provocadas pelo vento (Δh_s).

Obtém-se assim para cota de coroamento (CC):

$$CC = CV + \Delta h + \Delta h_s + \Delta s$$



SIUMA

O valor de Δs é uma segurança adicional considerada, para o qual se define um valor em critério pessoal do projetista e condicionado ao valor de $(\Delta h(10.000))$. O valor de Δh é dado pela laminação da onda de cheia no reservatório.

O valor de Δh_s é dado pela expressão abaixo:

$$h = 1,40 \text{ a } 1,50 h_0 \text{ para superfícies ásperas a lisas (concreto)}$$

Onde,

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

Sendo,

F = " fetch " ou distância do local de barramento (km) até o ponto mais afastado do lago; em lagos de forma irregular usa-se a seguinte expressão:

$$F = \frac{\sum d \cos \theta}{\sum \cos \theta}$$

Sendo,

d = distância da barragem as margens; e

θ = ângulo com a perpendicular ao eixo da barragem.

A tabela 8.1 apresenta os resultados encontrados.

TABELA 8.1 - VALORES DO FETCH E ÂNGULOS DE INCIDÊNCIA COM A BARRAGEM

D (km)	θ °	cos θ -	D cos θ (km)
0,95	45	0,707	0,672
1,05	65	0,422	0,440
1,20	70	0,342	0,410
0,90	1	1,000	0,900
3,20	50	0,643	2,060
4,50	58	0,530	2,385
3,30	75	0,258	0,854
	soma	3,903	0,854



SIUMA



V= velocidade do vento medido em km/h

Para velocidades máximas de ventos na região adotou-se 100 e 150 km/h.

A recomendação do U.S.B.R. para um “*Fetch efetivo*” de 1,98 km é que se adote:

- A - 1,55 m como folga normal (diferença entre a crista do vertedouro e a cota de coroamento); e
- B - 1,00 m como folga mínima (diferença entre o nível máximo de projeto e o coroamento).

Sendo assim, adotando-se a cheia de 1000 anos como de projeto tem-se:

$$CC = 153,60 + 1,40 (A) + 1,00 (B) = 156,00 \text{ m}$$



SIUMA



10. ADEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO



BOURSCHEID
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.

ISO
9001
2000

106





SIUMA

10. ADEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

O presente estudo tem por objetivo definir a estrutura do pavimento a ser implantado sobre a crista da Barragem sobre o Arroio Jaguari na divisa dos municípios de São Gabriel e Lavras do Sul.

10.1. ESTUDOS DE TRÁFEGO

Na ausência de dados precisos sobre a utilização futura da via e considerando-se que o principal tráfego que irá circular será aquele necessário à implantação, operação e manutenção da barragem, estimou-se um número “N” a ser usado no projeto de pavimentação com valor igual a 1 x 105 operações do eixo padrão.

10.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO SUBLEITO

O subleito da via em estudo deverá ser constituído por uma porção central com uma argila arenosa oriunda das jazidas estudadas, e duas camadas verticais de materiais granulares, uma camada de transição com brita 4 e, externamente, enrocamento de pedra compactado.

Para suavizar a transição granulométrica entre o enrocamento e a camada de sub-base, recomenda-se que seja implantada uma camada horizontal de brita nº 4 entre o enrocamento e as camadas do pavimento.

Os materiais argilosos das jazidas que deverão ser utilizadas para compor a barragem foram submetidos aos ensaios de caracterização, de compactação (Proctor Normal) e índice suporte Califórnia.

Isto significa que a camada superior do núcleo argiloso, após compactação, deverá apresentar um Índice Suporte Califórnia (ISC) com valor igual ou superior a 9%.

Nestas condições foi definido o valor do Índice de Suporte a ser utilizado no projeto de pavimentação (ISCp) em 9%, valor mínimo encontrado nos ensaios realizados.

10.3. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO

Para o dimensionamento do pavimento foram levados em consideração os critérios definidos no Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do Engº Murillo Lopes de Souza (Método DNER/66), amplamente utilizado no meio rodoviário.

O pavimento foi concebido prevendo-se a utilização de materiais disponíveis na região, com exceção dos materiais asfálticos.

O método de dimensionamento adotado preconiza que, para o número “N” previsto, o revestimento pode ser do tipo Tratamento Superficial Duplo (TSD). Este



SIUMA



revestimento após a sua execução resulta numa espessura média de 2,5 centímetros.

Para proteger o revestimento com TSD indica-se ainda a execução de uma capa selante sobre o mesmo.

As camadas de base e sub-base serão constituídas de material granular, prevendo-se a implantação de base de brita graduada e sub-base de “rachão”.

A indicação de uma sub-base de “rachão” (produto total de britagem primária), material com elevado teor de agregado graúdo, tem como finalidade proporcionar uma melhor transição entre as camadas granulares do corpo da barragem e as camadas superiores do pavimento.

Em função dos valores de ISC e número “N” definidos, o método estabelece as espessuras totais do pavimento em termos de material granular ($K=1,00$).

A partir destas espessuras, é feito o dimensionamento das várias camadas utilizando-se as inequações abaixo:

- Inequação nº 1 (cálc. esp. base): $R.KR + B.KB > H_{20\%}$
- Inequação nº 2 (cálc. esp. sub-base): $R.KR + B.KB + h_{SB}.K_{SB} > H_m$
- Inequação nº 3 (cálc. esp. ref. subleito): $R.KR + B.KB + h_{SB}.K_{SB} + h_n.K_{ref} > H_m$

Onde:

R : espessura do revestimento;

B : espessura da base;

hsb : espessura da sub-base;

$h_{20\%}$: espessura do pavimento para um material com $ISC=20\%$

h_n : espessura do reforço do subleito;

H_m : espessura do pavimento para um material com $ISC=m$, no nosso caso o subleito apresenta $ISC=9\%$;

K_r : coeficiente estrutural do revestimento, no caso do TSD igual a 1,20;

K_b : coeficiente estrutural da base, no caso da brita graduada igual a 1,00;

K_{sb} : coeficiente estrutural da sub-base, no caso do “rachão” igual a 0,7

K_{ref} : coeficiente estrutural do reforço do subleito.



SIUMA

Utilizando-se o gráfico de dimensionamento do método com os valores de $N = 1 \times 10^5$ e $ISC_{proj.} = 9\%$, verificou-se que:

- $H_{9\%} = 36,0$ cm.

Considerando-se que a sub-base e a base serão constituídas por camadas de material granular e que não deverá ser implantado reforço do subleito, torna-se desnecessária a verificação das inequações nº 1 e 3.

Adotando-se a espessura de 21,0 centímetros para a sub-base de “rachão”, calcula-se a espessura necessária de base pela inequação nº 2:

$$R \cdot KR + B \cdot KB + h_{SB} \cdot K_{SB} > H_{11\%};$$

$$2,5 \times 1,20 + B \times 1,00 + 21,0 \times 0,77 > 36,0 \text{ cm, logo}$$

$$B = (36,0 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} \times 1,20 - 21,0 \text{ cm} \times 0,77) / 1,00 = 17,0 \text{ cm}$$

Conclui-se que a camada de base deverá ter uma espessura de 17,0 centímetros.

A Tabela 9 apresenta um resumo da estrutura projetada.

Tabela 9 – Resumo da estrutura projetada

CAMADA	ESPESSURA (cm)	
	REAL	ESTRUTURAL
REV.: TSD C/CAPA SELANTE	2,5	3,0
BASE DE BRITA GRADUADA	17,0	17,0
SUB-BASE DE “RACHÃO”	21,0	16,0
TOTAL	40,5	36,0

10.4. OBRAS COMPLEMENTARES

Além do pavimento anteriormente descrito, prevê-se a necessidade de implantação das obras ou serviços complementares descritos a seguir.

MEIO-FIO DE CONCRETO (MFC-05)

Deverão ser implantados meios-fios de concreto tipo MFC-05 em ambos os lados da pista conforme indicado na seção transversal tipo.





SIUMA



PINTURA DOS MEIOS-FIOS

Para demarcar os limites da pista, em especial à noite e em dias chuvosos ou de neblina, deverá ser procedida a pintura dos meios-fios com tinta cal branca.

10.5. FONTES DE MATERIAIS PARA A PAVIMENTAÇÃO

Para a obtenção do material pétreo necessário à pavimentação da via em tela é indicada a pedreira designada como nº 05, localizada na margem da rodovia RS/630, que liga São Gabriel à Dom Pedrito, distante cerca de 12,8km do local da barragem, totalmente por via com revestimento primário,.

Os materiais asfálticos necessários (asfalto diluído CM-30 e emulsão catiônica RR-2C) poderão ser obtidos juntos às Distribuidoras PETROBRÁS e IPIRANGA em Canoas, distantes cerca de 385 km do local da barragem, sendo 340km por via pavimentada e 45km por via com revestimento primário.

Os demais materiais necessários (cimento Portland, areia, madeira, etc.) poderão ser adquiridos junto ao comércio local da cidade de São Gabriel.

10.6. PROJETO PARA IMPLANTAÇÃO DA ESTRADA DE ACESSO

O presente estudo tem por objetivo definir os serviços necessários a implantação da estrada de acesso ao canal de restituição da Barragem do Jaguari.

A extensão aproximada é de 600 metros.

Prevê-se a implantação de uma pista simples com duas faixas de rolamento, 4,00 metros de largura cada uma e com declividade transversal de 3% para cada lado.

Para permitir a operação de retorno, ao final do acesso (km 0+440) foi projetada uma alça de retorno. Também foi prevista uma rótula vazada junto ao km 0+240, permitindo o acesso ao ponto onde tem início o canal de restituição.

Na distribuição dos volumes escavados foi considerado que a escavação restringir-se-á à materiais de 1ª e 2ª categorias, tendo sido adotados os seguintes fatores de correção dos volumes:

- material de 1ª categoria..... 1,30 e;
- material de 2ª categoria..... 1,00.

Isto significa que para produzir 1,00 m3 de aterro compactado será necessário 1,30 m3 de material escavado de 1ª categoria ou 1,00 m3 de material de 2ª categoria..



SIUMA



10.6.1. Revestimento da pista do acesso

O revestimento da pista após a conclusão dos serviços de terraplenagem deverá ser feito com a aplicação e compactação de uma camada de saibro com espessura de 10 centímetros.

10.6.2. Obras complementares

Para esta estrada de acesso, os serviços complementares se resumirão ao revestimento com grama dos taludes de corte / aterro e dos canteiros projetados.

Na execução dos serviços de implantação desta estrada de acesso, deverão ser seguidas as Especificações Técnicas vigentes, em especial as relacionadas abaixo, todas baseadas nas Especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER:



SIUMA



11. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS COMPLEMENTARES



BOURSCHEID
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.

ISO
9001
2000

112





SIUMA

11. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS COMPLEMENTARES

Neste item são apresentadas as especificações complementares do Projeto Executivo da Barragem do Arroio Jaguari.

11.1. ESCAVAÇÕES

Todas as escavações de terrenos arenosos de baixa resistência fofos ou pouco compactos com $SPT < 8$ do trecho da várzea deverão ser realizadas após o rebaixamento do nível do lençol freático até uma profundidade de, no mínimo, 0,5m no fundo e meio da cava prevista.

Para o rebaixamento do lençol freático poderão ser utilizados os sistemas de rebaixamento com bombeamento direto superficial e/ou com ponteiras drenantes.

Os terrenos arenosos de baixa resistência mais rasos (da ordem de 2,5m de profundidade), inicialmente, poderão ser rebaixados com bombeamento direto superficial a partir de poços ou cavas rasas escavadas com escavadeiras hidráulicas.

Na técnica de bombeamento direto superficial são feitas cavas de pequenas dimensões ou poços onde são instaladas bombas submersas, as quais bombeiam as águas de infiltração do lençol freático para o leito do arroio, sem realimentar o nível freático.

Para as escavações mais profundas ou em trechos onde não se obteve resultados satisfatórios com a técnica anterior deve-se proceder ao rebaixamento do lençol freático com o sistema de ponteiras drenantes, instaladas a cada metro e ligadas a tubos coletores que descarregam as águas freáticas longe da área objeto do rebaixamento.

Todas as escavações de solos arenosos deverão ser precedidas de rebaixamento do lençol freático, sob riscos de serem feitas escavações sem limites de paralisação por impossibilidade de identificação, com mais clareza, das condições de resistência dos solos. Solos arenosos escavados sem rebaixamento se instabilizam na medida da ação de desagregação mecânica dos solos e o aprofundamento das cavas – sem rebaixamento, ocorrem fluxos intensos laterais e ascensionais que liquefazem as areias, inclusive as mais resistentes.



SIUMA



É possível que algum trecho de fundação possa ser rebaixado com valas que conduzam as águas para poços de bombeamento.

Assim, a equipe de FISCALIZAÇÃO da Obra somente deverá inspecionar e liberar as escavações de solos arenosos de baixa resistência de áreas com os terrenos de fundação rebaixados e sob controle dos fluxos internos.

Uma vez liberado um trecho para a escavação de solos arenosos de baixa resistência, esta área deverá ser mantida rebaixada até os reaterros com solos argilosos atingirem as cotas originais (cota de equilíbrio da linha freática) do lençol freático do terreno de fundação, que é o caso de toda a área de montante e sem o filtro horizontal. Já, para as áreas com filtros, esta preocupação pode ser menor e deverá se restringir aos períodos de inspeção e de remoção dos solos arenosos.

Os aterros argilosos, na área da várzea e com fundação constituída de areias medianamente compactas a compactas ($SPT \geq 8$), deverão ser lançados e compactados em locais ou trechos que estejam com a linha freática rebaixada em profundidade, no mínimo, da ordem 0,5m em relação ao fundo da escavação que receberá o aterro.

No caso de aterros argilosos sobre fundação de areias, o bombeamento ou o rebaixamento deverá ser interrompido depois que o aterro argiloso atingir uma cota acima do NA estático, medido em poços ou valas de monitoramento.

O rebaixamento do NA freático para a escavação dos terrenos arenosos de baixa resistência deverá ser instalado em áreas de pequenas dimensões, por exemplo, 50m x 10m – a menor dimensão seria a base da escavação com taludes 1V:1H. Estas dimensões, a critério da FISCALIZAÇÃO, deverão ser ajustadas em função da profundidade das escavações e da permeabilidade dos solos. A maior dimensão referida é sempre em direção ao eixo da barragem ou na direção da compactação dos aterros.

Nas áreas de jusante, com o filtro horizontal, poderão ser feitos reaterros com areia de filtro (areia sobre areia) sobre terreno saturado ou até com pequena lâmina d'água estática e sem pressão artesianas e que permita a compactação da camada lançada sem a mesma estar totalmente submersa.

A liberação das escavações de solos arenosos de baixa resistência constituir-se-á em uma tarefa de relativa dificuldade se não forem tomados os necessários cuidados com o controle do lençol freático e a identificação e classificação visual e tátil dos materiais aluvionares. Para maior segurança, recomenda-se que as primeiras áreas de escavações deste tipo de terreno sejam liberadas a partir de inspeções e sob a supervisão de Geólogos e Engenheiro Civil especialista em geotecnia. A partir da orientação destes profissionais, deverão ser estabelecidos novos critérios e procedimentos de escavações, de técnicas de rebaixamento e do estabelecimento de limites de profundidade e abrangência das escavações por tipos de solos (granulometria, cores, resistência e outras) e dos locais liberados.



SIUMA

A remoção dos solos orgânicos, por se constituírem em materiais coesivos de baixa permeabilidade e superficiais, pode ser feita, com maior tranquilidade, com o rebaixamento do lençol freático com valas de drenagem superficial. Estas valas devem ser dispostas de forma conveniente dentro das áreas das enseadeiras e que direcionem os fluxos para poços de bombeamento.

11.2. JAZIDAS DE MATERIAIS DE ATERROS ARGILOSOS

Os materiais de aterros argilosos e as areias deverão estar livres de raízes, gramas, ou outros materiais indesejáveis. A FISCALIZAÇÃO determinará a adequação dos materiais de cada área de empréstimo e onde os materiais serão usados no aterro. Os materiais impróprios, lançados no aterro, serão removidos e substituídos pela CONTRATADA a seu ônus.

As jazidas de argila residuais apresentam pouca espessura de solos aproveitáveis como materiais de aterro, por esta razão a remoção da camada vegetal deve ser feita concomitantemente com o aproveitamento dos materiais de empréstimo.

A correção de umidade do material do aterro deverá ser realizada, a princípio, nas áreas das jazidas. A FISCALIZAÇÃO, a seu critério, poderá permitir a correção da umidade na própria praça de compactação.

Para a construção dos aterros argilosos da porção de montante da seção tipo da barragem, especialmente, deverão ser selecionados os materiais de coloração vermelha, os quais são classificados como areias argilo-siltosas e argilas areno-siltosas. Em princípio, estes materiais deverão apresentar $IP \geq 12\%$ e serem avaliados nas jazidas em aterros experimentais.

11.3. ATERROS ARGILOSOS COMPACTADOS

Para assegurar uma boa ligação entre sucessivas camadas, a escarificação com grade de disco das superfícies até uma profundidade de 5 cm será requerida antes do lançamento da camada seguinte. Nenhum material será lançado sobre a fundação antes da aprovação pela FISCALIZAÇÃO. As correções do teor de umidade do material devem ser feitas, se possível, na área de empréstimo.

Para as fundações das ombreiras ou constituídas de solos argilosos, para se assegurar uma boa ligação com a camada seguinte, as superfícies serão umedecidas e gradeadas. Já, superfícies que estão muito úmidas devem ser revolvidas e secadas até que o teor de umidade seja adequado para a sua compactação. Qualquer camada de aterro compactado ou material de fundação que, após ser condicionado como descrito acima, não fornecer condições adequadas para compactação, será removida.

A espessura da camada lançada e a faixa de umidade admissível, conforme exposto anteriormente, poderão ser ajustadas no decorrer dos trabalhos iniciais de



SIUMA



compactação, em função do tipo de equipamento de compactação e das condições do material dos aterros, de modo a atender às exigências de qualidade especificadas. Portanto, no decorrer da construção dos aterros argilosos e areias, as espessuras e umidade poderão sofrer modificações a fim de atender às condições de grau de compactação, mínimo e médio e de impermeabilização e homogeneidade dos aterros.

O material de aterro argiloso será lançado e regularizado em camadas horizontais com espessura máxima em torno de 25 cm ou de outro modo, a partir de análises de aterros experimentais e como indicado pela FISCALIZAÇÃO.

As camadas serão colocadas e compactadas paralelamente ao eixo longitudinal da barragem, mantendo-se, durante todo o período de construção, uma declividade transversal de cerca de 2% para montante e para jusante, a fim de facilitar a drenagem da água pluvial e de evitar a formação de poças. Todo o tempo, o aterro da barragem será tal que a superfície de drenagem se afaste do dreno vertical.

O tráfego do equipamento de construção deve ser uniformemente distribuído sobre a área inteira do aterro. O tráfego não deve ser concentrado em uma área exceto quando isto não puder ser evitado, conforme aprovado pela FISCALIZAÇÃO.

Superfícies lisas e duras, camadas supercompactadas e sulcos profundos na superfície do aterro, resultante da passagem do equipamento de construção durante as operações de lançamento, serão removidas ou retrabalhadas com equipamentos de terraplenagem (por grades de disco ou por escarificadores, caminhões "pipa" e outros) e quando estiverem com sua umidade corrigida, espessura e homogeneidade poderão ser recompactadas às expensas da CONTRATADA.

Se a chuva estiver iminente, ou se as operações de lançamento e compactação forem interrompidas por um intervalo prolongado de tempo, a superfície do aterro será selada. Antes do reinício dos trabalhos a superfície será retrabalhada até que ela forneça condições adequadas (umidade e homogeneidade e outras) para compactação como previamente estabelecido.

Com a revisão do projeto e a adoção de uma seção homogênea de argila residual compactada com filtros vertical e horizontal, o grau de compactação das argilas compactadas com controle tecnológico será de, no mínimo, 95% (noventa e cinco por cento) e, em média, igual ou superior a 97% (noventa e sete por cento), referidos ao ensaio com energia normal (Proctor Normal - NBR 7182/84 da ABNT). Como procedido de controle tecnológico deverão ser adotados ensaios de laboratório como referencial sem reuso e sem secamento do material de aterro.

Para os aterros argilosos das trincheiras de vedação (cut-off), dos reaterros adjacentes às galerias de desvio do rio e de tomada D'água e dos reaterros da cava da tubulação de adução no trecho em que a mesma cruza a calha do canal de restituição do Vertedouro, deverá ser adotado o grau de compactação mínimo de 97% (noventa e sete por cento) em relação ao ensaio do Proctor Normal.



SIUMA



O solo deverá ser compactado, em princípio, com o teor de umidade variando entre - 1,0 a + 2,0% em relação à umidade ótima ($w_{ót}$). Essa faixa de teor de umidade deverá ser ajustada a partir de pistas experimentais e dos primeiros resultados dos aterros a serem executadas em comum acordo com a FISCALIZAÇÃO.

Antes e durante a compactação, o material de aterro e o terreno de fundação deverão estar com teor de umidade apropriado para a compactação. O material deverá ser compactado, em princípio, com umidade dentro de uma faixa de desvio admissível da ordem de -1 a +2% (menos 1% a mais 2%) com relação à umidade ótima do material, referido ao ensaio de compactação com energia normal. No caso de correção de umidade da camada lançada, dever-se-á procurar atingir valores sempre maiores que a umidade ótima, de forma a se obter um aterro mais homogêneo e com menor permeabilidade. Assim, preferencialmente, os aterros deverão ser compactados com umidade pouco acima da umidade ótima do material de aterro, sendo seu limite da ordem de + 2%. A faixa de variação da umidade admissível, ideal de cada material de aterro, deverá ser definida pela FISCALIZAÇÃO, tendo como base a natureza dos materiais, ou resultado de novos ensaios de laboratório e o seu comportamento em aterros experimentais.

Gradientes de compactação significativos dentro (na espessura) de uma camada não serão permitidos. Os graus de compactação no topo e na base da camada devem ser essencialmente os mesmos ou resultarem em valores pouco significativos e não menores do que o valor mínimo estabelecido nestas especificações.

Antes do início da compactação, o teor de umidade do material será determinado por meio de ensaios para determinar seu teor de umidade natural e por meio de ensaios de compactação Proctor como especificado nos desenhos. Pequenas correções serão feitas por rego ou secagem.

Grandes ajustes do teor de umidade, preferencialmente, não serão permitidos nos locais das praças de trabalho. O teor de umidade dos materiais de aterros argilosos deve ser ajustado diretamente na área de empréstimo antes do transporte. A CONTRATADA fará previsões para a perda de água durante as operações de escavação, transporte e lançamento.

O uso de aspersão de água com caminhões “pipa” pode ser necessário para compensar as perdas devido à evaporação durante o período de preparação das camadas de aterros argilosos para sua compactação.

Os materiais vindo das áreas de empréstimo terão um teor de umidade com um desvio máximo de 2% daquele especificado para a compactação dos aterros argilosos. Se ocorrerem condições imprevistas de secamento ou o teor de umidade médio do aterro colocado se desvia ligeiramente abaixo da umidade ótima, os desvios permitidos do teor de umidade podem ser alterados pela FISCALIZAÇÃO.

As pequenas correções do teor de umidade no local da obra podem ser realizadas por escarificação e gradeamento com grade de discos ou por umedecimento por



SIUMA



caminhão-pipa com barras de aspersão d'água, e mistura do material até que seu teor de umidade seja uniforme e dentro dos limites especificados.

Durante a construção dos aterros argilosos, a CONTRATADA manterá todas as superfícies de construção temporárias dentro dos limites de teor de umidade especificados para a compactação, até que seja feito o lançamento da camada subsequente. Deste modo, são minimizadas as ocorrências de trincas por ressecamento e retrabalho de camadas.

A espessura máxima das camadas de solos lançados e regularizados deverá ser de 25 cm, a ser confirmada pela análise dos resultados das pistas experimentais executadas em comum acordo com a FISCALIZAÇÃO.

A compactação dos materiais deve ser realizada de forma sistemática, ordenada e contínua, de maneira a serem obtidos aterros homogêneos e de baixa permeabilidade. Como valor de referência a permeabilidade ou à condutividade hidráulica dos aterros argilosos compactados com controle tecnológico deve ser $k \leq 1 \times 10^{-6}$ cm/s (k menor ou igual a 1×10^{-6} cm/s). Este valor de referência, a critério da equipe de Supervisão de Obras, poderá ser ajustado.

Os materiais lançados com o teor de umidade correto e espalhados na espessura especificada serão imediatamente compactados. Todas as passadas dos rolos de compactação serão feitas paralelas aos eixos longitudinais dos aterros, a menos que seja indicado de outro modo pela FISCALIZAÇÃO, como é o caso da compactação adjacente às estruturas de concreto armado. Um recobrimento mínimo de 20 cm será mantido entre superfícies cobertas por passadas adjacentes do rolo.

Todas as zonas do aterro não acessíveis aos rolos compactadores serão compactadas por soquetes manuais mecânicos, compactadores mecânicos, ou outro equipamento que forneça o grau de compactação requerido. Neste caso, as camadas lançadas devem ter espessura de, no máximo, de 15,0cm. Depressões na camada lançada devem ser preenchidas antes que a camada seja compactada.

Deverão ser evitadas juntas construtivas de grandes dimensões em planta baixa. Portanto, juntas transversais na direção montante-jusante não serão permitidas no aterro do maciço da barragem. A aprovação para a utilização de juntas de construção será obtida pela CONTRATADA antes do lançamento dos materiais. As juntas de construção, quando necessárias, deverão ser aprovadas pela FISCALIZAÇÃO e serão protegidas contra ressecamento por uma camada de material solto com uma espessura de 1,0m. Ao reiniciar a construção, o material superficial solto será removido. Adicionalmente, pelo menos 50 cm de material compactado deverá ser removido na forma de talude, medido perpendicularmente a superfície da junta de construção. Se forem observadas fissuras de ressecamento todas as camadas afetadas serão removidas.

As juntas construtivas de grandes dimensões, as quais podem resultar de paralisações ou de fases de construção, devem ser planejadas para terem uma



SIUMA

geometria desencontrada em planta baixa, de modo a que as suas emendas se dêem de forma descontínua.

Cuidado especial será tomado pela CONTRATADA durante a colocação e compactação dos materiais de aterro adjacentes a estruturas de concreto a fim de evitar danificá-las. O tempo mínimo permitido entre o lançamento do concreto e a colocação dos materiais de aterro, em contato com as estruturas de concreto, será de sete dias. Nas áreas de contato entre o aterro e as estruturas de concreto, nenhum tratamento especial de tais superfícies será necessário, desde que tenham sido usadas formas rugosas (formas de madeira planada ou madeira compensada não podem ser usadas). O concreto será limpo e reparado antes do lançamento do material de aterro argiloso. A área de contato da estrutura será completamente umedecida por borrifamento fino de água antes do lançamento do material de aterro argiloso.

O nível do aterro adjacente às estruturas de concreto será mantido sempre em uma elevação mais alta (até 30cm mais alta) que as outras zonas de aterro adjacentes, e será inclinada para permitir a drenagem para longe da estrutura de concreto. Todo aterro adjacente às faces da estrutura será mantido aproximadamente no mesmo nível à medida que a execução do aterro progride. Para obter uma boa compactação do aterro nas bordas externas das seções especificadas, deve ser colocado material adicional e compactado nas bordas e então regulado até as linhas especificadas.

Se uma superfície de compactação, de qualquer material de aterro argiloso, for julgada como muito lisa ou dura por excesso de compactação para a sua ligação adequada com a camada sobrejacente, ela deverá ser tratada. O tratamento, nesse caso, será a escarificação e/ou o gradeamento da camada e, se necessário, a mesma deverá ser molhada e ter a sua umidade corrigida e, após, ser retrabalhada e compactada.

Toda a camada que ficar exposta durante tempo suficiente para seu ressecamento superficial terá que ter sua umidade corrigida previamente ao lançamento da camada seguinte.

Qualquer material duro que tiver sido lançado e espalhado deverá ser destorroado/quebrado e homogeneizado por grade de disco e, se necessário, terá a sua umidade corrigida até a profundidade total da camada, antes de sua compactação.

Nos casos em que for necessária a construção de juntas temporárias, cuidados especiais deverão ser tomados pelo CONSTRUTOR, quando da execução de sua interligação, de modo que seja conseguida uma boa aderência entre as camadas e juntas laterais.

As correções de umidade dos materiais de aterro poderão ser realizadas por escarificações com grade de disco, aspersão por caminhão pipa e mistura do material até que se obtenha um teor de umidade uniforme que atenda aos limites das especificações.



SIUMA



As áreas que apresentarem teor de umidade elevado, por qualquer motivo, serão arejadas por meio de grade de discos e recompactadas, dentro dos limites especificados.

A verificação da qualidade do aterro compactado será feita mediante ensaios convencionais (frasco de areia, método da frigideira, blocos etc.), perfurações, amostragens e observações diversas, tais como, espessura das camadas, número de passadas, deformação da camada pela passagem do rolo ou equipamentos de terraplanagem caracterizando o “borrachudo”, verificação do teor de umidade, homogeneidade, resistência ao cisalhamento de amostras indeformadas e a permeabilidade “in situ”.

A CONTRATADA tomará todas as precauções necessárias para manter a integridade dos instrumentos instalados dentro dos maciços da barragem e em sua fundação. A compactação na área do entorno dos instrumentos será realizada com soquetes manuais mecânicos, num quadro de aproximadamente 2,5m de lado envolvendo o instrumento, de um modo tal que a superfície desse aterro fique 0.50m acima do topo das camadas adjacentes. Nas áreas adjacentes à instrumentação o mesmo grau de compactação será requerido como para os maciços da barragem.

A proteção dos aterros com grama deverá, preferencialmente, ser executada concomitantemente com o alteamento dos maciços compactados, de modo a evitar erosão superficial dos taludes durante o período de construção.

Ao ser atingida a cota de coroamento do aterro (crista), esta deverá, prontamente, receber uma camada de proteção de projeto. Portanto, a crista dos aterros argilosos não deverá ficar exposta ao ressecamento, evitando-se, assim, a formação de fendas de tração, no topo dos aterros compactados.

O talude de jusante, como definido nas plantas do projeto, deverá ser protegido com grama nativa, plantada através de leivas.

O controle de compactação deverá ser feito através de ensaios de Hilf-Proctor, executados com 5 pontos, preferencialmente, sem reuso e secagem. Deverá ser executado um ensaio para cada 500 m³ de material lançado. A frequência dos ensaios deverá ser maior no início dos serviços e poderá ser diminuída, a critério da FISCALIZAÇÃO, se, durante o andamento da obra, for constatada a homogeneidade dos materiais das jazidas e os resultados dos controles permitirem tal decréscimo.

Para cada ponto do ensaio de Hilf-Proctor deverão ser colhidas cápsulas para determinação de umidade na estufa convencional.

Caso o controle de compactação venha a revelar desvio de umidade e/ou do Grau de Compactação que não atendam as tolerâncias em relação aos padrões estabelecidos, o CONTRATADO deverá fazer por sua conta as correções indicadas pela FISCALIZAÇÃO, como tratamentos de umidade e homogeneização dos materiais de aterro e recompactação da camada não aprovada ou mesmo a sua retirada e substituição por outra.



SIUMA

A espessura da camada fofa ou regularizada antes da compactação, o teor de umidade a ser utilizado, o número de passadas do rolo, assim como suas condições de trabalho, se necessário, serão ajustadas pela FISCALIZAÇÃO, sempre com base em análise de ensaios corriqueiros e/ou de aterros experimentais, a serem executados no início da construção dos maciços e sempre que os dados obtidos no último aterro experimental não estiverem alcançando resultados satisfatórios.

Os aterros experimentais são recomendados preferencialmente para os solos argilosos e as areias do filtro horizontal. Este tipo de aterro poderá ser o próprio aterro da barragem, selecionado, a critério de FISCALIZAÇÃO, em suas cotas mais rasas e na porção central do barramento.

11.4. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO PARA ENSECADREIRAS

As ensecadeiras das diversas fases de construção da barragem foram projetadas com seção homogênea de argilas de jazidas e com a utilização dos solos provenientes das escavações do vertedouro, das estruturas da Galeria de Desvio e Tomada D'água, da fundação da barragem e do canal de desvio do Arroio Jaguari.

As ensecadeiras serão de dois tipos principais, sendo o primeiro tipo as compactadas com solos argilosos de jazidas e de escavações obrigatórias das ombreiras (não orgânicos) e as ensecadeiras de montante da barragem que por apresentarem grande extensão lateral (tapete de impermeabilização), poderão ser executadas com os solos de cor preta, escavados da fundação da barragem.

As ensecadeiras construídas com solos de jazidas e de escavações obrigatórias foram definidas com taludes 1V:2H, coroamento na cota 138,0 e largura de 4,0m e deverão ser compactadas conforme as especificações técnicas do projeto básico.

Já, as ensecadeiras que serão incorporadas ao tapete de impermeabilização de montante, deverão ser compactadas com trator de esteira e serem construídos concomitantemente com as escavações obrigatórias. Estes aterros cumprem as funções, de conformação das áreas ensecadas, de impermeabilização de montante e, finalmente, podem ser considerados aterros de bota-fora das escavações obrigatórias.

Para a implantação das ensecadeiras deverá ser removida a camada de solo vegetal e, eventualmente, alguma camada de solos orgânicos muito moles ou de areia superficial, com a devida autorização da FISCALIZAÇÃO da obra.

As ensecadeiras no leito do arroio poderão ser construídas sobre solos orgânicos. Neste caso, os aterros argilosos deverão ser lançados dentro d'água em grandes volumes e resultar em taludes muito abatidos, conforme demonstrado nos desenhos das fases construtivas.

Por se tratar de uma estrutura de pouca altura (de no máximo ~3,0, à exceção do leito do arroio) e com período de utilização reduzido, as ensecadeiras não deverão



SIUMA



receber revestimentos com enrocamento. No entanto, em locais especiais e a critério da equipe de FISCALIZAÇÃO da obra, poderá ser autorizado o revestimento dos taludes de escavações e aterros com enrocamento.

Os materiais de aterro escavados da ensecadeira da 1ª e 2ª Fase de Construção deverão ser utilizados para a construção das ensecadeiras da 3ª Fase. Por fim, os materiais das ensecadeiras deverão ser utilizados como camada de reaterro do dreno do pé do talude de jusante ou no “tapete de impermeabilização” do talude de montante da barragem, conforme detalhes do projeto.

Os materiais de aterros escavados excedentes ou não usados nas ensecadeiras e nos aterros da barragem deverão ser depositados nas áreas de bota-fora dentro do reservatório, conforme indicação da FISCALIZAÇÃO.

11.5. SISTEMAS DE DRENAGEM INTERNA - ATERROS DE AREIAS, TRANSIÇÕES E ENROCAMENTOS

O sistema da drenagem interna da barragem é constituído de filtros vertical e horizontal, poços de alívio, dreno longitudinal ao pé do talude de jusante, trincheiras drenantes de descarga e dos revestimentos com enrocamento e transição para a proteção dos taludes dos canais de restituição da Tomada D’água e do Vertedouro.

Todos os materiais granulares e tubos-drenos utilizados para a execução dos elementos de drenagem interna da barragem deverão atender aos critérios de filtro.

Como critérios de filtro dos materiais granulares deve-se adotar o seguinte:

- - $D_{15}(\text{filtro})/d_{85}(\text{solo}) \leq 5$ – critério de contenção ou de erosão interna;
- - $D_{15}(\text{filtro})/d_{15}(\text{solo}) > 5$; – critério de permeabilidade ou de drenagem;
- - $D_5(\text{filtro}) > 0,074$ mm.

Onde:

- - $D_{15}(\text{filtro})$ – diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de filtro;
- - $d_{15}(\text{solo})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de base ou a ser protegido;
- - $d_{15}(\text{filtro})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de filtro;
- - $d_{85}(\text{solo})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 85% do solo de base ou a ser protegido;
- - $D_5(\text{filtro})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 5% do material de filtro.



SIUMA



Como critério complementar de filtro deve-se selecionar areias para os filtros da barragem que tenham porcentagem (em peso) de materiais finos (que passam na # 200 ou de 0,074 mm) menor que 5%.

Os critérios de filtro, se necessário, podem ser abrandados com base em ensaios de filtragem ou proteção e sob orientação da FISCALIZAÇÃO.

Todos os filtros de areia deverão ser compactados na condição úmida, após receber aspersão de água. Quando adjacentes aos aterros argilosos como o caso do filtro vertical, primeiro deverão ser compactados os aterros argilosos e depois a areia do filtro.

Os filtros vertical e horizontal de areia média e grossa foram definidos, com espessuras de 0,6m, 0,5m e 1,0m. Este sistema deverá atender aos critérios de filtro, receber o devido controle tecnológico e a adequada compactação com rolos lisos vibratórios ou com compactadores manual-mecânicos.

Conforme seção do projeto, o filtro horizontal, no trecho da várzea, deverá ser lançado e compactado sobre o terreno arenoso remanescente das escavações dos solos argilosos e/ou arenosos fofos e pouco compactos ou de baixa resistência. Portanto, o filtro horizontal, neste trecho, tem um contato com a areia média e grossa medianamente compacta ou compacta natural e com o aterro de areia média e grossa compactada. Assim, entende-se que, no projeto, optou-se por não manter este sistema de drenagem suspenso⁵, ou seja, o filtro horizontal terá condições facilitadas para a interceptação e condução dos fluxos do maciço compactado e da sua fundação.

No trecho da várzea, deverão ser avaliadas, trecho a trecho, as condições geotécnicas da fundação para que seja definida a necessidade efetiva do filtro horizontal ou da ampliação de sua espessura, conforme definido no trecho da estaca 19 (Desenho 696-TER-BAR-05-00). No entorno desta estaca, a seção transversal do barramento definida mostra que deverá ser feita uma regularização do terreno de fundação com areia de filtro com aumento de sua espessura e com o atendimento de todas as especificações deste tipo de aterro.

Caso o terreno de fundação se apresente em condições de atender aos critérios de filtro e de compacidade, a critério da equipe técnica da Supervisão da Obra, poder-se-á admitir que a própria camada de areia da fundação ou parte desta venha a se constituir no filtro horizontal – neste caso, a própria camada de sedimentos arenosos da fundação se constituirá, no todo ou em parte, no filtro horizontal.

No pé do talude de jusante da barragem, foi projetado um sistema de interceptação e de descarga dos fluxos oriundos dos filtros e da fundação constituído de poços de

⁵ O filtro horizontal suspenso seria o caso desta estrutura granular ficar posicionado acima dos níveis do terreno natural de jusante da barragem, com aterros argilosos acima e abaixo destes níveis.



SIUMA



alívio e um dreno longitudinal, ambos ligados a trincheiras de drenagem que conduzem as águas percoladas para o canal de restituição da Galeria de Desvio.

Os poços de alívio foram definidos com furos de diâmetro de 300 mm, espaçamento a cada 5,0m, com comprimento de até 5,0m e com o seu preenchimento com uma mistura de britas 1 e 2 em proporções iguais, sempre submetidas a avaliação dos critérios de filtros.

Para interceptar e conduzir os eventuais fluxos pelo maciço de barramento e sua fundação foi definido o dreno de brita graduada e tubo de drenagem no pé do talude de jusante. Este sistema coletor geral dos fluxos internos foi adaptado às condições topográficas do local e às necessidades das escavações de solos de baixa resistência. Desta forma, para rebaixar ao máximo possível a linha freática da barragem o dreno coletor com brita graduada e o seu tubo-dreno foram localizados dentro da cava da fundação, remanescente das escavações dos solos orgânicos e arenosos fofos e nos limites das cotas dos canais de descarga da Tomada D'água e do Vertedouro. Assim, uma vez que este dreno ficará nos limites da cota 132 optou-se pela sua cobertura com os solos escavados das ensecadeiras de jusante das Fases de Construção II e III e sua descarga final através de trincheiras drenantes direcionadas para os canais de restituição da Tomada D'água e do Vertedouro.

As trincheiras drenantes localizadas à jusante da barragem são constituídas de valas escavadas em talude e preenchidas com brita graduada e o tubo-dreno, conforme sua disposição em planta e detalhes executivos. As águas de drenagem, conduzidas pelas trincheiras, serão descarregadas em poços de inspeção e/ou nos taludes dos referidos canais, os quais são protegidos com camadas de transição e enrocamento. Quando da ligação das trincheiras drenantes com o canal de restituição do Descarregador de Fundo deve-se, ao final da obra e se necessário, proceder à reconstituição da sua proteção com transição e enrocamento.

No sistema de drenagem interna do pé do talude de jusante da barragem e suas trincheiras de drenagem deverão ser utilizados tubos-drenos de Polietileno de Alta Densidade (PEAD), corrugados, espiralados e de parede dupla. Esta especificação também se aplica para todos os seus acessórios de emendas, conexões e tampões (cap). Estes dispositivos de drenagem foram projetados com diâmetros internos, mínimos, de 150 mm e 230 mm, conforme desenhos do projeto.

Os tubos drenos e seus acessórios deverão atender às recomendações do fabricante e às normas NBR 15.073 e DNIT 093/2006-EM.

Em toda a extensão do sistema de drenagem interna da barragem os tubos drenos deverão estar totalmente envolvidos em brita graduada e dispor de acessórios, emendas e conexões, as quais devem atender às recomendações do fabricante e aos critérios de filtragem e de drenagem. Assim, em todas as porções iniciais de tubos-drenos deve-se, rigorosamente, fazer uso de tampões (Caps) e/ou conexões.



SIUMA

Em nenhuma hipótese podem ser utilizadas caixas de passagem no dreno do pé do talude da barragem. Para este fim deve-se fazer uso de conexões e emendas adequadas, conforme especificações do fabricante.

Todos os taludes dos canais de restituição da Tomada D'água e do Vertedouro, antes da finalização das obras, deverão ser submetidos a inspeções para que os mesmos tenham sua estrutura de projeto íntegra, constituída de camadas de transição com brita graduada e o enrocamento – estes canais, nos períodos de desvio do Arroio Jaguari, serão submetidos a fluxos intensos das cheias. Desta maneira, deve-se entender que os aterros de revestimento e proteção dos taludes destes canais são partes integrantes do sistema de drenagem interna da barragem, merecendo toda a atenção com relação aos critérios de filtros e sua integridade ao final da obra.

Considerando as ocorrências de espessas camadas de areias aluvionares na área da planta baixa da barragem, no trecho da várzea do Arroio Jaguari, é de se supor que as jazidas para o fornecimento de areias para os filtros sejam localizadas nas áreas do reservatório e nas margens do arroio, a exemplo das ocorrências no eixo do barramento.

Todas as areias médias e finas fofas ou medianamente compactas que forem removidas da fundação, após as devidas avaliações dos critérios de filtro, poderão ser utilizadas como material de filtro nos trechos de barragem com as menores alturas, por exemplo, nos trechos entre as estacas 50 a 52.

Os materiais para filtros e transições deverão estar ser limpos e bem graduados, de acordo com a granulometria especificada serão constituídos de partículas sãs e deverão obedecer aos critérios dos filtros.

Os materiais para o filtro horizontal serão colocados em camadas horizontais, de não mais que 30 cm de espessura e compactados nas dimensões mostradas nos desenhos. Admite-se, para as dimensões dos filtros (horizontal e vertical), uma tolerância máxima de 5% com relação à sua largura ou espessura de projeto.

Cada camada do filtro de areia será umedecida e então compactada por passadas de rolo liso vibratório ou compactador manual mecânico ou placa vibratória ou outro equipamento adequado, aprovado pela FISCALIZAÇÃO. A compactação deverá ser feita até a camada alcançar a compacidade relativa especificada no projeto básico.

Em áreas onde o uso de rolo vibratório não for praticável, como é o caso do filtro vertical, serão utilizados para a compactação da areia de filtro, compactadores manual mecânico ou placa vibratória e, neste caso, a espessura da camada lançada será reduzida para a espessura de 15 cm e a sua compacidade deverá ser controlada da mesma forma que o filtro horizontal.

A CONTRATADA submeterá para aprovação da FISCALIZAÇÃO seus métodos de construção pretendidos para os filtros horizontal e vertical, as transições e os enrocamentos. Quando a compactação requer saturação para alcançar a



SIUMA



compactação especificada, cuidado especial deve ser tomado para evitar o entupimento ou contaminação dos filtros de areia com solos argilosos. A CONTRATADA evitará a contaminação com finos, os materiais do filtro e a transição, tomando todas as precauções necessárias com relação às remoções de solos argilosos e a drenagem superficial das águas de chuva e o tráfego de equipamentos na área de construção dos filtros e das transições e enrocamentos.

Durante a escavação, lançamento, espalhamento e compactação dos filtros não será permitida a descarga das águas de drenagem superficial para a zona dos aterros de areia.

Os cruzamentos de equipamento nas áreas dos filtros somente serão permitidos em locais aprovados pela FISCALIZAÇÃO. Depois que os cruzamentos não forem mais necessários, os locais serão cuidadosamente limpos até receberem a aprovação da FISCALIZAÇÃO, imediatamente antes de receberem o lançamento da camada seguinte.

A construção dos filtros e do enrocamento de proteção do talude de montante será realizada simultaneamente com a elevação dos aterros argilosos das zonas adjacentes.

Em todas as situações deverão ser obtidos filtros e transições homogêneas, permeáveis, sem descontinuidades e sem contaminação com solos argilosos.

As dimensões e posições do filtro serão verificadas para cada metro de subida dos maciços argilosos adjacentes. As correções necessárias serão feitas de modo a obter a espessura mínima mostrada nos desenhos.

O filtro vertical deverá ser executado com a compactação, preferencialmente, de duas a, no máximo, três camadas de argila sobre a camada de areia. Após, será escavada uma trincheira com uma retroescavadeira com a largura igual à do filtro e no seu interior serão lançadas e compactadas as camadas de areia. O filtro vertical, ainda, pode ser construído por meio do processo comumente conhecido como “árvore de Natal”, no qual a areia do filtro é distribuída anteriormente aos aterros argilosos adjacentes, os quais são compactados contra o filtro.

As superfícies da areia compactada do filtro horizontal da fundação das Galerias de Desvio e Tomada D'água, antes do lançamento do concreto e colocação das armaduras, serão cobertas com uma camada de concreto simples de regularização com espessura da ordem 5,0cm. Esta camada deve fornecer uma cobertura que prevenirá que o material do filtro seja deslocado durante a armação e o lançamento do concreto estrutural.

Os tubos para a drenagem interna da base das galerias de concreto armado deverão estar tamponados na sua porção inicial e com perfuração ou ranhuras que atendam aos critérios de filtro.



SIUMA

O teor de umidade das areias dos filtros e dos materiais de transição e drenos será suficiente para atingir a máxima densidade relativa dos aterros e do próprio terreno de fundação arenoso (material “*in situ*”), quando compactado. Em geral, o material será completamente umedecido para obter a máxima compactação possível, mas não conterà umidade em excesso tal que interferirá com os equipamentos de transporte, lançamento ou de compactação dos aterros argilosos adjacentes.

A verificação da compactação ou da compacidade dos aterros granulares (areias e brita graduada) será realizada pela FISCALIZAÇÃO por meio de ensaios *in situ* para determinar a compacidade relativa dos materiais de filtro. A frequência dos ensaios dependerá do progresso da obra, mas não será menos que um ensaio para cada 400 metros cúbicos de filtro horizontal e da ordem de um ensaio para cada duas camadas de filtro vertical. Esta frequência de ensaios poderá ser ajustada com o desenvolvimento dos aterros e com a comprovação da eficiência dos procedimentos adotados de umedecimento e compactação das areias.

Para a compactação das areias de filtros, o número de passadas, bem como a velocidade e a frequência de vibração dos rolos lisos vibratórios e compactadores manuais mecânicos, serão determinados durante a construção de praças ou aterros experimentais e, se aprovado pela FISCALIZAÇÃO, pode ser ajustado durante a construção para obter uma melhor eficiência de compactação.

Os materiais de revestimento dos taludes com brita graduada deverão ser obtidos a partir do desmonte e britagens de rocha sã, que tenham comprovada aptidão como material de construção civil (concretos, pavimentos, etc...).

A brita graduada deverá ter granulometria ampla (areias, britas 0, 1 e 2), atender aos tradicionais critérios de filtro e apresentar as dimensões definidas no projeto.

Os enrocamentos de proteção deverão apresentar D50 igual a 30,0 cm, ou seja, cinquenta por cento (50%) das pedras (em peso) deverão apresentar diâmetro equivalente a 30,0 cm. Os fragmentos de rocha (pedras) sã deverão, ainda, ser bem graduados, com quantidades de fragmentos capazes de preencher os vazios existentes entre as pedras maiores e não possuir blocos com diâmetro maior que a espessura da camada na direção perpendicular aos taludes.

Antes do lançamento e conformação da camada de transição, os taludes dos aterros compactados deverão ser regularizados. Entende-se como regularização, os serviços necessários para a remoção dos solos soltos e/ou compactados em excesso e a conformação do talude na inclinação de projeto. A brita corrida deverá, rigorosamente, ser lançada sobre o aterro compactado, que atenda às especificações quanto ao grau de compactação.

A camada de transição deverá ser lançada úmida e regularizada com a caçamba de escavadeiras hidráulicas ou outros equipamentos de terraplanagem. Se necessário, a sua espessura final de projeto (acabamento) poderá ser obtida com equipamentos manuais (enxadas, pás, etc.).



SIUMA

Da mesma forma, a proteção do talude de montante com enrocamento poderá ser lançada e regularizada com escavadeiras hidráulicas. O lançamento do enrocamento, sobre a camada de transição, deverá ser feito de pouca altura, de forma a não reduzir a espessura da camada subjacente de brita graduada.

11.6. SISTEMA DE VEDAÇÃO

Conforme estudos e análises, o sistema de vedação da fundação da barragem é constituído do próprio maciço do barramento, do tapete de impermeabilização à montante e da linha da estrutura diafragma plástico com colunas de solo-cimento, implantadas pelo sistema construtivo *Jet Grouting*.

O tapete de impermeabilização deverá ser conformado com um aterro misto, resultante do aproveitamento dos materiais argilosos orgânicos escavados da planta da barragem e a incorporação de parte das ensecadeiras de montante das Fases de Construção II e III da barragem.

Os materiais argilosos orgânicos serão regularizados e compactados com trator de esteira, semelhante aos aterros de bota-fora.

Ao final da obra e antes do fechamento do reservatório, este tipo de aterro deverá receber uma regularização final com trator de esteira para minimizar o efeito desfavorável de trincas de ressecamento.

Todos os cuidados deverão ser empreendidos para que o tapete de impermeabilização se estenda até a ombreira esquerda, sem que fiquem expostas camadas de areias aluvionares no leito do arroio ou do canal de aproximação da Tomada D'água.

Para maior segurança da barragem, recomenda-se que não sejam feitas escavações de depósitos de areias para filtros em áreas da várzea com distâncias menores do que 300m do tapete impermeável de montante do barramento.

Nos desenhos executivos são apresentados detalhes do tapete de impermeabilização com os diversos tipos de materiais de aterros e a incorporação das ensecadeiras de montante.

Todos os materiais argilosos orgânicos moles e duros escavados da fundação da barragem deverão compor a seção do tapete de impermeabilização, os quais deverão ser regularizados após o desmatamento e a remoção da camada vegetal superficial da área de fundação desta estrutura.

A solução de vedação com uma parede diafragma com colunas de solo-cimento deverá ser implantada por uma empresa especializada nesse tipo de serviço, com comprovado acervo técnico em obras do gênero, a qual deverá apresentar à FISCALIZAÇÃO da Obra, um Plano de Trabalho com os principais procedimentos construtivos da técnica *Jet Grouting*.



SIUMA



Como diretriz ou critério básico para que sejam atingidos os objetivos desta solução, observa-se que deverá ser implantada uma parede diafragma plástica com o sistema “*Jet Grouting Vertical*” ou CCP, com as técnicas de injeção com jatos horizontais simples e/ou duplos, que, no mercado da engenharia geotécnica, são identificadas como, “*Jumbo Grout*” ou “*Jumbo Special Grouting*” ou similares, conforme detalhado nos Desenhos do Projeto.

Na técnica *Jet Grouting* com jatos horizontais duplos, são utilizados bicos de injeção de ar comprimido e de calda de cimento com movimentos circulares e com alta velocidade, os quais, em conjunto, são capazes de desagregar e misturar os solos de fundação com a calda de cimento, formando as colunas de solo-cimento secantes, com as dimensões definidas no projeto.

A CONTRATADA deverá apresentar um plano de trabalho, onde devem constar, no mínimo, a descrição da(s) técnica(s) e das metodologias construtivas, os dados e tipos de registros para os controles tecnológicos de materiais e de cada coluna da parede diafragma. Todos os procedimentos devem observar as particularidades geotécnicas da obra e do serviço a ser executado, no caso, um diafragma plástico para a vedação de uma barragem de terra. Portanto, é de responsabilidade da CONTRATADA a seleção da técnica *Jet Grouting*, se com jatos horizontais circulares simples ou duplo ou os dois, a depender das condições geotécnicas dos terrenos de fundação da barragem, trecho a trecho. Além disso, deve, a empresa especializada, apresentar a seqüência de colunas alternadas ou não, os prazos estabelecidos para a execução dos serviços, as condições de vedação e de resistência mecânica das colunas de solo-cimento.

Como exemplo, a CONTRATADA deverá elaborar e registrar ou anotar um boletim com o registro completo do controle tecnológico da implantação de cada coluna, do qual deverão constar, entre outros, os seguintes dados:

- Data de execução da coluna (início e fim);
- Horários de execução (início e fim de perfuração; início e fim da injeção);
- Número e localização da coluna, identificando com o número no desenho do projeto;
- Dimensões da coluna (diâmetro e comprimento);
- Tipo de injeção (bicos simples e/ou duplos);
- Cota da superfície do terreno no local da coluna;
- Profundidade do substrato rochoso de cada coluna;
- Perfuração em rocha sã ou decomposta;
- Cota do topo da coluna;



SIUMA

- Traço da calda de água-cimento do misturador;
- Verticalidade das hastes de perfuração/colunas;
- Tempos de interrupção das operações de injeção, suas causas e hora da interrupção;
- Pressão de injeção e velocidade de remoção da composição;
- Quantidade de sacos de cimento utilizada em cada coluna;
- Registros de anomalias;
- Outras observações e informações importantes que se fizerem necessárias para o controle desta técnica de vedação.

A cada posicionamento dos equipamentos de perfuração e injeção das colunas *Jet Grouting* deve-se verificar o seu nivelamento e a verticalidade das hastes antes e após o início das perfurações. A ocorrência de qualquer anomalia deve ser informada à FISCALIZAÇÃO para junto com a CONTRATADA estabelecerem procedimentos ou reiniciar a perfuração e/ou as injeções.

A CONTRATADA executará e aplicará um programa de controle tecnológico rotineiro durante a execução das colunas *Jet Grouting* a ser definido em comum acordo com a FISCALIZAÇÃO e com atendimento das especificações de projeto e as normas técnicas da ABNT aplicáveis a seus materiais constituintes.

As colunas de solo-cimento deverão resultar em um conjunto homogêneo, estanque, resistente e com diâmetro da ordem de 1,2 m, conforme detalhado nos desenhos do projeto.

Nesta solução, com o sistema *Jet Grouting*, para a moldagem das colunas de solo-cimento, foi definido nos estudos técnicos e econômicos um consumo de cimento de até 300,0 kg/m³/m de parede diafragma.

Todo o esforço e técnica do sistema *Jet Grouting* deverão ser aplicados para a melhor e efetiva ligação do contato solos aluvionares compactos a muito compactos e a rocha granítica são ou pouco alterada da fundação da barragem. Para isto, se necessário, a rocha deverá ser perfurada e injetada em uma profundidade da ordem de 1,5m. Além disto, no contato solo/rocha as injeções de calda de cimento em movimentos circulares deverão ser suficientemente lentas para criar uma efetiva ligação desta posição crítica da vedação.

As colunas de *Jet Grouting* deverão ser recobertas ou ligadas ou envolvidas com aterro argiloso compactado com controle tecnológico, conforme detalhado nos desenhos do projeto. Esta condição poderá ser obtida com a moldagem das colunas de solo-cimento após o início dos aterros argilosos do barramento. Neste caso, todos os procedimentos e cuidados deverão ser tomados para que os aterros do



SIUMA



barramento não sofram rupturas hidráulicas por excesso de pressão de injeção, aplicada na implantação das colunas *Jet Grouting*.

A critério da FISCALIZAÇÃO deverão ser realizadas escavações para a inspeção das colunas *Jet Grouting* e a realização de ensaios de perda d'água e a amostragem para a verificação da qualidade desta estrutura.

Para a execução das colunas *Jet Grouting*, a CONTRATADA deverá fornecer todas as condições operacionais e o fornecimento de materiais (cimento, água, bentonita se necessário, etc.) para que a empresa especializada, sua CONTRATADA, execute todos os serviços com a melhor técnica.

11.7. ATERROS EXPERIMENTAIS E CONTROLES DE COMPACTAÇÃO

Os aterros experimentais serão construídos pela CONTRATADA para verificar a eficiência dos seus equipamentos de compactação, da espessura da camada especificada, se o teor de umidade especificado ou proposto é adequado, e para determinar todos os outros parâmetros necessários para o controle da construção dos maciços da barragem. Estes aterros terão uma largura mínima de 20 metros e comprimento de 60 metros e uma altura suficiente para permitir à FISCALIZAÇÃO realizar ensaios de infiltração e obter as amostras necessárias para completar os ensaios requeridos. Todas as operações de construção e locações pertinentes aos aterros experimentais, incluindo os tipos e origens dos materiais a serem utilizados, serão indicadas pela FISCALIZAÇÃO.

A CONTRATADA escavará poços ou valas de inspeção no aterro compactado durante o progresso do trabalho. A localização e oportunidade de escavação dos poços de inspeção serão solicitadas quando for necessário examinar ou obter amostras deformadas ou indeformadas de porções específicas dos aterros da obra, como determinado pela FISCALIZAÇÃO. As dimensões da superfície e profundidade de cada poço de inspeção serão determinadas pela FISCALIZAÇÃO.

A CONTRATADA ajustará suas operações de tal modo que os poços de inspeção permanecerão abertos por tempo suficiente para facilitar a inspeção e coleta de amostras dos aterros, a critério da FISCALIZAÇÃO. Os poços de inspeção serão reaterrados, se conformando aos materiais de aterros adjacentes e compactados de acordo com estas especificações.

Além dos controles tecnológicos especificados, qualquer tipo de aterro compactado poderá ser submetido a uma inspeção visual e tátil da camada antes e após os ensaios de campo. Nesta inspeção, deverão ser observados e, se necessário, serem corrigidos os seguintes itens ou requisitos: origem, homogeneidade e teor de umidade dos materiais de aterro, condição das emendas das camadas argilosas de base (camada já liberada), umidade, presença de trincas por ressecamento e condições (umidade e gradeamento) da superfície da camada de base para a ligação com a nova camada, espessura do material de aterro lançado, procedimentos e equipamentos de compactação.



SIUMA

A liberação de cada camada compactada de aterro da barragem, previamente ao lançamento da camada seguinte, será realizada de acordo com os resultados dos ensaios de controle da compactação e das inspeções visuais e táteis procedidas pela FISCALIZAÇÃO. Somente será lançada uma nova camada após a compactação total da camada precedente e sua aprovação pela FISCALIZAÇÃO.

11.8. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Deverão ser instalados nos maciços compactados da barragem e sua fundação piezômetros e marcos superficiais, conforme detalhado nos desenhos do projeto.

Os piezômetros deverão ser instalados por uma empresa especializada com experiências anteriores comprovadas.

A CONTRATADA deverá oferecer toda a assistência e apoio à equipe de instalação da instrumentação nos maciços da barragem e, ainda, deverá dar a devida proteção e segurança à integridade dos instrumentos, durante o lançamento e a compactação dos aterros e até o final das obras.

Até a desmobilização das equipes de obra, a instrumentação instalada deverá ser monitorada mensalmente pela CONTRATADA. As leituras iniciais, mais as do período de enchimento do reservatório, deverão compor o histórico de dados e análises do desempenho dos aterros, da fundação e dos seus dispositivos de segurança da barragem.

11.9. INJEÇÕES DE CALDA DE CIMENTO

Conforme definido nos desenhos do projeto Executivo da Barragem do Arroio Jaguari, as injeções de cimento na forma de calda serão realizadas nos trechos da fundação da barragem com trincheira de vedação (cut off) e na base das estruturas hidráulicas (Vertedouro e Galerias da Tomada D'água e do Desvio do Rio).

De acordo com as novas investigações, os trechos iniciais com aplicação de injeção de calda de cimento são os seguintes:

Ombreira Esquerda:

- Estaca 3+10 a Estaca 17 + 10;
- Base das Estruturas Hidráulicas do Vertedouro e da Tomada D'água.

Ombreira Esquerda:

- Estaca 38 a Estaca 52 + 10.



SIUMA



Estes trechos iniciais poderão ser ajustados em função das soluções de tratamento da fundação que serão adotadas no trecho com solos aluvionares (Estaca 17 + 10 a Estaca 38).

Uma vez que as investigações geotécnicas, através de ensaios de perda d'água sob pressão, demonstraram que a condutividade hidráulica da fundação da barragem está na faixa de 10-5 cm/s, as injeções serão realizadas, a priori, com somente uma linha de injeção, locada no eixo da trincheira de vedação. Este procedimento de vedação tem caráter exploratório, no caso de constatação de anomalias geológicas (descontinuidades, falhas, etc.) com grande absorção de calda de cimento ou argamassa, a cortina de impermeabilização poderá ser reforçada com mais linhas de injeção e/ou furos com menor espaçamento (por exemplo, a cada 1,5 m), conforme orientações da FISCALIZAÇÃO e estabelecido nas Especificações Técnicas do Projeto.

Ainda, em função dos novos estudos geológico-geotécnicos as injeções de cimento deverão atender as seguintes Especificações Técnicas Complementares do Projeto Executivo:

Os furos de injeção deverão atingir profundidade de 10,0 m, medida a partir da cota de fundo das trincheiras de vedação. As perfurações na rocha, para as injeções de calda de cimento, deverão ser executadas com intercalação sucessiva ou diminuição do espaçamento dos furos de 6,0 m para 3,0 m, conforme definido nos desenhos de projeto;

- Os furos primários (pilotos ou exploratórios) serão espaçados a cada 6,0 m;
- Os furos secundários serão espaçados a cada 3,0 m;

Uma vez que serão injetados, predominantemente, maciços rochosos decompostos ou muito alterados as injeções, inicialmente, deverão ser feitas de forma ascendente e com pressão máxima de injeção da ordem de 0,18 kg/cm²/m (incremento de pressão por metro de profundidade). Para os casos de injeção de rochas sã a medianamente alteradas deve-se manter a pressão máxima de injeção de 0,25 kg/cm²/m;

Nos contatos fundação/concreto, a injeção deve ser feita somente por pressão gravitatoria ou, em casos específicos, a critério da Fiscalização;

As injeções ascendentes deverão ser executadas em trechos de 3,0 m ou em trechos menores a critério da Fiscalização, de modo a garantir a injeção ao longo de todo o furo até a superfície do terreno;

Em alguns furos, nos trechos superiores aonde a rocha de fundação venha a apresentar-se mais fraturada pode ser necessária a injeção descendente;



SIUMA



Não poderá ser perfurado ou injetado qualquer furo de uma determinada ordem enquanto os furos adjacentes, de ordem imediatamente anterior, não tiverem sido injetados a mais de 24 horas;

Serão realizados ensaios de perda d'água em furos de verificação ou de controle e a critério da Fiscalização. Os ensaios serão pelo método descendente, executados, preferencialmente, nos trechos correspondentes aos das injeções;

Serão requeridos furos de controle após a execução da cortina de vedação para verificação da adequação das injeções. O número, localização, ângulo e profundidade destes furos será como indicado pela FISCALIZAÇÃO. Estes furos serão submetidos a ensaio de perda d'água e após injetados de acordo com os requisitos desta Especificação;

Para cada furo injetado serão feitas planilhas de registros de dados, as quais deverão conter os seguintes itens:

- Número e locação do furo - os números serão atribuídos conforme indicado pela Fiscalização;
- Data da perfuração e da injeção;
- Método de perfuração e diâmetro do furo;
- Profundidade e cota da "boca" do furo
- Nível d'água no furo;
- Resultados dos ensaios de perda d'água ou ensaios de infiltração quando forem executados;
- Método de injeção e de obturação;
- Quantidade real de consumo de calda (quilogramas de cimento por trecho e por metro) e o traço da calda
- Duração de cada estágio de injeção;
- Perdas d'água de circulação, fluxos artesianos, desmoronamentos, etc.;
- Características da rocha injetada (litologia, alteração, etc.);
- Outros dados pertinentes à interpretação dos resultados e que fazem parte da rotina da Empreiteira.



SIUMA



12. PROGRAMAS AMBIENTAIS



BOURSCHEID
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.

ISO
9001
2000





12 PROGRAMAS AMBIENTAIS

A implantação da Barragem do Arroio Jaguari/RS foi autorizada através da Licença de Instalação (LI) nº 1455/2008-DL emitida em 17 de dezembro de 2008, com base no processo administrativo nº 17146-05.67/08-5.

O consórcio SULTEPA/CONVAP (vencedor da Licitação 030/SEEDI/2008) foi contratado pela SIUMA (contrato nº 001/08) para execução das obras e implantação dos programas ambientais em 22 de dezembro de 2008, com proposta apresentada à Secretaria em janeiro de 2008, data anterior a emissão da LI.

Neste contexto, visto que o Plano Básico Ambiental (PBA) aprovado pela FEPAM, elaborado pelo consórcio ECOPLAN/BOURSCHEID, foi finalizado após a licitação que deu origem ao contrato do consórcio SULTEPA/CONVAP para execução das obras e implantação dos programas ambientais, alguns programas que nele se encontram não fazem parte do escopo contratado. Ainda, tanto a nomenclatura dos programas adotada para o contrato quanto o escopo de alguns programas apresentam diferenças em relação ao PBA aprovado pela FEPAM durante o processo de obtenção da LI.

Nesta revisão do contrato firmado entre SIUMA e o Consórcio SULTEPA/CONVAP deverão ser incluído os Programas Ambientais solicitados pela LI que não constam no contrato. Esta inclusão permitirá com que sejam executados conforme as diretrizes ambientais solicitadas pelo órgão ambiental licenciador do empreendimento.

Os programas que deverão ser incluídos são os seguintes:

- Programa de recomposição e ampliação de habitats aquáticos
- Programa de apoio ao desenvolvimento turístico
- Programa de recomposição da infra-estrutura básica
- Plano ambiental para a construção
- Programa de conservação e resgate da flora nativa

Os demais programas que constaram do PBA elaborado pelo Consórcio ECOPLAN/BOURSCHEID já foram contratados, porém com descritivo diferenciado, conforme tabela a seguir:



SIUMA



Itens do PBA	Itens contratados
Proposta de gestão da disponibilização das águas e áreas beneficiadas	Programa de apoio à forma do comitê de bacias
Programa de conservação de espécies da fauna de interesse especial e monitoramento da fauna silvestre	Programa da fauna silvestre – subprograma de monitoramento da fauna silvestre
Programa de resgate e monitoramento da fauna íctica e povoamento do reservatório	Programa de fauna silvestre- subprograma de resgate da fauna silvestre
Programa de acompanhamento, resgate e salvamento da fauna silvestre	Programa da fauna silvestre – subprograma de resgate de fauna
Programa de educação ambiental e de comunicação social (educomunicação)	Programa de educação ambiental e comunicação



SIUMA



ANEXO – DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA



BOURSCHEID
ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.

ISO
9001
2000





ANEXO – DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA



Foto 1 - Vista geral do eixo da barragem – foto da Margem Esquerda onde ao fundo vê-se a ombreira direita



Foto 2 – Vista geral de um corte do perfil de alteração da margem esquerda no local da calha do vertedouro – a imagem mostra as camadas de areia argilosa vermelha e amarelada e subjacente as areias silto-argilosas ou saibro



Foto 3 – Vista geral de um corte do perfil de alteração da margem esquerda nas proximidades da estaca 09 e do vertedouro – perfil constituído de areia média e grossa siltosa amarelada medianamente compacta e areia média e grossa siltosa com pedregulhos (saibro) compacta e na base da cava a rocha granítica decomposta ou muito alterada



Foto 4 – Vista de um corte do perfil de alteração da margem esquerda nas proximidades da estaca 14. Neste trecho o perfil da fundação da barragem é constituído de uma camada superficial de argila silto-arenosa marrom de consistência média e, na seqüência, de areia média e grossa silto-argilosa ou areia siltosa com pedregulhos amarelada às vezes com blocos de quartzo (solo saprolítico ou saibro) compacta e a rocha decomposta amarelada impenetrável a trépano ou rocha saprolítica



Foto 5 – Idem foto anterior



Foto 6 – A foto mostra em detalhes uma porção do perfil de alteração da ombreira esquerda constituído de materiais saprolíticos ou de areia média e grossa siltosa de coloração amarelada ou saibro – esta camada ocorre principalmente no trecho da estaca 09 a estaca 15 e se mostra com espessura variável e com aspecto visual e tátil de material não plástico e permeável



SIUMA



Foto 7 – Detalhes da camada superficial da margem esquerda na estaca 17 - superficialmente vê-se a camada de solo vegetal com grama e subjacente a rocha granítica decomposta



Foto 8 – Idem foto anterior



SIUMA



Foto 9 – Vista geral do talude de corte da calha do vertedouro no trecho do barramento – neste trecho o terreno de fundação, suprimida a camada de cobertura vegetal, é constituído de solos saprolítico e rocha saprolítica ou decomposta



Foto 10 – Detalhes do talude de corte da calha do vertedouro constituído de rocha saprolítica ou decomposta



SIUMA



Foto 11 – Idem foto anterior



Foto 12 – Vista geral da cava do vertedouro no seu trecho de montante – ao fundo vê-se o perfil de alteração completo, com as camadas superficiais de areia silto-argilosa de cores avermelhadas com pouca espessura e a areia média e grossa silto-argilosa amarelada, sendo estas duas camadas representativas da Jazida da Ombreira Esquerda da barragem



SIUMA



Foto 13 – Vista geral da cava das estruturas das Galerias da Tomada D'água e Desvio do Arroio Jaguari – ao fundo vê-se o perfil de alteração



Foto 14 – Vista do talude da cava de fundação das estruturas das Galerias da Tomada D'água e Desvio do Arroio Jaguari no trecho do eixo do barramento – vê-se que terreno é constituído de rocha saprolítica ou decomposta, conforme descrição das sondagens rotativas



SIUMA



Foto 15 – Detalhes da rocha decomposta dos taludes da cava das estruturas das Galerias da Tomada D'água e Desvio do Arroio Jaguari – maciço rochoso com fraturamento milimétrico



Foto 16 – Vista geral da cava da trincheira de vedação na Ombreira Direta do barramento, no seu trecho final (estaca 52) – neste trecho, vê-se que o perfil de alteração é constituído de solo saprolítico e rocha granítica decomposta, materiais arenosos compactos ou impenetráveis a trépano em profundidades menores do que 1,0m



SIUMA



Foto 17 - Idem foto anterior



Foto 18 – Detalhes da camada superficial da margem direita da barragem na estaca 40 - superficialmente vê-se a camada de solo vegetal e subjacente à rocha granítica decomposta quase aflorando



SIUMA



Foto 19 – Detalhes da rocha granítica decomposta da Ombreira Direita da barragem - maciço rochoso com fraturamento milimétrico, o que é comum em todos os cortes, confirmando as descrições das sondagens



Foto 20 – Idem foto anterior



SIUMA



Foto 21 – Vista geral da camada de argila orgânica da ombreira direita da barragem – subjacente verifica-se a presença da camada de areia média e grossa silto-argilosa ou de solo saprolítico de coloração variegada, predominando a cor amarela. Esta ocorrência de argila orgânica se limita a um trecho com uma nascente d’água no alto da coxilha nas proximidades da estaca 49



Foto 22 – Vista geral do Arroio Jaguari no trecho da estaca 18 – destaca-se a equipe de sondagens complementares executando um ensaio de infiltração no eixo de barramento e ao fundo o desmatamento da mata ciliar



SIUMA



Foto 23 – Vista geral do Arroio Jaguari e sua várzea de inundação – neste trecho, são encontrados os solos aluvionares orgânicos e subjacente espessas camadas de solos arenosos de granulometrias diversas



Foto 24 – Vista da cava de uma trincheira de inspeção no trecho da várzea do Arroio Jaguari – superficialmente vê-se a camada de argila orgânica preta com consistência de mole a dura e subjacente os solos arenosos aluvionares de compactidade de fofa a pouco compacta. No fundo da cava pode-se verificar a presença da água freática e a instabilização da areia por fluxo ascensional na medida do aprofundamento da escavação, sem rebaixamento do NA freático



SIUMA



Foto 25 – Idem foto anterior – pode-se ver perfeitamente o contraste de granulometria da camada superficial orgânica de cor escura e as areias aluvionares marrom claro, sem coesão e com alta permeabilidade. A camada argilosa apresenta baixa permeabilidade e as areias, no geral, alta – após a estabilização dos fluxos laterais e ascensionais o NA se estabilizava no limite da camada argilosa orgânica impermeável



Foto 26 – Idem foto anterior



SIUMA



Foto 27 – Idem fotos 24 e 25



Foto 28– Idem foto 24 – nesta foto vê-se a ocorrência de “lentes” de areia média e grossa com pedregulhos entre estratos de argila orgânica preta



SIUMA



Foto 29 – Idem a foto 24 – neste trecho a camada argilosa orgânica apresenta espessura menor do que 1,0m



Foto 30 – Idem as fotos 24 e anterior



Foto 31 – Vista do fundo da cava da trincheira de inspeção TRI-34 dez metros deslocada do eixo da barragem para montante – esta sondagem atingiu a profundidade da ordem de 6,0m e foi possível inspecionar parte da camada de areia média e grossa com pedregulhos muito compacta de cores e litologias variadas. A imagem mostra esta camada arenosa estável na profundidade da ordem de 5,0m, antes de ser atingido um estrato mais permeável ou com maior pressão artésiana. Atingido o estrato mais permeável o material arenoso grosso se instabilizava durante o aprofundamento da cava, sem rebaixamento do NA freático.



Foto 32 – A imagem mostra a camada de areia média e grossa com pedregulhos e cascalhos finos de cores e litologias variadas na cava da TRI 34 - o material nesta profundidade (~4,0m) se mostra estável e sem presença de água freática. Pouco abaixo desta profundidade ou a aproximadamente 5,0m a camada se mostrava muito permeável e com fluxo ascensional intenso



SIUMA



Foto 33 – Vista geral do material arenoso (areia média e grossa com pedregulhos e cascalhos finos de cores e litologias variadas) escavado na TRI – 34 eixo mais 10m para montante



Foto 34 – Detalhes da camada de areia média e grossa com pedregulhos compacta na TRI-34 Jusante



Foto 35 – Detalhes da areia média e grossa com pedregulhos compacta de camadas de pouca profundidade a imagem mostra os pedregulhos e/ou cascalhos de cores e litologias variadas que são descritas nas sondagens



Foto 36 – Vista geral da conformação das escavações da Jazida da Ombreira Esquerda da Barragem do Arroio Jaguari – vê-se que as camadas de argila arenosa de cor vermelha e as areias silto-argilosas de cores amareladas apresentam pouca espessura e muito variável. O aproveitamento das camadas superficiais argilosas desta jazida deve variar de 0,5 a 2,0m – este corte foi destinado a construção da Ensecadeira da Tomada D'água



SIUMA



Foto 37 – Idem foto anterior



Foto 38 – Vista geral do perfil da Jazida da Ombreira Direita da Barragem Arroio Jaguari – vê-se que a camada de solos areno-argilosos de cores avermelhadas apresenta pouca espessura, estimando-se, no geral, valores da ordem de 0,5m até ~1,0m



SIUMA



Foto 39 – Idem foto anterior – camada sem cobertura vegetal, sendo preparada para a escavação da camada aproveitável para o fornecimento de materiais argilosos para a construção do maciço do barramento e ensecadeiras



Foto 40 – Vista geral da escavação do canal de restituição do vertedouro – neste trecho não é verificada a presença de nível freático nas camadas de rocha decomposta