

# **Projeto de Engenharia**

## **Superintendência Municipal de Água e Esgoto de Catalão-GO SAE**

**PROJETOS EXECUTIVOS PARA A CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM,  
DUPLICAÇÃO DA ADUTORA E REABILITAÇÃO DA ESTAÇÃO DE  
TRATAMENTO DE ÁGUA.**

**BACIA DO RIBEIRÃO PARI - CATALÃO-GOIÁS**

**Volume 01A -Relatório de Projeto  
Barragem**

**Abril/2016**

# **Projeto de Engenharia**

## **Superintendência Municipal de Água e Esgoto de Catalão-GO SAE**

**PROJETOS EXECUTIVOS PARA A CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM,  
DUPLICAÇÃO DA ADUTORA E REABILITAÇÃO DA ESTAÇÃO DE  
TRATAMENTO DE ÁGUA.**

**BACIA DO RIBEIRÃO PARI - CATALÃO-GOÍÁS**

**Volume 01A -Relatório de Projeto  
Barragem**

**Abril/2016**

## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>APRESENTAÇÃO .....</b>	<b>4</b>
1.1	Introdução .....	4
1.2	Mapa de Localização .....	4
1.3	Descrição do Sistema Existente .....	5
1.3.1	Concepção Básica dos Sistemas de Produção Existentes.....	6
1.3.2	Sistema Produtor PARI.....	7
1.3.2	Sistema Produtor SAMAMBAIA.....	8
1.3.3	Poços Profundos / Tratamento.....	10
1.3.4	Estação de Tratamento de Água .....	12
1.3.5	Elevatória de Água de Lavagem - EAT EAL.....	13
1.3.6	Reservação.....	13
1.3.7	Situação operacional .....	14
1.3.8	Projeção da População e das Demandas de Água .....	14
1.3.9	Avaliação da Disponibilidade Hídrica dos Mananciais de Abastecimento .....	15
1.4	Justificativa do Projeto .....	16
<b>2</b>	<b>ESTUDOS GEOLÓGICOS .....</b>	<b>19</b>
2.1	Diagnóstico do Levantamento Básico Geológico .....	19
2.1.1	Metodologia.....	19
2.1.2	Recursos Hídricos.....	19
2.1.3	Meio Físico .....	20
2.1.4	Geotecnia.....	25
2.2	Sismicidade da Área de Estudo .....	28
2.2.1	Introdução.....	28
2.2.2	Diagnóstico da Área .....	29
<b>3</b>	<b>ESTUDOS GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>33</b>
3.1	Adutora.....	55
3.2	Caixa de empréstimo .....	58
3.3	Sondagem Rotativas.....	65
3.3.1	- Definição .....	65
3.3.2	- Identificação .....	65
3.3.3	- Equipamentos e ferramentas.....	66
3.3.4	- Execução da sondagem.....	66
<b>4</b>	<b>ESTUDOS HIDROLÓGICOS .....</b>	<b>82</b>
4.1	Dados Fluviométricos Disponíveis.....	83
4.2	Determinação da Série Fluviométrica no Eixo do Reservatório .....	84
4.2.1	Modelo Tank-Model.....	85
4.2.2	Determinação da Chuva Média na Bacia.....	86
4.2.3	Calibração do Modelo .....	90
4.2.4	Determinação das Vazões no Local do Empreendimento.....	92
4.3	Dimensionamento do Reservatório.....	95
4.4	Determinação da Vazão de Projeto .....	98
4.4.1	Modelo HEC-HMS.....	99
4.4.2	Dados de Entrada do Modelo .....	99
4.4.3	Dados de Precipitação.....	100
4.4.4	Resultados da Simulação .....	104
4.5	Dimensionamento do Vertedouro .....	106
4.5.1	Método de Puls .....	106
4.5.2	Dados de Entrada .....	106
4.5.3	Resultados da Simulação .....	108
<b>5</b>	<b>ESTUDOS TOPOGRÁFICOS.....</b>	<b>111</b>
5.1	Descrição dos Estudos .....	111
<b>6</b>	<b>CONCEPÇÃO DA BARRAGEM.....</b>	<b>120</b>

6.1	Introdução .....	121
6.2	Seções das Barragens e Arranjo Geral .....	122
6.3	Tipos de Barragem de Terra .....	124
6.4	Fatores na escolha da Seção Típica.....	126
6.5	Considerações de Projeto.....	129
6.6	Especificações Técnicas.....	132
6.6.1	<i>Limpeza, Raspagem, Destocamento e Desmatamento .....</i>	<i>132</i>
6.6.2	<i>Escavações Comuns, por Escarificação e em Rocha a Céu Aberto.....</i>	<i>133</i>
6.6.3	<i>Perfurações e Injeções.....</i>	<i>139</i>
6.6.4	<i>Dimensionamento de Transições .....</i>	<i>152</i>
6.6.5	<i>Instrumentação e Auscultação .....</i>	<i>153</i>
<b>7</b>	<b>PROJETOS DA BARRAGEM .....</b>	<b>157</b>
7.1	Vertedouro.....	157
7.1.1	<i>Vertedor tipo extravasor .....</i>	<i>158</i>
7.1.2	<i>Dissipação de energia.....</i>	<i>158</i>
7.2	Canal de desvio do rio e ensecadeiras .....	159
7.2.1	<i>Principais soluções para desvio de rios.....</i>	<i>161</i>
7.2.2	<i>Esquemas Típicos de Desvio de Rios.....</i>	<i>162</i>
7.3	Canal de fundo – Extravasor.....	163
7.4	Projetos geométrico, de pavimentação, terraplenagem .....	164
7.4.1	<i>Projeto Geométrico.....</i>	<i>164</i>
7.4.2	<i>Projeto de Terraplenagem .....</i>	<i>164</i>
7.4.3	<i>Projeto de Pavimentação.....</i>	<i>165</i>
7.5	Projeto de Drenagem .....	166
7.6	Projeto de Sinalização .....	167
7.6.1	<i>Metodologia .....</i>	<i>167</i>
7.6.2	<i>Sinalização Vertical - Operação .....</i>	<i>167</i>
7.6.3	<i>Sinalização Horizontal.....</i>	<i>169</i>
7.6.4	<i>Sinalização Vertical - Obras.....</i>	<i>171</i>
7.7	Projeto de obras complementares e paisagismo .....	173



# 1 APRESENTAÇÃO

## 1.1 INTRODUÇÃO

Basitec Projetos e Construções LTDA apresenta o Projeto Básico/Executivo para Construção da Barragem, duplicação da adutora e reabilitação da estação de tratamento de água do município de Catalão. Este trabalho é composto por um volume único contendo o relatório de projeto e o álbum de desenhos do projeto de execução, conforme descrito a seguir:

- Relatório de Projeto – nesta seção são apresentados os estudos hidrológicos, topográficos, geológicos e geotécnicos realizados, para direcionar as soluções e demais informações necessárias para a construção da Barragem.
- Álbum de Desenhos - Projeto de Execução - são apresentadas as concepções e soluções propostas para a construção da Barragem e os detalhamentos das estruturas necessárias na fase de execução e as estruturas definitivas no projeto estrutural da duplicação da adutora e reabilitação da Estação de Tratamento de Água.

Este documento visa orientar a execução da barragem no Ribeirão Pari, município de Catalão, Estado de Goiás, e os sistemas de captação e adução de forma a ampliar o sistema de abastecimento de água do município.

O presente trabalho foi integralmente elaborado obedecendo as orientações, especificações e normas vigentes.

## 1.2 MAPA DE LOCALIZAÇÃO

A figura a seguir fornece a localização do trecho em projeto.

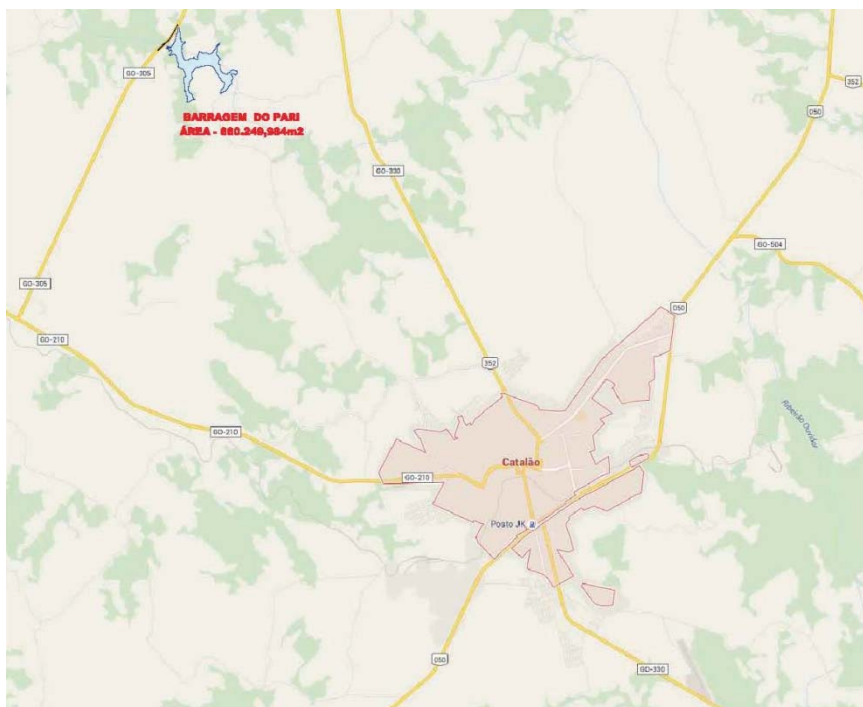


Figura 1: Mapa de Localização

## 1.3 DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE

No ano de 2014/2015, a população de Catalão, município localizado no Estado de Goiás, enfrentou a pior seca dos últimos 90 anos, segundo fontes do INMET, o que levou a equipe do governo a criar uma proposta de um contínuo abastecimento de água, através da construção de uma barragem.

A cidade de Catalão atualmente detém para o abastecimento público uma captação principal, localizada na latitude 18°5'13.65"S e longitude 47°58'40.34"O, na Bacia Hidrográfica do Ribeirão Samambaia, e com uma captação auxiliar, latitude 18°4'3.12"S longitude 48°1'49.79"O, tecnicamente denominada como Zona de Reaproveitamento de Vazão, pois encontra-se na mesma Bacia Hidrográfica e à jusante da captação principal (Captação do Ribeirão Pari). Ambas, comprovadamente, insuficientes para o abastecimento normal da cidade em condições críticas de seca.

Atualmente, a captação de água no Ribeirão Pari tem capacidade para 120 l/s. Com a construção do barramento nesse curso d'água a prefeitura pretende aumentar a captação para 160 l/s.

A estimativa inicial da prefeitura, com a construção da barragem é que o lago formado após a conclusão das obras de barramento apresente um volume útil de pelo menos três bilhões e meio de litros de água, o que permitirá a duplicação da atual Adutora de Água Bruta (AAB).

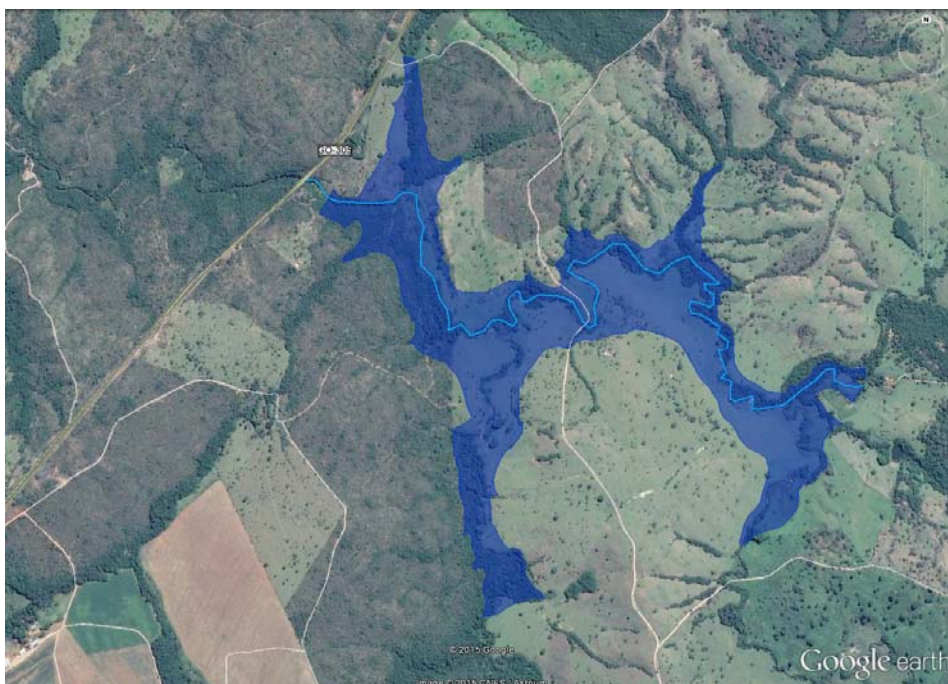


Figura 2: Mapa de Localização da Barragem

O projeto para ampliação e melhoria do Sistema de Abastecimento de Água da cidade de Catalão, que é operado pela Superintendência Municipal de Água e Esgoto – SAE, objetiva capacitar o sistema para atender, em condições adequadas, a demanda de água municipal.

### 1.3.1 Concepção Básica dos Sistemas de Produção Existentes

O SAE de Catalão é atendido por dois principais sistemas de produção - o Pari e o Samambaia – e conta ainda com diversos sistemas independentes de poços profundos, cuja produção totaliza cerca de 100 L/s.

O Sistema Produtor Pari é composto por captação superficial no Ribeirão Pari e é constituído por duas elevatórias em série: EAB Captação Pari e a EAB Intermediária Pari. A elevatória Captação Pari recalca água da captação até a EAB Intermediária Pari, e essa recalca até a caixa de areia da EAB Samambaia. Esse sistema serve de reforço para o Sistema Samambaia nos períodos críticos de seca.

Da mesma forma, o Sistema Produtor Samambaia é composto por captação superficial no Ribeirão Samambaia e é constituído por três elevatórias em série: EAB Captação Samambaia, EAB Samambaia e a EAB Intermediária Samambaia. A elevatória Captação Samambaia recalca água da captação até a caixa de areia. Já a EAB Samambaia recalca do desarenador até a EAB Intermediária Samambaia e que por fim recalca até a ETA.

A seguir, a Figura 2 mostra o esquema dos sistemas de produção 'Pari' e 'Samambaia' do SAA de Catalão e logo em seguida é apresentado um breve descritivo de cada uma das unidades desses sistemas.

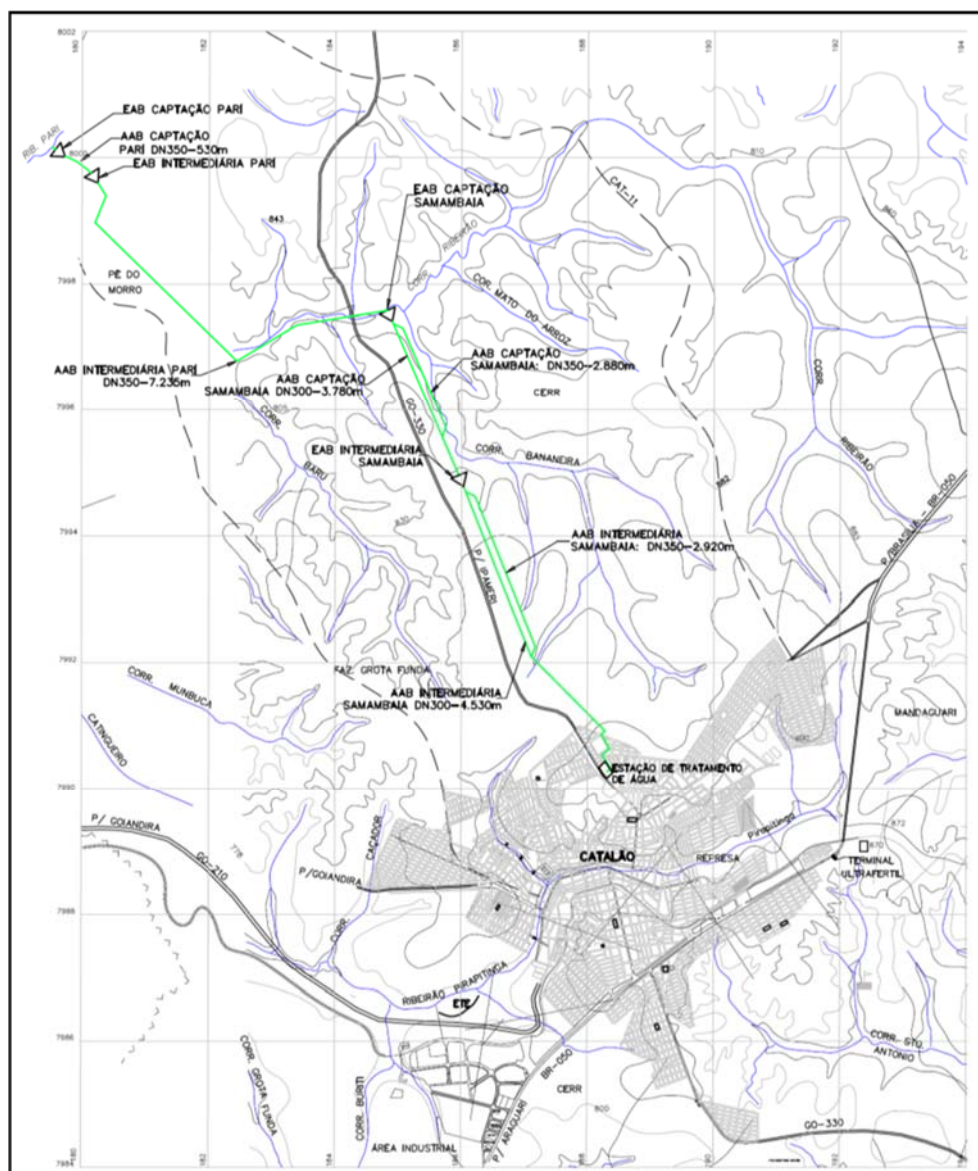


Figura 3 – Esquema dos Sistemas de Produção 'PARI' e "SAMAMBAIA"

## 1.3.2 Sistema Produtor PARI

### 1.3.2.1 CAPTAÇÃO PARI

A Captação Pari é composta por barragem de nível e um canal de tomada de água, com gradeamento médio, interligado ao poço de sucção da EAB Captação Pari.



### 1.3.2.2 EAB CAPTAÇÃO PARI

A EAB Captação Pari é dotada de 3 conjuntos elevatórios submersíveis, instaladas em poço úmido. O acionamento das bombas é manual e não existe sistema de comunicação instalado. As bombas instaladas são do modelo CP 3201.180, impulsor 454.

### 1.3.2.3 AAB CAPTAÇÃO PARI

A AAB Captação Pari possui extensão total de 530 m, em PRFV, DN 350, e interliga as estações elevatórias Captação Pari e Intermediária Pari.

### 1.3.2.4 EAB INTERMEDIÁRIA PARI

#### Caixa de Areia

A caixa de areia está situada na área da EAB Intermediária Pari e possui duas câmaras com dimensões de 5,00 x 2,00 x 0,95 m, limpeza hidráulica através de 7 descargas de fundo - DN 50 mm - em cada uma das câmaras. A calha Parshall de 1' (0,35 m) é localizada a jusante da caixa de areia e serve para controle de lâmina e medição de vazão.

#### Poço de Sucção

O poço de sucção foi construído em concreto armado e dimensões em planta de 1,95 m x 8,90 m e altura de 2,95 m.

#### Casa de Bombas

Na Casa de Bombas existem 2 conjuntos moto-bomba instalados, com as seguintes características: Bombas Worthington, modelo 5 LR-15 e motores com potência de 55 cv, 1750 rpm. O transformador existente é de 250 kVA.

Recentemente, foi instalada provisoriamente o outro conjunto moto-bomba reserva da EAB Intermediária Samambaia, que recalca vazão ligeiramente superior do que as outras 2 bombas (Worthington 5 LR-15) em operação.

### 1.3.2.5 AAB INTERMEDIÁRIA PARI

A AAB Intermediária Pari possui extensão total 7.290 m, em PRFV DN 350 (PN 22,5).

A proteção contra transientes hidráulicos existente nessa linha é constituída por uma válvula antecipadora de onda DN 100, localizada na área da elevatória Intermediária Pari e uma estrutura quebra-vácuo, no ponto alto da adutora, já próximo à captação Samambaia.

## 1.3.2 Sistema Produtor SAMAMBAIA

### 1.3.2.1 CAPTAÇÃO SAMAMBAIA

A Captação Samambaia é composta por barragem de nível, tomada de água com tubulação de derivação, poço de sucção e caixa de areia.

#### Barragem de Nível

A barragem do ribeirão Samambaia e os muros de arrimo agregados à mesma são construídos em concreto armado e o nível da água é controlado através de vertedor constituído por placas de madeira. A barragem contém descarga de fundo e a lâmina de água à montante é da ordem de 1,5 m.

#### Tomada de Água

A tomada d'água ocorre por meio de tubulação em aço DN 500 que direciona o fluxo para o poço de sucção, dotado de duas câmaras independentes, onde estão instaladas as bombas da EAB Captação Samambaia. O isolamento do poço de sucção ocorre por meio de comporta acionada de forma manual por meio de pedestal de manobra.

#### EAB Captação Samambaia

A EAB Captação Samambaia é constituída por bombas submersíveis, modelo Flygt NP 3202 180 LT, e opera conforme as seguintes características técnicas:

- Quantidade: 2, sendo 1 reserva
- Vazão: 160 a 280 L/s
- AMT: 17 a 13 mca

#### Caixa de Areia

A Caixa de Areia é circular / metálica e possui o fundo cônico. Possui diâmetro de 5,0 m e altura útil de 10,6 m.

### 1.3.2.2 EAB SAMAMBAIA

Localizada na área da Captação do Ribeirão Samambaia, esta elevatória recalca água bruta da caixa de areia até a coluna de equilíbrio na área da EAB Intermediária Samambaia. Quando necessário, esta elevatória também recebe a água proveniente do Sistema Pari.

#### Casa de Bombas

A casa de bomba possui ponte rolante com capacidade para 5,0 t e abriga hoje dois conjuntos elevatórios, cujas características são as seguintes: Worthington 6 LNH-24 com rotores de 22" e 23,6" (tipo B), um motor WEG 600 cv e outro GE 550 CV, ambos com frequência de 60 Hz e rotação de 1780 rpm.

No barrilete de recalque de cada bomba existe uma válvula de retenção e um registro de gaveta acionado eletricamente. Já no início da adutora de água bruta estão instalados um medidor de vazão eletromagnético, um medidor de pressão (desativado) e ainda duas válvulas auto-operadas modelo BERMAD, uma controladora de bomba e a outra antecipadora de onda.

O prédio da casa de força está instalado ao lado da casa de bombas e nela estão instalados: um transformador de 750 kVA, que responde pelo suprimento de energia para o funcionamento das bombas.

### 1.3.2.3 AAB CAPTAÇÃO SAMAMBAIA

A AAB Samambaia interliga a EAB Samambaia à EAB Intermediária Samambaia. É parcialmente duplicada em Fº DN 300 e PRFV DN 350 (PN 22,5). A adutora em DN 300 possui extensão de 3.730 m e a de DN 350 possui extensão de 2.900 m.

### 1.3.2.4 EAB INTERMEDIÁRIA SAMAMBAIA

É responsável pela continuidade do recalque de água bruta até a ETA. É composta por torre de equilíbrio e casa de bombas idêntica a EAB Captação Samambaia. São 2 conjuntos moto-bomba instalados conforme as seguintes características: Worthington 6 LNH-24 com rotores de 22" e 23,6" (tipo B), um motor WEG 600 cv e outro GE 500 CV, ambos com frequência de 60 Hz e rotação de 1780 rpm.

A casa de bombas da EAB Intermediária Samambaia é dotada de ponte rolante com capacidade para 5,0 t, com acionamento eletromecânico. No barrilete de recalque de cada bomba existe uma válvula de retenção e um registro de gaveta acionado eletricamente.

Já no início da adutora de água bruta estão instalados um medidor de vazão eletromagnético, um medidor de pressão (desativado) e ainda duas válvulas auto-operadas modelo BERMAD, uma controladora de bomba e a outra antecipadora de onda.

O prédio da casa de força está instalado ao lado da casa de bombas e possui transformador de 750 kVA.

#### 1.3.2.5 AAB INTERMEDIÁRIA SAMAMBAIA

Essa adutora interliga a EAB Intermediária Samambaia e a ETA. É também parcialmente duplicada em FºFº DN 300 e PRFV DN 350 (PN 22,5). A adutora em DN 300 possui extensão de 4.560 m e a de DN 350 possui extensão de 2.850 m.

### 1.3.3 Poços Profundos / Tratamento

A cidade de Catalão possui 6 sistemas independentes de poços profundos, que complementam o abastecimento de água. A capacidade total de produção dos poços existentes é de 120 L/s, porém ao considerar o tempo de funcionamento dos mesmos de no máximo 20 horas diárias tem-se produção efetiva da ordem de 100 L/s. O Quadro 1 apresenta as principais características dos poços perfurados.

Quadro 1 – Sistemas Independentes dos Poços Profundos.

Sistema	Poço	Vazão (m³/h)	Vazão (L/s)
Ipanema	P11	20,2	5,6
	P12	39,6	11,0
	P13	7,9	2,2
	P14	16,9	4,7
	P15	16,6	4,6
	<b>Total</b>	<b>101,2</b>	<b>28,1</b>
Santo Antônio	P02	16,7	4,6
	P03	43,0	12,0
	P04	23,4	6,5
	P05	23,3	6,5
	P06	-	-
	P07	17,1	4,8
	<b>Total</b>	<b>123,5</b>	<b>34,3</b>
Goianiense	P40	15,2	4,2
	P41	15,8	4,4
	P44	8,7	2,4
	P16	10,0	2,8
	P17	27,0	7,5
	P18	12,0	3,3
	P19	10,0	2,8
	<b>Total</b>	<b>98,8</b>	<b>27,4</b>
UFG	P48	15,0	4,2
	P49	7,0	1,9
	<b>Total</b>	<b>22,0</b>	<b>6,1</b>
Bairro de Lucas	P60	12,8	3,6
	P61	6,0	1,7
	<b>Total</b>	<b>18,8</b>	<b>5,2</b>
ETA	P20	6,1	1,7
	P21	43,9	12,2
	P22	16,9	4,7
	<b>Total</b>	<b>66,9</b>	<b>18,6</b>
<b>Total</b>		<b>431,2</b>	<b>119,8</b>



Quanto às características construtivas dos poços, todos são dotados de revestimento e filtro. Os poços tubulares perfurados apresentam grande variação nas vazões disponíveis, mostrando o alto grau de anisotropia dos aquíferos fissurados.

### 1.3.4 Estação de Tratamento de Água

A ETA do Sistema de Abastecimento de Água de Catalão está localizada no Bairro Cruzeiro II, parte alta da cidade, a 8,3 km da captação Samambaia. É do tipo convencional e trata hoje a vazão de 180 l/s (648 m<sup>3</sup>/h).

Basicamente, o processo de tratamento é constituído pelas seguintes fases:

- coagulação: com cal e sulfato de alumínio através de bomba dosadora alimentada por 2 tanques de preparo com 1.500 l cada;
- medição de vazão e mistura rápida: medidor Parshall de W = 9" (22,9 cm);
- floculação: dois flocladores mecanizados, em paralelo, com profundidade útil de 2 m, cada uma com 3 agitadores. O volume útil total é de 192 m<sup>3</sup>;
- decantação: 2 unidades convencionais, retangulares, com área útil de 187 m<sup>2</sup> cada, profundidade útil de 4,0 m e extensão total das canaletas de coleta de 15,0 m;
- filtração: 4 filtros rápidos de fluxo descendente, retangulares, em câmara única de 18,5 m<sup>2</sup> de área filtrante e altura total de 2,8 m;
- desinfecção: com cloro, através de um clorador à vácuo, com aplicação da solução no canal de água filtrada;
- fluoretação: através de ácido fluossilícico aplicado com bomba dosadora;
- correção de pH: com cal, através de bomba dosadora, com aplicação de solução no canal de água filtrada (pós-alkalinização).
- o tanque de contato, última unidade de processo da ETA, alimenta, por gravidade, os reservatórios de distribuição (2 x 1350 m<sup>3</sup>, semi-enterrados). A lavagem dos filtros é realizada a partir de um reservatório elevado, localizado no último pavimento da casa de química, com capacidade de 170 m<sup>3</sup>.

Completa a estação de tratamento, uma Casa de Química, com 3 pavimentos e um pátio anexo. A Casa de Química é constituída pelos seguintes compartimentos:

- galeria dos filtros;
- elevatória de água de lavagem (recalca para o reservatório superior);
- hall de acesso;
- depósito de reagentes;
- sala de produtos químicos;
- escritório e laboratório;
- sanitários;

- reservatório superior de 170 m<sup>3</sup>.

### 1.3.5 Elevatória de Água de Lavagem - EAT EAL

A EAT EAL recalca água para o reservatório elevado da casa de química, o qual, além de atender a demanda para operação da ETA, responde também pelo abastecimento do Bairro Cruzeiro II. As instalações dessa elevatória situam-se ao lado do canal de água filtrada, no interior da casa de química. Esta elevatória possui duas bombas instaladas, sendo uma delas reserva, com as seguintes características: Bomba: centrífuga de eixo horizontal, KSB 80-26, 1.710 rpm; Motor ARNO trifásico, 12,5 cv, 220/380 V, 60 Hz, 1.745 rpm.

A tubulação de recalque é a mesma de descida para lavagem dos filtros, em Ferro Fundido, FOFO DN 400 mm, com extensão de 20 m.

#### ELEVATÓRIA ETA - EAT ETA

A Elevatória ETA recalca água do reservatório apoiado de 500 m<sup>3</sup> para o reservatório elevado de 200 m<sup>3</sup>, ambos localizados na área da Estação de Tratamento de Água. A adutora possui extensão de 180 m sendo em DEFOFO, DN 200 mm.

Essa elevatória responde pelo suprimento de água dos bairros abastecidos pela rede reservatório elevado 200 m<sup>3</sup>, localizados nas proximidades da ETA. Suas instalações foram recentemente construídas. Possui dois conjuntos motor-bomba instalados, sendo um reserva, com as seguintes características: Bomba: centrífuga de eixo horizontal, IMBIL INI 80250, 1750 rpm, Rotor = 246 mm; Motor WEG, 20 cv, 220/380/440 V, 1760 rpm, rendimento 92,4 %.

#### ELEVATÓRIA CENTRAL - EAT CENTRAL

A Elevatória Central, localizada na área do escritório central da SAE, recalca água para a área de reservação Pontal. Essa elevatória é constituída de uma bomba submersível (tipo bomba de poço) instalada diretamente no interior do reservatório enterrado de 150 m<sup>3</sup>. Os conjuntos elevatórios apresentam as seguintes características: Bomba Submersível Marca Leão; Motor: Carcaça acoplada à bomba, 18 cv.

A adutora em PVC PBA DN 100, com extensão da ordem de 2.640 m é interligada com a rede de abastecimento dos reservatórios Pontal, ou seja, realiza distribuição em marcha.

### 1.3.6 Reservação

O complexo de reservação de água atualmente existente em Catalão é formado por 10 centros de reservação (Quadro 2), englobando 18 reservatórios com volume útil total de 5.940 m<sup>3</sup>.

Quadro 2 – Características dos reservatórios do SAA de Catalão.

Centro de Reservação	Reservatório	
	Tipo*	Capacidade (m³)
ETA	REL	200 m³
	REL	170 m³
	RSE	1.350 m³
	RSE	1.350 m³
	RSE	500 m³
Clay Mendes	RAP	350 m³
	RAP	350 m³
Nossa Senhora de Fátima	RAP	350 m³
	RAP	280 m³
Central	RET	150 m³
Pontal Norte	REL	100 m³
	REL	50 m³
Rodoviária	RAP	350 m³
Castelo Branco	REL	50 m³
Castelinho	RAP	200 m³
	REL	20 m³
Bela Vista	REL	20 m³
Ipanema	RAP	100 m³

\*RET – Reservatório Enterrado

RAP – Reservatório Apoiado

RSE – Reservatório Semienterrado

REL – Reservatório Elevado.

### 1.3.7 Situação operacional

A cidade de Catalão é abastecida por um sistema relativamente antigo (1972) que foi sendo ampliado ao longo dos anos com o incremento de novas unidades, além da realização de adequações nas unidades existentes para ampliação de suas capacidades nominais. Mesmo assim as unidades existentes ainda são suficientes para atender a demanda atual e não apresentam problemas operacionais que comprometam o abastecimento da população. Todavia, há necessidade de se promover ampliações para garantir o atendimento as demandas futuras, decorrentes do crescimento previsto para a cidade nos próximos anos.

### 1.3.8 Projeção da População e das Demandas de Água

Os estudos demográficos e territoriais – elaborados no âmbito do Plano Municipal de Saneamento do Sistema de Abastecimento de Água – estimaram a evolução da população

urbana da cidade de Catalão, conforme indicado no Quadro 3. A área de abrangência para a Ampliação do SAA de Catalão compreende uma área de aproximadamente 2.791 ha.

Quadro 3 – Evolução da População Urbana e Atendida pelo SAA.

Ano	Pop. Urbana (hab.)	Índice de Atendimento	Pop. Atendida (hab.)
2022	96.289	100 %	96.289
2032	110.498	100 %	110.498
2042	121.807	100 %	121.807

Os parâmetros de projeto admitidos para o cálculo das demandas de água do sistema são:

$$Q_{\text{méd}} = P \cdot q / 86.400$$

$$Q_{\text{dia}} = k_1 \cdot Q_{\text{méd}}$$

$$Q_{\text{hor}} = k_1 \cdot k_2 \cdot Q$$

Onde:

- $Q_{\text{méd}}$  = consumo médio de água, l/s;
- $Q_{\text{dia}}$  = consumo máximo diário de água, l/s;
- $Q_{\text{hor}}$  = consumo máximo horário de água, l/s;
- $k_1$  = coeficiente de máxima vazão diária = 1,20;
- $k_2$  = coeficiente de máxima vazão horária = 1,5;
- $q$  = coeficiente de consume per-capita variando de 237 L/hab.dia (2022) a 225 L/hab.dia (2042);
- $P$  = população atendível, hab.

De acordo com os parâmetros estabelecidos, foram obtidas as vazões de projeto apresentadas no Quadro 4 a seguir.

Quadro 4 – Projeções da população atendida e das demandas totais de água para Rio Verde.

Ano	Pop. Urbana (hab)	Consumo Per Capita (L/hab)	Demanda (L/s)		
			Média	Máxima Diária	Máxima Horária
2022	96.289	237	264	317	475
2032	110.498	231	295	355	532
2042	121.807	225	317	381	571

### 1.3.9 Avaliação da Disponibilidade Hídrica dos Mananciais de Abastecimento

O Córrego Samambaia nasce nas proximidades da BR-050, que liga Catalão a Campo Alegre de Goiás, com coordenadas aproximadas de latitude 18°07' e longitude 47°54'. Seus principais afluentes na margem esquerda são os córregos Mato do Arroz e Bananeira, entre os quais se localiza a captação de água bruta.

O Ribeirão Pari é formado pelos córregos Samambaia e Baru, que se unem a cerca de 5 km a jusante da captação Samambaia. Este manancial é utilizado para suprir a demanda

de água nos períodos de estiagem, quando a disponibilidade hídrica do Córrego Samambaia diminui e, por outro lado, a demanda de água é elevada.

Desta forma, faz-se necessário o estudo e desenvolvimento de projetos com objetivo de atender a demanda municipal.

## 1.4 JUSTIFICATIVA DO PROJETO

O homem possui dois tipos de fontes para seu abastecimento que são as águas superficiais (rios, lagos, canais, etc.) e subterrâneas (lençóis subterrâneos). Efetivamente, nem sempre essas fontes estão separadas. Em seu deslocamento pela crosta terrestre, a água que em determinado local é superficial, pode ser subterrânea em uma próxima etapa e até voltar a ser superficial posteriormente.

As águas de superfície são as de mais fácil acesso para captação e por isso existe uma tendência que é mais utilizada no consumo humano. No entanto, temos menos de 5% da água doce existente no globo terrestre disponíveis superficialmente, ficando o restante armazenado em reservas subterrâneas.

Logicamente que nem toda água armazenada no subsolo, pode ser retirada em condições economicamente viáveis, principalmente quando localizada em profundidades excessivas e confinada entre formações rochosas.

Quanto a sua dinâmica de deslocamento, as águas superficiais são frequentemente renovadas em sua massa, enquanto que as subterrâneas podem ter séculos de acumulação em seu aquífero, pois sua renovação é muito mais lenta pelas dificuldades óbvias, principalmente nas camadas mais profundas.

A captação tem, por finalidade primordial, criar condições para que a água seja retirada do manancial abastecedor em quantidade capaz de atender ao consumo e em qualidade tal que dispense tratamentos ou os reduza ao mínimo possível. É, portanto, a unidade de extremidade de montante do sistema.

Chama-se de manancial abastecedor a fonte de onde se retira a água com condições sanitárias adequadas e vazão suficiente para atender a demanda. No caso da existência de mais de um manancial, a escolha é feita considerando não só a quantidade e a qualidade, mas, também, o aspecto econômico, pois nem sempre o que custa inicialmente menos é o que convém, já que o custo inicial maior pode implicar em um custo menor de operação e manutenção.

Na escolha de manancial também se deve levar em consideração o consumo atual provável, bem como a previsão de crescimento da comunidade e a capacidade ou não do manancial satisfazer este consumo. Nesse contexto, todo e qualquer sistema é projetado para servir ao certo espaço de tempo, denominando o período de projeto. Estes reservatórios podem ser dos seguintes tipos: superficiais (rios e lagos), subterrâneos (fontes naturais, galerias filtrantes, poços) e águas pluviais (superfícies preparadas).

Embora, como foram citados anteriormente, os mananciais de superfície pareçam ser mais fáceis à utilização, as águas subterrâneas são aproveitadas desde a antiguidade. Egípcios e chineses já eram peritos na escavação do solo com a finalidade exclusiva de obterem água, há mais de 2000 anos antes de Cristo. A própria Bíblia Sagrada do Cristianismo revela fatos como o bíblico poço de José, no Egito, com cerca de 90 metros de profundidade cavado na rocha, e o gesto de Moisés ao criar uma fonte na rocha.

Devido à água ser essencial para subsistência humana (nosso organismo necessita ser reabastecido com cerca de 2,5 litros desse líquido por dia), normalmente temos as comunidades urbanas formadas às margens de rios ou desembocaduras destes. Quando estudamos dados geográficos ou históricos das grandes cidades percebemos sua associação com um ou mais rios, por exemplo, Londres-Tâmisa, Paris-Sena, Roma-Pó, Lisboa-Tejo, Nova

lorque-Hudson, Buenos Aires-Prata, São Paulo-Tietê, Recife-Capibaribe/Beberibe, Manaus-Negro, Belém-Amazonas, Teresina-Parnaíba, Natal-Potengi, etc.

Ruínas de comunidades com mais de 5000 anos, escavadas na Índia, revelaram a existência de sistemas de abastecimento de água e de drenagem construídos com alvenaria de pedras trabalhadas, que incluíam inclusive piscinas para banhos coletivos e práticas de natação. Os egípcios, também, por volta de 3000 anos antes de Cristo já construíam barragens de pedras com até mais de dez metros de altura para armazenamento de água potável com finalidade de abastecimento doméstico e irrigação. Também, historicamente, é registrado que o rei Salomão, biblicamente famoso, promoveu de forma intensa a construção de aquedutos. Não obstante, de acordo com os anais da história, sabe-se ainda que agricultores árabes aproveitavam as águas armazenadas em crateras de vulcões extintos como reservatórios para irrigação.

As águas superficiais empregadas em sistemas de abastecimento geralmente são originárias de um curso de água natural. As condições de escoamento, a variação do nível de água e a estabilidade local da captação vão implicar em que sejam efetuadas obras preliminares para a estruturação da unidade de captação e/ou barragem.

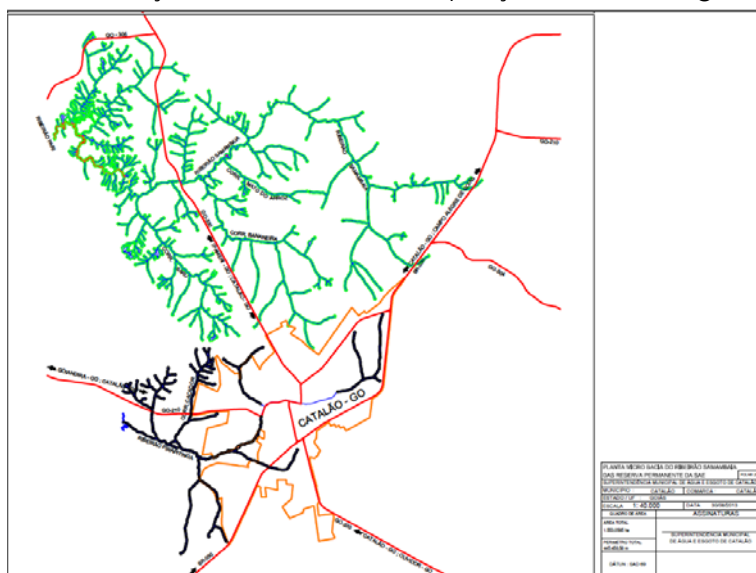


Figura 4: Bacia Hidrográfica do Ribeirão Samambaia.

No último ano, o município passou por sérios problemas em relação ao abastecimento público, chegando ao ponto de ser estabelecido para a cidade de Catalão - GO um rodízio de abastecimento. Esta medida foi adotada devido ao fato de que neste período a região enfrentou a pior seca dos últimos noventa anos. Sendo ainda a previsão para 2015 de continuidade na escassez de chuvas, com previsão de normalização climática para daqui vinte ou trinta anos, quando o fenômeno, denominado ASAS (Alta Subtropical do Atlântico Sul) finaliza seu ciclo, normalizando as chuvas no atlântico Sul. Tal fenômeno apresenta natureza sistemática e persistente, diferente do El Niño e La Nina.

Este rodízio de abastecimento consistiu na divisão da cidade em dois setores, alternando o abastecimento em cada setor para que a cada trinta e seis horas, todos os bairros de um setor fossem abastecidos por pelo menos quatro horas, suprimindo as necessidades mínimas de cada logradouro.

Em tempo, ressaltamos que o rodízio e o racionamento de água exerce forte impacto sobre a economia local, uma vez que as indústrias, comércios, setor hoteleiros e hospitalares já instalados, são obrigados a suspender e/ou alterar suas rotinas de atividades produtivas, bem como, as novas empresas que pretendem se instalar na cidade veem na falta d'água um fator restritivo, primordialmente no que diz respeito a expansão de suas atividades, fato



que agrava sobremaneira os níveis de desemprego, já que com a queda na produção estas tendem a dispensar seus funcionários e não promovem novos empregos e/ou investimentos.

Vale ressaltar que Catalão apresenta um crescimento demográfico acima da média nacional, o que tende a agravar a situação do fornecimento de água à população como um todo. Neste sentido, a cidade passa por uma expansão na construção civil, o que tem aumentado significativamente os números de novas economias ativas, forçando o volume diário médio captado de água bruta a acompanhar esse ritmo. Hoje, a cidade de Catalão conta com 37.967, economias ativas, com uma população de 96.836 habitantes, senso IBGE 2014, apresenta um crescimento demográfico acima da média nacional, como citado acima, necessitando de ações urgentes com relação a reserva de Água Bruta.

É importante lembrar que no período entre o ano 2000 ao ano de 2012, foram criados 33, novos loteamentos na cidade de Catalão e conseqüentemente foram efetivadas primeiras ligações de água para residências, totalizando 15.194, novas ligações, e nada foi investido na Captação de Água Bruta do Ribeirão Samambaia, bem como Ribeirão Pari. Ou seja, a cidade de Catalão passou por um crescimento acima de 40%, em seu consumo de água e nada foi feito em relação a ampliação da capacidade de adução de Água Bruta para abastecer a Estação de Tratamento de Água da cidade.

Levando em conta o consumo médio diário da cidade de vinte milhões de litros, de acordo com o levantamento preliminar, a partir da construção da barragem teremos um volume armazenado suficiente para abastecer a cidade por cento e setenta e cinco dias. Utilizamos para esse cálculo, o volume útil previamente calculado de três bilhões e meio de litros de água, período esse, maior que o período crítico de seca em nossa região, o que também será um fator promotor da garantia de abastecimento do município para os próximos anos.

O cálculo apresentado acima não leva em consideração nenhuma recarga natural, que conseqüentemente ocorrerá em todo o período de seca, haja vista que os afluentes principais da região acima citada apresentam uma vazão de recarga média, para períodos críticos de estiagem de 142l/s, efeito este que, por consequência, prolongará o período de uso da barragem na seca e permitirá uma maior exploração futura, garantindo o abastecimento da cidade.

A seguir são apresentados os estudos realizados para o desenvolvimento dos projetos da barragem e adução.

## 2 ESTUDOS GEOLÓGICOS

### 2.1 DIAGNÓSTICO DO LEVANTAMENTO BÁSICO GEOLÓGICO

#### 2.1.1 Metodologia

A metodologia de trabalho adotada para a elaboração desta fase do mapeamento básico, visando um diagnóstico preliminar da área de influência do projeto, foram realizados associando os trabalhos de campo utilizando aparelho GPS de navegação Garmin Montana 650, relatórios técnicos regionais, mapas base do meio físico (SIG Goiás) e imagens de satélite Cnes/Spot Image.

Será realizado na segunda fase o mapeamento de detalhe para se levantar os dados litológicos, geotécnicos e estruturais locais, com auxílio de sondagens mistas, bussola geológica e estudos geofísicos, principalmente para a confecção do perfil geológico-geotécnico da área de construção do aterro da barragem.

#### 2.1.2 Recursos Hídricos

##### 2.1.2.1 Hidrografia

Na área de influência do estudo as drenagens pertencem à micro bacia do Ribeirão Pari, pertencente à Bacia Hidrográfica do Rio Veríssimo, afluente do Rio Paranaíba.

De maneira geral a rede hidrográfica de uma região se ajusta e é condicionada ao relevo, litologia e estruturas das rochas. Desta forma em uma região de morros e colinas a drenagem tende a ser dendrítica, condicionada normalmente pela ambiente geomorfológico. A interação dos condicionantes acima é que determina o padrão de drenagem da região.

As drenagens presentes dentro da área estudada são de pequeno a médio porte. O regime destes cursos d'água enquadra-se no tropical típico, com enchentes no período chuvoso (outubro a março) e vazantes no período seco (abril a setembro).

##### 2.1.2.2 Hidrogeologia

A área onde está inserido o projeto em estudo situa-se, segundo MENTE et al (1981), na Província Hidrogeológica Escudo Central.

Na região em questão, os aquíferos subterrâneos, estão restritos às zonas de rochas metamórficas, com importância hidrogeológica média, permeabilidade baixa, boa qualidade química das águas.

O principal aquífero será descrito abaixo:

##### Sistema Aquífero Araxá

O Sistema Aquífero predominante na área é o Araxá (SAAX). Que compreende o conjunto litológico do Grupo Araxá, em função da pequena porosidade observada nos tipos



litológicos metapelíticos, que predominam e do baixo ângulo de mergulho da foliação, este sistema possui baixa vocação hidrogeológica, com média de vazões de 3,5 m<sup>3</sup>/h e elevada ocorrência de poços secos ou de vazão muito baixa. Se consideradas as vazões anômalas em pontos isolados a média eleva-se para 6,5 m<sup>3</sup>/h, entretanto este valor médio é condicionado pela presença de poços de vazões superiores a 80 m<sup>3</sup>/h associados a lentes de mármore que ocorrem de forma restrita na área de distribuição do Grupo Araxá ou um sistema de fraturas abertas e, portanto, mais produtivas. O valor da moda das vazões é de 2 m<sup>3</sup>/h (a estatística de vazões apresentadas é vinculada a uma população de mais de 900 poços).

Outras condições favoráveis deste sistema estão relacionadas aos quartzitos e quartzo xistos, os quais resultam em aquíferos com maior transmissividade e coeficiente de armazenamento, onde as médias de vazão superam 10 m<sup>3</sup>/h. Os valores médios dos parâmetros hidrodinâmicos correspondentes a uma população de 50 poços é de  $1,9 \times 10^{-6}$  m/s para a condutividade hidráulica; de  $2,8 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s para a transmissividade e de 0,587 m<sup>3</sup>/h/m para a capacidade específica (valor que inclui alguns poços de vazões anômalas).

Este sistema é composto por aquíferos descontínuos, livres, anisotrópicos, com condutividade hidráulica muito baixa.

## 2.1.3 Meio Físico

### 2.1.3.1 Geologia Regional e Geotectônica

Dentro do contexto regional a geologia da região do projeto é constituída predominantemente por rochas metassedimentares do Grupo Araxá, de Idade Mesoproterozóica, encobertos por porções das Coberturas Detrítico-Lateríticas Pleistocênicas e ao longo das drenagens exibem Depósitos Aluvionares-Holocênicas.

A Geotectônica da área é caracterizada como Faixas de Dobramentos Brasileiras, que constituem um sistema de faixas orogênicas situadas nas bordas do Cráton do São Francisco (Faixa Brasília) e do Cráton Amazônico (Faixas Araguaia e Paraguai). Essas faixas e parte das bordas cratônicas se estruturaram com a inversão de bacias marginais durante o Ciclo Brasileiro e são limitadas por expressivas zonas de falhas. A região do empreendimento está inserida dentro da Faixa Brasília, descrita a seguir.

#### Faixa Brasília

Constitui uma unidade geotectônica representada por um cinturão móvel que evoluiu do Meso ao Neoproterozóico, depositado e deformado na margem oeste do Cráton do São Francisco, sobre um embasamento constituído por terrenos granito-gnáissicos paleoproterozóicos, afetado por um sistema de dobramentos neoproterozóicos.

Essa faixa de metassedimentos, originalmente denominada geossinclínio Brasília (Barbosa, 1955; Branco & Costa, 1961 e Almeida, 1967), foi caracterizada por Almeida *et al.* (1977) como um compartimento geotectônico de idade brasileira, que tem como limite ocidental a Faixa Uruaçu, de idade mesoproterozóica.

Este modelo, de duas faixas dobradas e de dois ciclos, é aceito com ressalvas em trabalhos de síntese regional (Marini *et al.*, 1978, 1981; Fuck & Marini, 1981; Marini *et al.*, 1984 a, b). Por outro lado, é proposto um único ciclo tectônico para explicar o conjunto de estruturas a oeste do Cráton do São Francisco, a partir do trabalho de Fuck (1990), que é embasado nos trabalhos de Costa & Angeiras (1971), e Dardenne (1978 e 1981), proposta esta corroborada por Pimentel *et al.* (1991), Pimentel & Fuck (1992) e Freitas-Silva (1998).

O arcabouço geotectônico desta faixa pode ser explicado através de um único ciclo dinamotermal, com deformação progressiva durante a inversão tectônica da faixa.

Apesar destes segmentos apresentarem evolução geotectônica semelhante, exibem peculiaridades estratigráficas, estruturais e metamórficas que proporcionam um quadro tectônico complexo (Fonseca, 1996; Fonseca *et al.*, 1997; Freitas & Campos, 1998).

Nas sínteses regionais elaboradas por Fuck *et al.* (1993) e Fuck (1994), a Faixa Brasília é definida como um extenso sistema de dobramentos neoproterozóicos compartimentada em Zona Interna e Zona Externa.

A área do projeto se encontra situado na Zona Interna, que é constituída pelas rochas do grupo Araxá caracterizados por unidades alóctones de micaxistos. Os xistos, em sua maioria, são derivados de sedimentos turbidíticos, aos quais se associam sedimentos químicos com variada contribuição de origem vulcânica. Essa faixa é marcada por uma estruturação de imbricamento tectônico, com desenvolvimento de zonas de cisalhamento de baixo ângulo e *nappes* transportadas com vergência para o Cráton do São Francisco.

### 2.1.3.2 Geologia Local

#### Grupo Araxá

O Grupo Araxá foi definido por Barbosa *et alii* 1955, e posteriormente os mesmos autores verificaram a comunidade destas rochas para os Estados de Goiás e Pará.

Diversos autores têm estudado o Grupo Araxá no sul de Goiás e oeste de Minas Gerais, destacando-se Braun 1970, Barbosa *et alii* (1970), Danni *et alii* (1973), Pena *et alii* (1975) e Teixeira e Braun (1978). Barbosa *et al.* (1967, 1970) passam a usar o termo "Grupo", subdividindo-o nas unidades A e B.

Os vários trabalhos sobre este Grupo evidenciam as dificuldades de separação entre este Grupo e o Grupo Canastra (Ferrari & Brandalise, 1971; Braun & baptista, 1976, 1978; Paulsen *et al.*, 1974; Teixeira & Danni, 1978; Lacerda Filho & Oliveira, 1995) devido o caráter transicional entre os mesmos, mas, refletindo, entretanto, condições diferentes de sedimentação na bacia.

O Grupo Araxá foi individualizado (1998) como uma sequência de metamorfitos, composta por sedimentos psamíticos, psamo-pelíticos e pelíticos, caracterizada por uma variação litológica e metamórfica, com uma estruturação de imbricamento tectônico em *nappes* e empurrões de baixo ângulo. Este Grupo foi subdividido em subunidades A e B. A subunidade A representa o Grupo Araxá na área, com ambiente deposicional de uma sequência pelítica marinha, metamorfisada, composta por sedimentos plataformais tipo marinho raso, representados por muscovita-clorita xistos, às vezes com cloritóides, biotita-muscovita-quartzo xistos, granada-muscovita-clorita xistos, clorita-quartzo xistos, grafita xistos, sericita quartzitos e hematita-sericita quartzitos (hx).

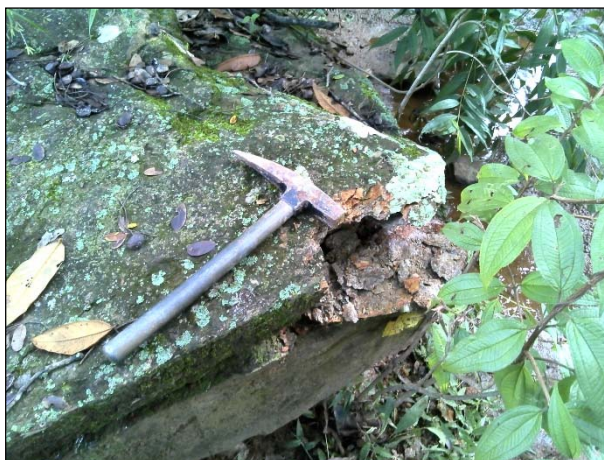


Foto 1: Bloco de muscovita-clorita xisto

### Cobertura detritica – laterítica Pleistocenica

Esta unidade de idade supostamente terciária/quartenária corresponde a uma superfície desenvolvida a partir de processo de aplainamento e laterização, com espessuras variadas na forma de perfis imaturos, caracterizados principalmente por latossolos, onde se desenvolvem níveis ferruginosos.



Foto 2: Cascalho quartzoso em matriz argilo arenosa, na área do reservatório.

### Depósitos Aluvionares

Os depósitos aluvionares na área de influência do empreendimento são geralmente pouco extensos e descontínuos, ocorrendo nas planícies de inundação ao longo das drenagens que cortam a região. De uma maneira geral os sedimentos são formados por argila, silte e areia com cor cinza claro a cinza escuro variando com a intensidade de matéria orgânica.



Foto 3: Depósitos aluvionares

### 2.1.3.3 Geomorfologia

Num contexto regional, segundo Mamede et alii (1983), o trecho projetado está inserido na Unidade Geomorfológica do Planalto Central Goiano, na subunidade denominada de Planalto do Alto Tocantins Paranaíba.

O local de projeto está situado em região dos Sistemas denudacionais, dentro da zona de erosão recuante (ZER II-A) com transição para as superfícies regionais de aplainamento



SRAII-A, com intensidade de dissecação média, onde se situa a região de Catalão, as feições geomorfológicas são de fraco a sem controle estrutural.



Foto 4: Vista do Vale do Ribeirão Parí

#### 2.1.3.4 Solos

Na região de estudo a ocorrência e variabilidade das classes de solos apresentam uma ligação direta com as formas de relevo e drenagens. Na área de estudo o relevo aplainado dos interflúvios destacam-se os solos mais profundos como os Latossolos, à medida que se entra na área do reservatório, em vertentes de suaves a alta declividade (porção E) e fundo de vale, o solo predominante é o Neossolo lítólico e Cambissolos. Os Gleissolos se formam ao longo das drenagens, em superfícies alagadas, associados aos Neossolos Flúvicos.

Neste sentido, optou-se por proceder à descrição das classes de solos ocorrentes, esta baseada em observações de campo e levantamentos pedológicos regionais (Projeto Radambrasil - Folha SD 22 – Goiás, 1983), com as nomenclaturas atualizadas conforme o novo sistema brasileiro de classificação de solos.

As características dos principais tipos de solos observados na área de influência do projeto são apresentadas a seguir:

##### Latossolo vermelho-amarelo

Nesta classe estão compreendidos solos minerais, não hidromórficos, virtualmente sem atração magnética, caracterizados por possuírem horizonte B latossólico com cores no matiz 4YR ou mais amarelas, associadas a teores de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  relativamente baixos – normalmente entre 7 e 11% – e índice Ki inferior a 1,5 (Camargo et al., 1987; Embrapa, 1988b). São solos em geral muito profundos, de elevada permeabilidade, bem acentuadamente drenados, apresentando sequência de horizontes A, Bw, C, com reduzido incremento de argila em profundidade.

Ocorrem em relevo plano e suave ondulado, e apresentam horizonte A moderado ou A proeminente, textura média a arenosa, em algumas áreas com presença de plintita, e conteúdo de bases trocáveis quase sempre muito baixos, por vezes com saturação por alumínio elevada. O cerrado é também a vegetação dominante sobre esses solos.

Em geral tendem a predominar nos remanescentes mais estreitos, cujas bordas são comumente marcadas pela abundância de concreções ferruginosas (petroplintitas) do tamanho de calhaus e cascalhos, que quando em quantidade inferior a 50% definem o caráter petroplíntico. É também registrada a presença de solos endopetroplínticos, nos quais as concreções encontram-se em subsuperfície. A tendência de ocuparem posições levemente mais rebaixadas, na faixa que antecede aos solos hidromórficos das várzeas e nascentes.

#### Neossolo litólico

Nesta classe estão compreendidos os solos com horizonte A ou O hístico com menos de 40 cm de espessura, assente diretamente sobre a rocha ou um horizonte C, são muito pouco desenvolvidos, rasos, não hidromórficos (sem a presença de água), apresentando horizonte A diretamente sobre a rocha ou horizonte C de pequena espessura. São normalmente pedregosos e/ou rochosos, moderadamente a excessivamente drenados com horizonte A pouco espesso, cascalhento, de textura predominantemente média, podendo também ocorrer solos de textura arenosa, siltosa ou argilosa.

#### Cambissolos

Solos pouco desenvolvidos, que ainda apresentam características do material originário (rocha) evidenciado pela presença de minerais primários. São definidos pela presença de horizonte diagnóstico B incipiente (pouco desenvolvimento estrutural) apresentando baixa (distróficos) ou alta (eutróficos) saturação por bases, baixa a alta atividade da argila, segundo critérios do SiBCS (Embrapa, 2006).

Variam de solos pouco profundos a profundos, sendo normalmente de baixa permeabilidade.

#### Gleissolos háplico

Nesta classe estão compreendidos solos minerais hidromórficos, desprovidos de horizonte E, que apresentam horizonte glei de textura franco-arenosa ou mais fina, desde que não simultâneo com B textural ou plântico, excluídos também aqueles com caráter vértico, nátrico ou salino, subjacente a horizonte A húmico, chernozêmico ou proeminente, ou a horizonte turfoso com menos de 40 cm de espessura. São solos em geral mal ou muito mal drenados, com lençol freático elevado na maior parte do ano, formados em superfícies deprimidas ou áreas de surgência. Formados a partir de depósitos coluvionares e aluvionares recentes, apresentam nessas áreas caráter eutrófico, argila de atividade alta e horizonte A chernozêmico, com vegetação original de campo higrófilo.

São encontrados em pequenas porções lateralmente aos cursos d'água que drenam a depressão.

#### Neossolo Flúvico

Solos minerais, pouco desenvolvidos, formados sobre deposições fluviais (aluviões – sedimentos recentes conduzidos e depositados por correntes d'água) nas faixas de preservação permanente ao longo das drenagens. Em geral é imperfeitamente mal drenados, tendo a parte superficial, pelo menos os primeiros 50 cm, boa drenagem. São constituídos por camadas de sedimentos de natureza diversa, tornando a sua composição granulométrica e demais características também muito diversificadas, estando diretamente relacionado com o tipo de material formador. Estão constantemente sob cobertura vegetal ciliar. Típicos de áreas baixas verifica-se eventualmente evidências de gleização em subsuperfície.



Foto 5: Neossolo Flúvico

## 2.1.4 Geotecnia

### 2.1.4.1 Diagnóstico Básico

O substrato rochoso é constituído por rochas metassedimentares xistosas derivadas do grupo Araxá, com litologias que variam de biotita-clorita quartzo xisto a muscovita-clorita-quartzo-granada xisto. As feições estruturais regionais descritas por Almeida (1968) possuem predomínios de direções orientadas NW com mergulhos para SW e Inda (1970) dois padrões estruturais primários EW-WNW e NNE-NE, as xistosidades descritas em outros estudos em regiões próximas são predominantes em direções NE com mergulho para NW e NW com mergulhos para SW.

Na região do barramento, a rocha é um xisto com duas micas, geralmente Sericita e biotita intensamente intemperizada e sericita e clorita, com quartzo, apresentando granadas em alguns pontos. A rocha se encontra intemperizada, com coloração castanha a avermelhada devido à oxidação dos minerais ricos em ferro.



Foto 6 e 7: As feições estruturais no maciço rochoso xistoso, plano de fratura (pf) interceptando a xistosidade (px).



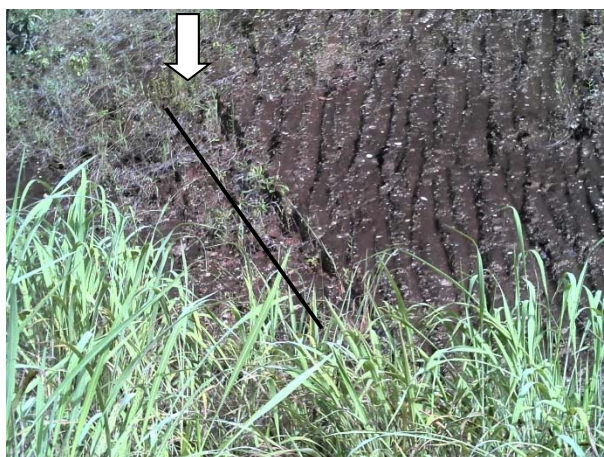


Foto 8: Plano de faturamento no corte a jusante da barragem.

A região da ombreira direita é mais acidentada com um perfil em rocha alterada, na ombreira esquerda no perfil há um solo argilo arenoso e residual sobre a rocha na parte mais plana, rumo a drenagem no fundo do vale praticamente a rocha intemperizada aflora em superfície até próximo ao curso de água, onde uma ruptura do relevo forma uma pequena bacia, onde estão depositados aluviões arenosos com até 6,0 m de espessura.

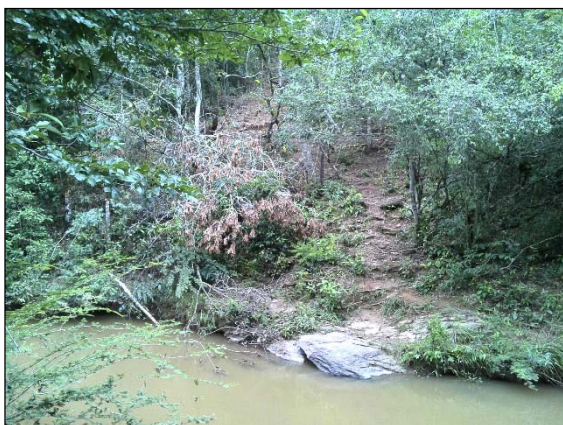


Foto 9 e 10: Ombreira direita com perfil mais acidentado, com coberturas de solo coluvionar, sobre a rocha, no leito aflora o micaxisto. Ombreira esquerda apresenta uma ruptura no relevo de transição da rocha para a drenagem, formando uma pequena bacia aluvionar na margem direita do rio.



Foto 11: Fundo da ruptura, formando a bacia de sedimentação, drenagem corre no LD da imagem.



Foram realizados dois perfis longitudinais na área do reservatório e um transversal, neste caminhamento foram encontrados solos eluviais e coluviais com detritos quartzíticos e arenosos derivados da erosão dos litotipos sericita-clorita-quartzo xistos, formando perfis de solo ao longo da vertente da calha do rib. Pari, de pequena espessura, encobrindo os micaxistos.

Os solos da bacia do reservatório são predominantes Neossolos litólicos e Cambissolos na vertente com manchas de Latossolo nas partes mais planas.



Foto 12: Visão da área do reservatório apresentando Cambissolos.

Foi encontrado em alguns pontos na borda sul do reservatório, um regolito com faturamento centimétrico preenchido com material argiloso.



Foto 13 e 14: – Neossolo litólico e fraturas preenchidas com material argiloso na área do reservatório.

Em nenhum local foi encontrado brechas de falha ou algum material que induzisse a falhamentos de grande porte, os fraturamentos existentes são de pequeno porte, com afastamento milimétricos a centimétricos, os maiores (cm) são preenchidos por material agiloso.



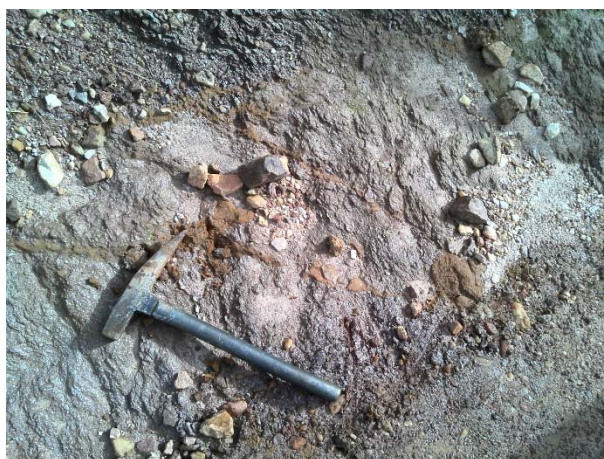


Foto 15: Fraturas centimétricas preenchidas com material argiloso.

Por toda a região do reservatório foram encontradas rochas xistosas aflorantes ou com pequena espessura de material detrítico ou silto arenoso, cobrindo estas rochas.



Foto 16 e 17: Neossolo Litólico mais pedregulhoso e areno-siltoso.

### **Materiais de construção:**

Foram encontrados próximos a obra alguns locais com solos possuindo potencial para serem utilizados na construção do corpo do aterro da barragem, porém devido a granulometria dos solos destas áreas, a probabilidade de serem utilizados no núcleo de argila é pequena. O solo para esta finalidade, núcleo argiloso, deverá ser trazido de outra área a ser determinada, após os estudos geotécnicos.

## **2.2 SISMICIDADE DA ÁREA DE ESTUDO**

### **2.2.1 Introdução**

A Sismicidade Induzida por Reservatórios, também referenciada pela sigla SIR, manifesta-se em locais onde os lagos foram formados sobre um substrato rochoso que se encontra próximo ao estado de ruptura em razão da ocorrência de falhamentos. Essa condição próxima da ruptura pode ser alterada pela formação do reservatório, em razão do

peso adicional da água represada, do aumento da pressão intersticial e do alívio de esforço causado pela percolação de água através das fraturas das rochas.

A SIR já foi observada em vários reservatórios de usinas hidrelétricas do Brasil e do exterior. Nos levantamentos bibliográficos, há informação de 17 eventos no Território Nacional de sismicidade induzida por reservatórios, a maioria na região sudeste. São eles: Açú (RN), Balbina (AM), Capivara (PR/SP), Capivari - Cachoeira (PR), Carmo do Cajuru (MG), Emborcação (MG/GO), Furnas (MG), Jaguari (SP), Marimbondo (MG/SP), Miranda (MG), Nova Ponte (MG), Paraibuna-Paratinga (SP), Porto Colômbia e Volta Grande (MG/SP), Serra da Mesa (GO), Sobradinho (BA), Tucuruí (PA) e Xingó (SE/AL). Esses eventos sísmicos tiveram, em geral, baixa a média intensidade e magnitude, e ocorreram com maior frequência logo após o enchimento do reservatório, embora também tenham ocorrido com tempo de retardo em relação àquele do enchimento.

As maiores magnitudes de sismos induzidos registradas no Brasil foram de 4,2 mb e 4,0 mb, ocorridas, respectivamente, em Porto Colômbia e Volta Grande (em 24/02/74) e em Nova Ponte (em 22/05/1988), sendo suas intensidades estimadas entre VI e VII na escala Mercalli Modificada.

Todos os outros eventos de sismicidade induzida registrados no país apresentaram magnitudes inferiores a 4,0 mb e intensidades iguais ou inferiores a VI.

Os sismos naturais geralmente sentidos no Brasil, ou seja, em magnitudes maiores, são advindos da região dos Andes, os sismos no Estado de Goiás são de pequena magnitude, como demonstrado pelo observatório da UNB, em seus catálogos, que geralmente não são sentidos pela população, somente registrados pelos sismógrafos.

Apenas grandes barragens podem provocar abalos sísmicos, fato que ocorre raramente. Para o sismólogo e pesquisador do IAG/USP, Marcelo Assumpção, tremores de terra só são considerados importantes em barragens grandes, ou seja, com mais de 50 metros de altura. Neste tema, a Geofísica Rasa é muito importante. Os sismos geralmente são pequenos, começam a aparecer logo após o enchimento (na maioria dos casos, nos primeiros dois anos). O sismo de maior magnitude pode ocorrer logo nos primeiros anos, ou pode demorar vários anos.

A causa principal é a difusão da pressão da água ("pore pressure") nas camadas abaixo do reservatório através de fraturas, zonas de falha e porosidade das rochas. O peso do reservatório tem menor influência. **Mas a região já precisa ter tensões geológicas muito grandes (próximas ao limite de ruptura), "pre-existing stresses".**

Os epicentros podem ocorrer dentro do lago ou fora do lago próximo às bordas. Teoricamente, regiões sob compressão tendem a ter sismos nas bordas, e regiões sob esforços de tração tenderiam a ter sismos dentro do lago. O peso do reservatório pode contribuir um pouco para a localização da sismicidade induzida, mas reservatórios grandes (acima de 100 m de profundidade) possuem maior probabilidade de provocar sismos induzidos.

## 2.2.2 Diagnóstico da Área

A bacia do Ribeirão Parí não apresenta um histórico de ocorrência de sismos naturais ou induzidos, em razão da inexistência de áreas sujeitas a tensão geológica ou reservatórios com dimensões que possam interferir no regime de esforços crustais regionais. Os reservatórios que já apresentaram sismicidade induzida localizados mais próximos do eixo da barragem são Emborcação e Serra da Mesa (GO), com eventos de magnitudes da ordem de 3,6 mb e 3,7 mb. A barragem de Emborcação devido a distância da área de estudo, em torno de 50 Km, apesar de constar em seu monitoramento sismo de 3,6 mb em 1984, seria a única realmente possível de influenciar neste projeto, devido a propagação das ondas sísmicas em subsolo,

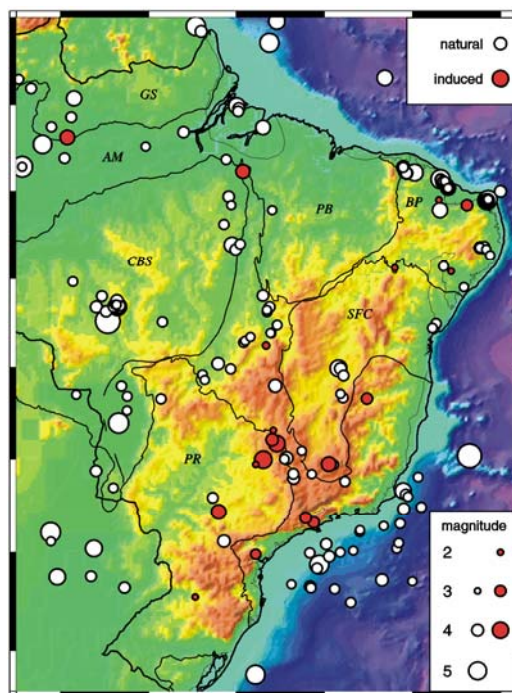
caso haja aumento da magnitude dos sismos apresentados, pois em vários estudos e simulações, barragens com reservatórios como a deste projeto, nunca apresentaram SIR.

A área do reservatório nos levantamentos básicos de campo, foi caracterizada em um ambiente geológico onde não há grandes fraturamentos, não foi constatada linhas de falhas cruzando a área e nem contatos litológicos com outras formações Geológicas, que poderiam induzir grandes fugas de água para o subsolo, e que pelo seu tamanho a tendência deste reservatório neste tipo de ambiente geológico não seria suficiente para causar SIR.

Informações constantes do Banco de Dados SISBRA, do Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (SIS/UnB), registram a ocorrência de alguns poucos sismos naturais de baixa magnitude na região das cidades de Porangatú, Aruanã, Mozarlândia, Jataí entre outras no estado de Minas Gerais, todas as regiões distanciadas a mais de 500 km do local do barramento.

Diante do exposto, e ainda considerando a ocorrência regional de falhamentos transcorrentes com direção NW-SE e NE-SW a cerca de 5,0 Km do reservatório, não justifica a implantação de um Programa de Monitoramento da Sismicidade para o empreendimento, esta necessidade pode ser suprida com as informações de monitoramento do observatório da UNB, o risco sísmico com base em dados instrumentais do local e nas áreas de influência do empreendimento por este observatório, demonstram que há uma probabilidade muito pequena de acontecer neste empreendimento, mas não pode ser descartada devido à proximidade com a barragem de emborcação.

Abaixo as figuras de sismos naturais e induzidos no Brasil e reservatórios monitorados.



Natural and Induced Seismicity  
(uniform catalog, magnitudes > 3.5)

Figura 5: Sismicidades no Território Brasileiro e Reservatórios monitorados sísmicos e assísmicos.  
(Fonte: Catálogo de Sismos do Brasil)



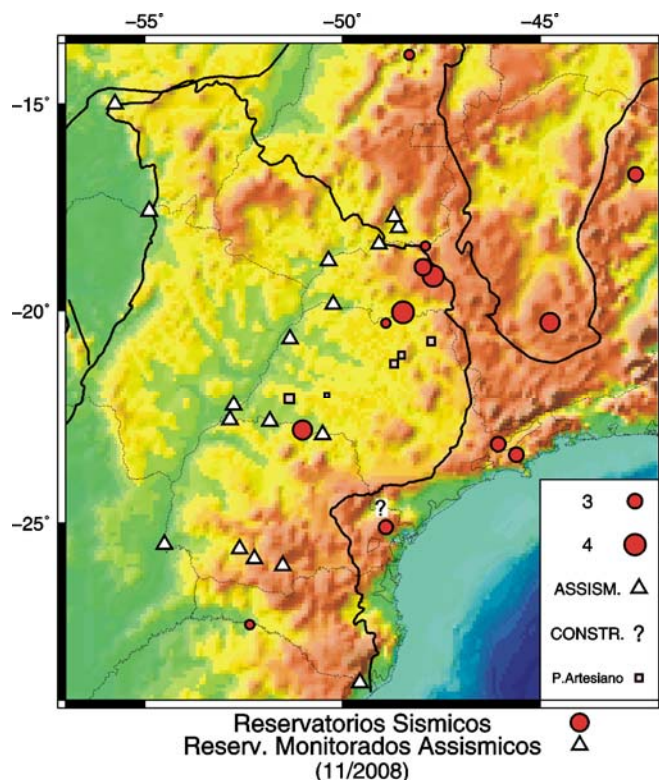


Figura 6: Sismicidades no Território Brasileiro e Reservatórios monitorados sísmicos e assísmicos.  
(Fonte: Catálogo de Sismos do Brasil)

Catálogo de sismos do Brasil é uma compilação de dados de várias fontes. Para os sismos até 1981, usa-se o livro "Sismicidade do Brasil" (Berrocal et al., 1984) com dados históricos e instrumentais baseados na bibliografia da época e em pesquisas principalmente da USP, UFRN e UnB. De 1982 até 1995, usam-se os Boletins Sísmicos que eram publicados na Revista Brasileira de Geofísica. Todos os dados do Catálogo Sísmico Brasileiro foram obtidos através de colaboração entre todas as instituições que estudam a sismicidade brasileira: USP, UnB, UFRN, IPT, UNESP e ON.

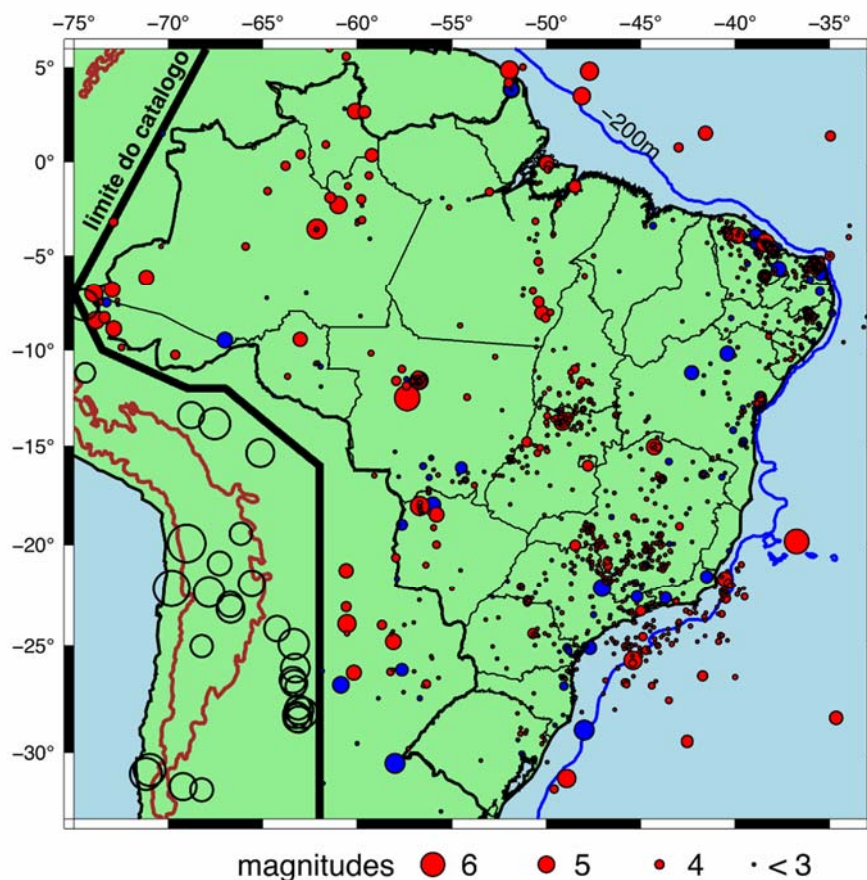


Figura 7: Epicentros do catálogo Sismico Brasileiro. Círculos vermelhos são eventos com magnitude Richter instrumental; círculos azuis são eventos mais antigos com magnitudes estimadas com dados macrossísmicos (área afetada ou intensidade máxima). Círculos vazios nos Andes são os sismos mais fortes sentidos no Brasil (geralmente nos andares superiores de prédios altos). A linha preta grossa é o limite de compilação de eventos para o Catálogo Sismico. Esta figura não mostra os sismos profundos do Acre.



### 3 ESTUDOS GEOTÉCNICOS

A seguir são apresentados os boletins de sondagens, os resumos dos ensaios e os resultados obtidos com o estudo estatístico do material coletado.

No croqui são apresentados a localização dos pontos coletados. Os pontos 1 a 35 representam as estacas onde foram feitos os furos espaçados de 200 em 200m no caminho da adutora. Já os pontos 36 a 51, representam pontos escolhidos para observação geológica, como rios, córregos e rochas.



Foto 18: Estaca: 00



Foto 19: Estaca: 01





Foto 20: Estaca: 03



Foto 21: Estaca: 04





Foto 22: Estaca: 05



Foto 23: Estaca: 06





Foto 24: Estaca: 07



Foto 25: Estaca: 08





Foto 26: Estaca: 09



Foto 27: Estaca: 10





Foto 28: Estaca: 11



Foto 29: Estaca: 12





Foto 30: Estaca: 13



Foto 31: Estaca: 14





Foto 32: Estaca: 16



Foto 33: Estaca: 18





Foto 34: Estaca: 19

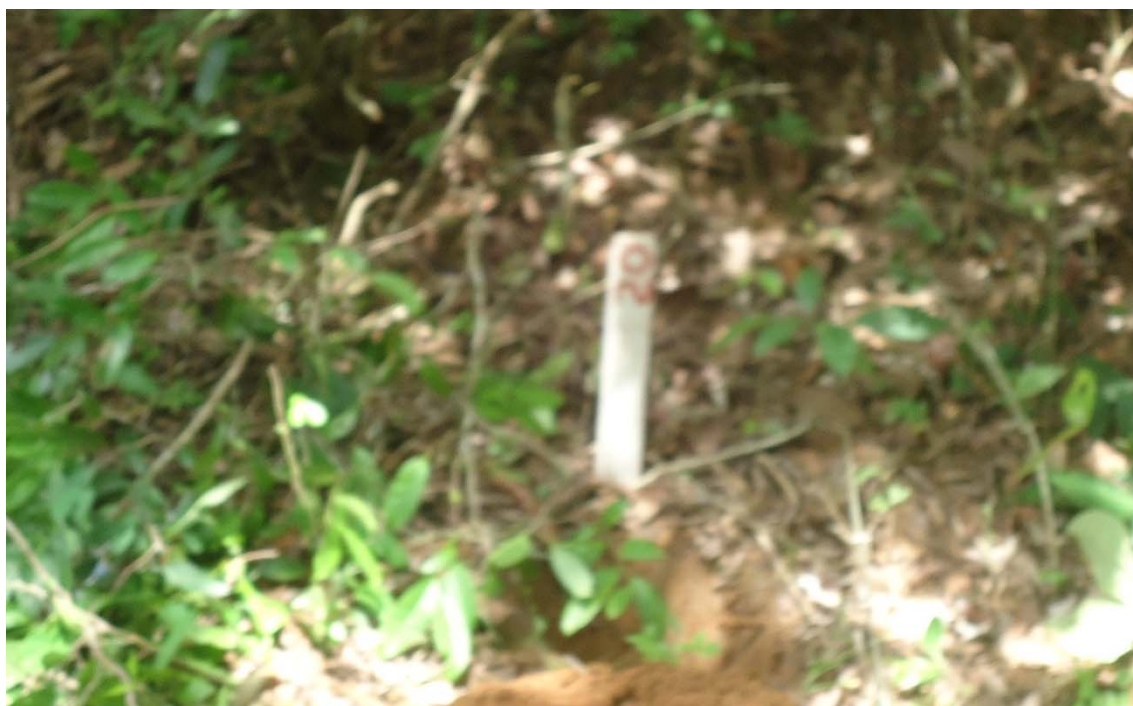


Foto 35: Estaca: 20





Foto 36: Estaca: 21



Foto 37: Estaca: 22





Foto 38: Estaca: 23



Foto 39: Estaca: 24





Foto 40: Estaca: 26



Foto 41: Estaca: 27





Foto 42: Estaca: 28



Foto 43: Estaca: 29





Foto 44: Estaca: 30



Foto 45: Estaca: 31





Foto 46: Estaca: 32



Foto 47: Estaca: 34





Foto 48: Adutora



Foto 49: Adutora





Foto 50: Córrego 03 X=816354.00 Y=7998002.00



Foto 51: Córrego 05 X=817291.00 Y=7997105.00



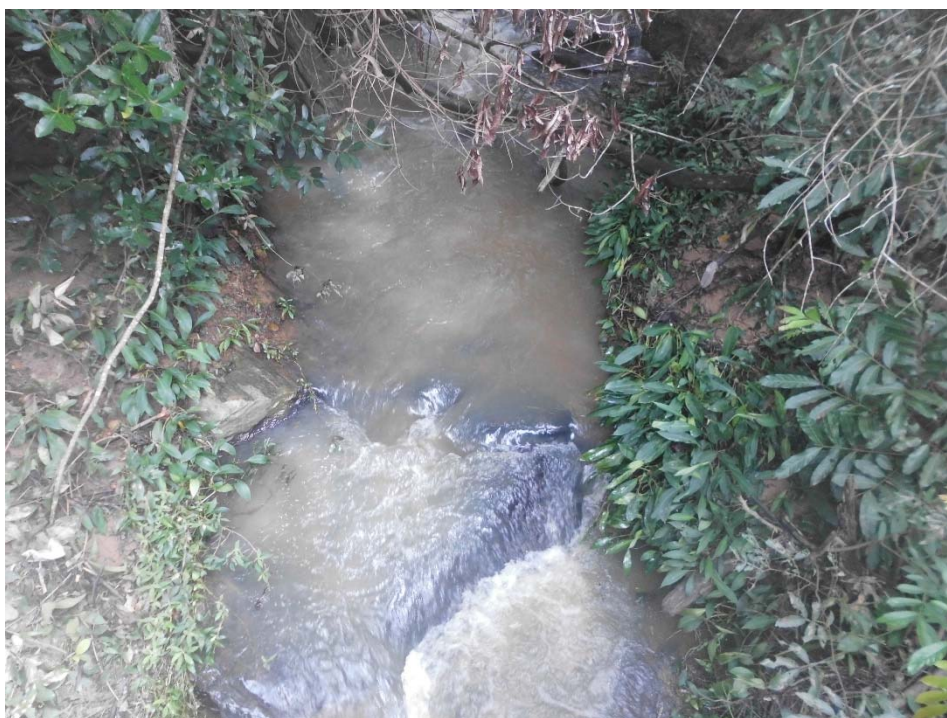


Foto 52: Córrego 06



Foto 53: Córrego 07 X=183859.00 Y=7997487.81





Foto 54: Córrego X=815143.45 Y=7998783.79



Foto 55: Córrego-Brejo X=815505.00 Y=7998452.00





Foto 56: Mina X=815141.58 Y=7999375.76



Foto 57: Parede de rocha LD X=815188-14 Y=7998712.33





Foto 58: Rocha 02 X=817015.00 Y=7997761.02



Foto 59: Rocha X=815154.00 Y=7998772.00



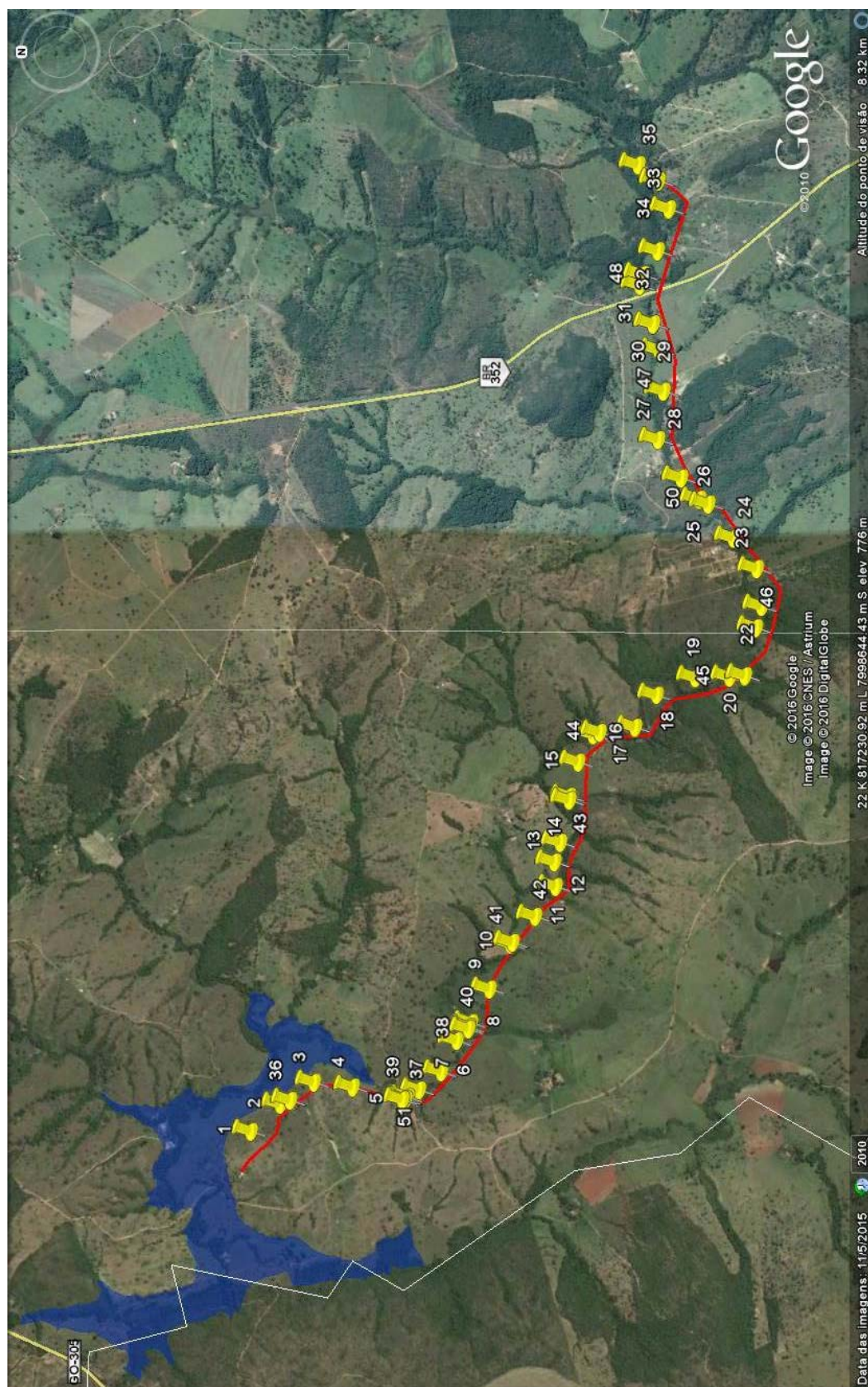


Figura 8: Croqui de apresentação do traçado da adutora.

## 3.1 ADUTORA

Foram realizados furos de sondagem a cada 200 m no caminho da adutora.



BENSOLOS SERVIÇOS GEOTÉCNICOS			
BOLETIM DE SONDAGEM			
Rodovia: SAE de Catalão		Ocorrência: Duplicação da Adutora do Rio	
Trecho:		Pari	
		Data: 07/03/2016	
Furo	Posição	Profundidade (m)	Classificação Expedita
0	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-814805.00		0,20-1,00	Cascalho Quartzo
Y-7994682.01		1,00-1,60	Silte Rosa
1	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-814981.00		0,20-1,10	Cascalho Quartzo
Y-7999581.57		1,10-1,60	Silte Rosa
2	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815120.16		0,20-1,25	Cascalho Quartzo
Y-7999427.90		1,25	Silte Rosa
3	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815234.00		0,20-0,80	Cascalho Quartzo
Y-7999251.00		0,80-1,55	Silte Rosa
4	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815208.40		0,20-0,40	Cascalho Quartzo
Y-7999052.45		0,40-1,00	Silte Rosa
		1,00-1,70	Silte Compactado
5	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815141.80		0,20-0,50	Cascalho Quartzo
Y-7998798.72		0,50-1,35	Silte Rosa
6	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815281.93		0,20-1,50	Argila Amarela c/ Umidade Alta
7	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-8154437.00		0,20-1,30	Argila Escura c/ Umidade Alta
8	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815527.00		0,20-1,35	Argila Escura c/ Umidade Alta
9	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815703.22		0,20-1,40	Argila Escura c/ Umidade Alta
10	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-815944.00		0,20-1,30	Argila Amarela c/ Umidade Alta
11	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-816077.08		0,20-1,00	Cascalho Quartzo
Y-7998105.79		1,00-1,50	Silte Rosa
12	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-8162230.00		0,20-0,80	Cascalho Quartzo
Y-7997999.00		0,80-1,50	Silte Rosa
13	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-8164454.00		0,20-1,40	Argila Amarela
14	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-816671.00		0,20-1,45	Argila Amarela
Y-7997922.00			



BENSOLOS SERVIÇOS GEOTÉCNICOS			
BOLETIM DE SONDAGEM			
Rodovia: SAE de Catalão		Ocorrência: Duplicação da Adutora do Rio	
Trecho:		Pari	
		Data: 07/03/2016	
Furo	Posição	Profundidade (m)	Classificação Expedita
15	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-816864.80		0,20-0,70	Argila Amarela
Y-7997872.19		0,70-1,50	Cascalho Quartzo
16	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817003.01		0,20-0,80	Silte Rosa
Y-7997793.02		0,80-1,60	Silte Compactado
17	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817039.00		0,20-1,50	Argila Amarela
Y-7997585.00			
18	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817205.51		0,20-1,50	Silte Rosa
Y-7997472.00			
19	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817291.00		0,40-1,50	Silte Amarelo
Y-7997275.00			
20	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817296.00		0,20-1,40	Argila Amarela
Y-7997030.00			
21	LE	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-817456.00		0,20-0,60	Cascalho Quartzo
Y-7996267.00		0,60-1,55	Silte Rosa
22	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-182571.05		0,20-1,00	Matação
Y-7996940.49			Material de 2ª categoria
23	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-182760.44		0,20-1,00	Cascalho Laterita
Y-7996975.09		1,00-1,30	Silte compactado - Material de 2ª categoria
24	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-182913.00		0,20-1,30	Argila Escura c/ Umidade Alta
Y-7997096.00			
25	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183083.00		0,20-1,00	Cascalho Quartzo
Y-7997225.01		1,00-1,60	Silte Rosa
26	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183213.00		0,20-0,60	Cascalho Quartzo
Y-7997364.00		0,60-1,55	Silte Rosa
27	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183410.00		0,20-0,60	Cascalho Quartzo
Y-7997480.00		0,60-1,50	Silte Rosa
28	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183648.00		0,20-1,50	Argila Amarela
Y-7997463.00			
29	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183990.00		0,20-1,30	Argila Amarela
Y-7997519.00			
30	LD	0,00-0,20	Camada Vegetal
X-183990.00		0,20-1,50	Argila Arenosa Amarela
Y-7997519.00			

[illegible]



## **3.2 CAIXA DE EMPRÉSTIMO**

---

Foram realizados ensaios em uma das caixas de empréstimos observadas. Ainda serão realizados estudos em mais duas caixas pois o volume necessário ainda não foi atingido. A caixa de empréstimo analisada está localizada de acordo com o croqui.

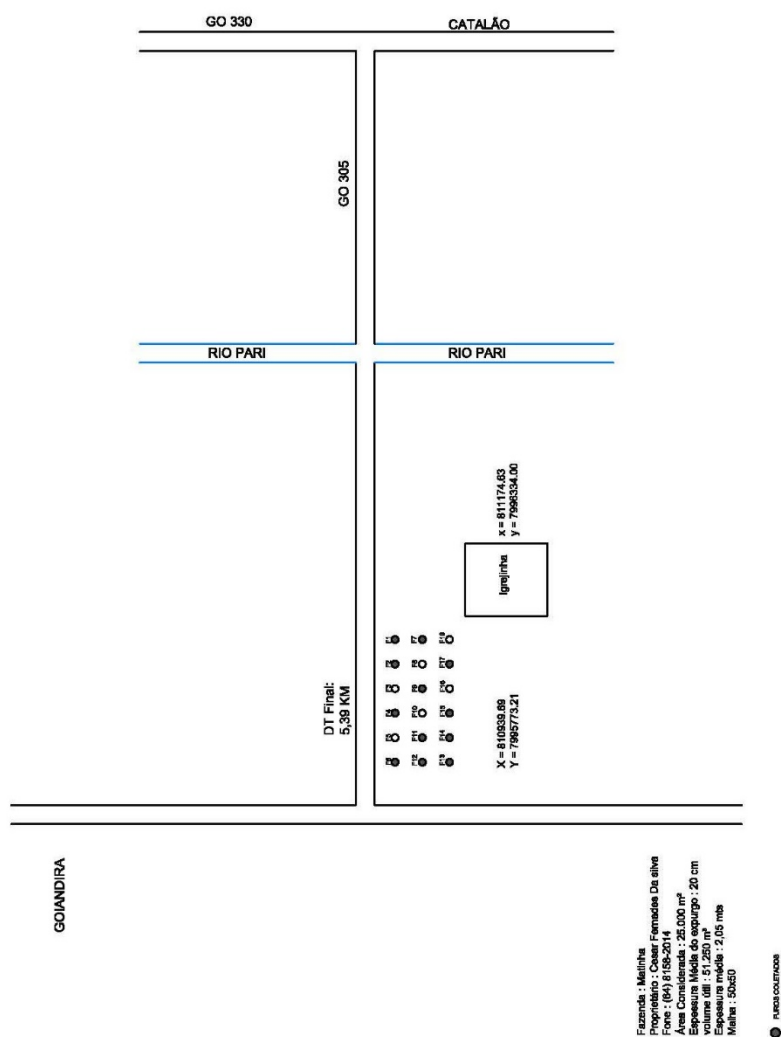


Figura 9: Croqui da Caixa de Empréstimo estudada.





Figura 10: Coordenadas da Caixa de Empréstimo estudada.

BENSOLOS SERVIÇOS GEOTÉCNICOS			
BOLETIM DE SONDAGEM			
Rodovia: SAE de Catalão		Ocorrência: Duplicação da Adutora do Rio	
Trecho:		Pari - Caixa de Empréstimo Concentrada	
		Data: 07/03/2016	
Furo	Posição	Profundidade (m)	Classificação Expedita
1	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,05	Argila Vermelha
2	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
3		0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-1,85	Argila Vermelha
4	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,05	Argila Vermelha
5		0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
6	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,15	Argila Vermelha
7	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,15	Argila Vermelha
8		0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
9	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,05	Argila Vermelha
10		0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
11	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,05	Argila Vermelha
12	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-1,95	Argila Vermelha
13	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,05	Argila Vermelha
14	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
15	C	0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,10	Argila Vermelha
16		0,00-0,20	Camada Vegetal
		0,20-2,15	Argila Vermelha



[illegible]

BENSOLOS SERVIÇOS GEOTECNICOS											
QUADRO RESUMO DE ENSAIOS											
Rodovia: SAE de Catalão					Ocorrência: Duplicação da Adutora do Rio Pari						
Trecho:					Caixa de Empréstimo Concentrada						
					Data: 07/03/2016						
REG. DA AMOSTRA											
ESTACA OU FURO			01	02	04	06	07	09	11	12	13
POSIÇÃO											
PROFUNDIDADE (m)			0,20-2,05	0,20-2,10	0,20-2,05	0,20-2,15	0,20-2,15	0,20-2,05	0,20-2,05	0,20-1,95	0,20-2,05
Granulometria	% Em peso passando	1"	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		3/4"	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		3/8"	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		4	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		10	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		40	94,33	94,10	93,07	94,20	94,09	93,48	94,12	94,26	94,29
		200	64,13	64,79	61,96	63,29	62,07	63,28	63,84	63,96	64,03
Índices Físicos		LL	46,80	46,20	45,98	46,98	45,63	46,98	46,00	46,23	47,00
		IP	15,98	15,30	15,47	15,74	14,96	15,87	15,12	15,96	16,00
EQUIV.DE AREIA											
IG			9	9	8	9	8	9	9	9	9
CLASSIF. H.R.B.			A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5
EN. COMP. / N° GOLPES			12	12	12	12	12	12	12	12	12
Compactação	Lab.	UMID. (%)	20,40	22,40	20,80	21,80	20,70	20,80	20,40	20,70	20,60
		DENS. (Kg/m³)	1,590	1,580	1,600	1,560	1,580	1,600	1,568	1,585	1,582
	Campo	DENS. (Kg/m³)									
		UMID. (%)									
		% COMP.									
ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	CP nº	UMID. (%)	15,40	17,10	16,00	16,50	16,00	16,20	15,70	15,50	15,50
		DENS. (Kg/m³)	1,344	1,350	1,360	1,450	1,300	1,400	1,390	1,378	1,365
		I.S.C. (%)	2,30	1,90	2,30	2,20	1,60	2,60	2,20	2,20	2,30
		EXP. (%)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	CP nº	UMID. (%)	17,40	19,20	18,00	18,50	18,00	18,20	17,70	17,50	17,55
		DENS. (Kg/m³)	1,460	1,450	1,450	1,520	1,450	1,510	1,470	1,460	1,460
		I.S.C. (%)	7,20	6,30	5,70	5,60	5,20	5,40	8,55	6,90	5,60
		EXP. (%)	0,60	0,50	0,57	0,62	0,55	0,59	0,58	0,54	0,48
	CP nº	UMID. (%)	19,20	21,20	20,00	20,60	20,10	20,30	19,75	19,60	19,60
		DENS. (Kg/m³)	1,580	1,560	1,590	1,560	1,570	1,590	1,550	1,552	1,550
		I.S.C. (%)	9,10	9,30	9,90	9,40	9,90	9,40	9,10	10,80	9,90
		EXP. (%)	0,47	0,40	0,41	0,46	0,48	0,46	0,44	0,46	0,39
	CP nº	UMID. (%)	21,50	23,30	22,10	22,60	22,10	22,30	21,80	21,00	21,00
		DENS. (Kg/m³)	1,579	1,570	1,550	1,560	1,550	1,560	1,510	1,550	1,542
		I.S.C. (%)	6,60	6,20	3,30	4,20	4,80	6,30	3,80	5,60	4,10
		EXP. (%)	0,38	0,32	0,32	0,41	0,32	0,38	0,38	0,23	0,32
	CP nº	UMID. (%)	23,50	25,30	24,10	24,60	24,10	24,30	23,80	23,60	23,60
		DENS. (Kg/m³)	1,475	1,430	1,420	1,510	1,440	1,440	1,410	1,460	1,450
		I.S.C. (%)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		EXP. (%)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	I.S.C. FINAL (%)		9,20	9,90	10,20	9,80	10,30	10,00	9,00	11,00	9,50
	EXPANSÃO (%)		0,44	0,40	0,40	0,43	0,44	0,45	0,40	0,38	0,41
DENSIDADE APARENTE											



BENSOLOS SERVIÇOS GEOTÉCNICOS											
QUADRO RESUMO DE ENSAIOS											
Rodovia: SAE de Catalão					Ocorrência: Duplicação da Adutora do Rio Pari						
Trecho:					Caixa de Empréstimo Concentrada						
					Data: 07/03/2016						
REG. DA AMOSTRA											
ESTACA OU FURO			14	15	17						
POSIÇÃO											
PROFUNDIDADE (m)			0,20-2,10	0,20-2,10	0,20-1,80						
Granulometria	% Em peso passando	1"	100,00	100,00	100,00						
		3/4"	100,00	100,00	100,00						
		3/8"	100,00	100,00	100,00						
		4	100,00	100,00	100,00						
		10	100,00	100,00	100,00						
		40	94,15	94,14	94,17						
		200	63,82	63,79	63,86						
Índices Físicos		LL	45,96	47,10	46,58						
		IP	15,36	15,36	16,26						
EQUIV.DE AREIA											
IG			9	9	9						
CLASSIF. H.R.B.			A-7-5	A-7-5	A-7-5						
EN. COMP. / N° GOLPES			12	12	12						
Compactação	Lab.	UMID. (%)	20,40	20,40	20,80						
		DENS. (Kg/m³)	1,587	1,589	1,590						
	Campo	DENS. (Kg/m³)									
		UMID. (%)									
ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	CP nº	% COMP.									
		UMID. (%)	15,60	15,50	15,70						
		DENS. (Kg/m³)	1,470	1,390	1,435						
		I.S.C. (%)	2,60	1,60	2,60						
	CP nº	EXP. (%)	0,00	0,00	0,00						
		UMID. (%)	17,60	17,50	17,70						
		DENS. (Kg/m³)	1,520	1,475	1,498						
		I.S.C. (%)	5,60	4,80	8,55						
	CP nº	EXP. (%)	0,51	0,60	0,59						
		UMID. (%)	19,60	19,55	19,70						
		DENS. (Kg/m³)	1,570	1,560	1,562						
		I.S.C. (%)	9,30	10,80	10,20						
	CP nº	EXP. (%)	0,41	0,48	0,46						
		UMID. (%)	21,70	21,60	21,75						
		DENS. (Kg/m³)	1,550	1,570	1,540						
		I.S.C. (%)	3,80	3,50	4,40						
	CP nº	EXP. (%)	0,33	0,37	0,32						
		UMID. (%)	23,70	23,60	23,80						
		DENS. (Kg/m³)	1,489	1,535	1,420						
		I.S.C. (%)	0,00	0,00	0,00						
			EXP. (%)	0,00	0,00	0,00					
			I.S.C. FINAL (%)	9,80	10,00	9,80					
		EXPANSÃO (%)	0,38	0,42	0,45						
DENSIDADE APARENTE											

Até o momento, os resultados de apenas umas das jazidas, denominada jazida 01, outras duas jazidas estão sendo estudadas para atender o volume de aterro previsto no projeto, conforme croqui a seguir:

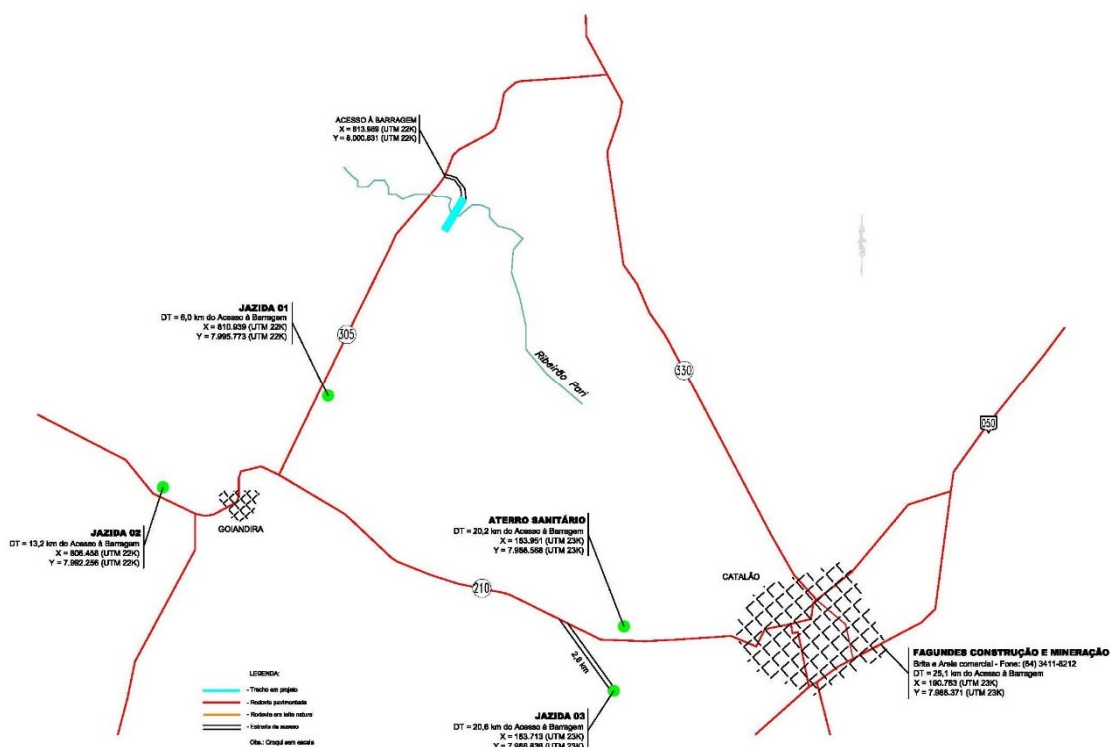


Figura 11 – Croqui de ocorrências para aterro e bota-fora

### 3.3 SONDAGEM ROTATIVAS

Foram executados 05 (CINCO) furos de sondagem rotativa.

#### 3.3.1 - Definição

Sondagem rotativa é um método de investigação que consiste no uso de um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho.

#### 3.3.2 – Identificação

As sondagens rotativas foram identificadas pelas letras SM, seguidas de número indicativo. Em cada obra, o número indicativo deve ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.



### 3.3.3 – Equipamentos e ferramentas

**A)** A firma empreiteira forneceu equipamentos, acessórios e ferramentas para a execução de sondagens que atenderam a programação e às especificações estabelecidas no contrato de serviços.

**B)** Os equipamentos e ferramentas constaram dos seguintes elementos principais: tripé, sonda rotativa, bomba d'água, hastes, barriletes, coroas, luvas alargadoras (calibradores), tubos de revestimento e demais acessórios e ferramentas necessárias à execução de sondagens rotativas.

**C)** Os equipamentos utilizados seguiram as normas de padronização de dimensões e de nomenclatura de equipamentos de sondagens, para permitir a permutabilidade de peças provenientes de diversos fabricantes. Existem dois sistemas que normatizam mundialmente as dimensões e as nomenclaturas para sondagens rotativas: padrão DCDMA (Diamond Core Drill Manufacturers Association) ou americano, que adota a combinação de duas ou mais letras para designar diâmetros e modelos dos equipamentos; e o padrão europeu, também conhecido por sistema métrico ou Craellius, que expressa o diâmetro do furo em milímetros e uma ou mais letras, para designar o modelo do equipamento.

**D)** O diâmetro utilizado na execução da sondagem rotativa foi o BW.

**E)** Foi utilizado o Barrilete duplo-livre, constituído por dois tubos. Entre as partes da cabeça do barrilete, onde os tubos são rosqueados, existe um sistema de rolamentos. Assim, enquanto o tubo externo gira com a coluna de perfuração, o tubo interno permanece estacionário ou gira lentamente. O testemunho fica protegido do atrito com a parede do barrilete e o contato do testemunho com o fluido de circulação se dá entre a extremidade do tubo interno e a face da coroa. Existem variações desse barrilete, com saída do fluido de circulação na face interna da coroa (saída lateral) ou na parte inferior (saída frontal), para obter recuperação de boa qualidade de maciço alterado e muito fraturado. É utilizado também quando se pretende recuperar materiais de preenchimento de fraturas.

### 3.3.4 – Execução da sondagem



**A)** A sondagem foi inicializada após uma limpeza de uma área que permitiu o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e a abertura de um sulco ao redor, que desviou as águas de enxurradas, nos dias de chuva. A sonda foi firmemente ancorada no terreno, de maneira a minimizar as vibrações e a consequente transmissão para a composição da sondagem.


**B)** Foram empregados todos os recursos das sondagens rotativas, de maneira a assegurar a perfeita recuperação de todos os materiais atravessados. Os principais recursos foram à escolha de equipamentos e acessórios apropriados às condições geológicas, emprego de lamas bentoníticas como fluido de perfuração, realização de manobras curtas e adequação da velocidade de perfuração às características geológicas da rocha perfurada. A alta recuperação de testemunho, especificamente de trechos de maciços rochosos extremamente alterados e/ou muito fraturado, pode ser conseguida com emprego de sonda rotativa de avanço manual, sob controle de um bom sondador.

**C)** Quando, no avanço da sondagem rotativa, ocorrer mais de 50 cm de material mole ou incoerente, salvo em especificação em contrário, foi executado um ensaio de penetração SPT, seguido de outros a intervalos de 1 m, até serem atingidas novamente o impenetrável.

**D)** Quando a sondagem atingiu o nível freático, foi registrada sua profundidade. Os níveis d'água foram medidos todos os dias, antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte a conclusão da sondagem.




RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
<div></div>					COORDENADAS:					REVESTIMENTO: Ø BW BARRILETE: Ø NW (barrilete duplo móvel giratório) Ø EXTERNO: 59,6 mm Ø INTERNO: 42,0 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
					N: 8.000.264,000 E: 813.760,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
OBRA: BARRAGEM					Nº FURO: SM - 01																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
LOCAL: GO305 PONTE SOBRE O RIO PARI - CATALÃO-GO					COTA:					INÍCIO: 23/02/16			TÉRMINO: 26/02/16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
ESCALA 1:100	COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES SPT		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					RUGOSIDADE	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT	NA (m)	Ensaio Infiltração (K=cm/s) Ensaio Perda D'água (EPA)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
					1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1							Nº DE GOLPES					Nº de Camadas	Nº de Testes	Condutividade (K)	Perda (cm³)	Perda (cm³)	Perda (cm³)	Perda (cm³)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
					Recuperação %													30	20	30	40	50								10	15	20	30																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
		1,50		Micaxisto, em fragmentos, extremamente alterado, pouco coerente	21%	0%							A4	F5	C3																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														


RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
<div></div>					COORDENADAS:					REVESTIMENTO: Ø BW BARRILETE: Ø NW (barrilete duplo móvel giratório) Ø EXTERNO: 59,6 mm Ø INTERNO: 42,0 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
					N: 8.000.272,000 E: 813.777,000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
OBRA: BARRAGEM					Nº FURO: SM - 02																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
LOCAL: GO305 PONTE SOBRE O RIO PARI - CATALÃO-GO					COTA:					INÍCIO: 26/02/16					TÉRMINO: 28/02/16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
ESCALA 1:100	COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES SPT		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					RUGOSIDADE	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT	NA (m)	Ensaio Infiltração (K=cm/s) Ensaio Perda D'água (EPA)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
					1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1							R5	R4	R3	R2	R1	R5	R4	R3	R2	R1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
					Recuperação %																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	



[illegible]

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA										COORDENADAS:										REVESTIMENTO: Ø BW																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
<div></div>										N: 8.000.300,000										BARRILETE: Ø NW (barrilete duplo móvel giratório)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
										E: 813.795,000										Ø EXTERNO: 59,6 mm Ø INTERNO: 42,0 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
OBRA: BARRAGEM										Nº FURO: SM - 04																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
LOCAL: GO305 PONTE SOBRE O RIO PARI - CATALÃO-GO										COTA:										INÍCIO: 25/02/16					TÉRMINO: 27/02/16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
ESCALA 1:100	COTA (M)	PROFUNDIDADE (M)	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES SPT		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					RUGOSIDADE	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT	NA (m)	Ensaios Infiltração (K=cm/s) Ensaios Perda D'água (EPA)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
					1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1							A4	F5	C3	A4	F5	C3	A3	F4	C3	A1	F2	C3	A2	F3	C3	A1	F2	C3																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
					Recuperação %																															Nº DE GOLPES		Condição Hídrica																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						</



RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
<div> Engenharia Ltda.</div>					COORDENADAS:					REVESTIMENTO: Ø BW BARRILETE: Ø NW (barrilete duplo móvel giratório) Ø EXTERNO: 59,6 mm Ø INTERNO: 42,0 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
					N: 8.000.319.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
					E: 813.795.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
OBRA: BARRAGEM					Nº FURO: SM - 05																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
LOCAL: GO305 PONTE SOBRE O RIO PARI - CATALÃO-GO										COTA:										INÍCIO: 23/02/16					TÉRMINO: 25/02/16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
ESCALA 1:100	COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES SPT		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					RUGOSIDADE	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT					NA (m)	Ensaio Infiltração (K=cm/s) Ensaio Perda D'água (EPA)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
					1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1					30	20	30	40	50		Condutividade (EPA)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
					Recuperação %																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
				Argila arenosa vermelha																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	</

[illegible]



	<b>RELATÓRIO DE ATIVIDADES</b>
---	--------------------------------

RELATÓRIO DE ATIVIDADES	
Cliente: BASITEC	
Data Inicio: 23/02/2016	Data Fim: 02/03/2016
Atividade: SONDAGEM - ROTATIVA	
Local: GO305 PONTE SOBRE O RIO PARI - CATALÃO - GO	
Ordem	Anexo fotográfico
01	
02	
03	

	<b>RELATÓRIO DE ATIVIDADES</b>
04	<div data-bbox="296 465 767 1088">  </div> <div data-bbox="834 465 1187 1088">  </div>
05	<div data-bbox="352 1126 705 1749">  </div> <div data-bbox="834 1126 1187 1749">  </div>



	RELATÓRIO DE ATIVIDADES
06	<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>
07	 <p style="text-align: center;">Testemunho SM-01</p>

**RELATÓRIO DE ATIVIDADES**

08



Testemunho SM-02

09



Testemunho SM-03



Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha  
CREA: 11.373/D-GO

**RECUPERAÇÃO, RQD E FRATURAMENTO – RIO PARI**

SM-01

TRECHO (m)		AVANÇO (m)	COMPR. (m)	% DE RECUP.	RQD (%)	FRATURAMENTO
0,00	1,50	1,50	0,32	21%	0%	Em fragmentos
1,50	3,00	1,50	0,63	42%	0%	Em fragmentos
3,00	4,50	1,50	0,46	31%	0%	Em fragmentos
4,50	6,00	1,50	0,51	34%	0%	Em fragmentos
6,00	7,50	1,50	0,67	45%	9%	Em fragmentos
7,50	9,00	1,50	0,93	62%	18%	Em fragmentos
9,00	10,50	1,50	0,65	43%	23%	Extremamente fraturado
10,50	12,00	1,50	0,77	51%	0%	Extremamente fraturado
12,00	13,50	1,50	0,66	44%	0%	Em fragmentos
13,50	15,00	1,50	1,49	99%	0%	Em fragmentos
15,00	16,50	1,50	1,50	100%	23%	Em fragmentos
16,50	18,00	1,50	1,47	98%	48%	Em fragmentos
18,00	19,50	1,50	1,46	97%	16%	Em fragmentos

SM-02

TRECHO (m)		AVANÇO (m)	COMPR. (m)	% DE RECUP.	RQD (%)	FRATURAMENTO
0,00	1,50	1,50	0,34	23%	0%	Em fragmentos
1,50	3,00	1,50	0,49	33%	0%	Em fragmentos
3,00	4,50	1,50	1,44	96%	11%	Em fragmentos
4,50	6,00	1,50	1,26	84%	0%	Em fragmentos
6,00	7,50	1,50	1,36	91%	26%	Em fragmentos
7,50	9,00	1,50	0,25	17%	0%	Em fragmentos
9,00	10,50	1,50	0,69	49%	0%	Em fragmentos
10,50	12,00	1,50	1,48	99%	51%	Extremamente fraturado
12,00	13,50	1,50	1,49	99%	76%	Extremamente fraturado
13,50	15,00	1,50	1,47	98%	33%	Extremamente fraturado
15,00	15,50	0,50	0,50	100%	46%	Pouco fraturado

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA  
Rua Jacumã Qd. 121 Lt. 13 Jardim Atlântico • Goiânia - GO  
Fone: (062) 3251-2202 • e-mail: [rodrantunes@hotmail.com](mailto:rodrantunes@hotmail.com)





SM-03

TRECHO (m)		AVANÇO (m)	COMPR. (m)	% DE RECUP.	RQD (%)	FRATURAMENTO
0,00	2,00	Água				
2,00	3,50	1,50	0,75	50%	18%	Em fragmentos
3,50	5,00	1,50	0,85	56%	32%	Muito fraturado
5,00	6,50	1,50	1,00	66%	31%	Extremamente fraturado
6,50	8,00	1,50	1,22	81%	54%	Extremamente fraturado
8,00	9,50	1,50	1,39	92%	36%	Extremamente fraturado
9,50	11,00	1,50	1,38	92%	73%	Muito fraturado
11,00	11,50	0,50	0,50	100%	30%	Pouco fraturado

SM-04

TRECHO (m)		AVANÇO (m)	COMPR. (m)	% DE RECUP.	RQD (%)	FRATURAMENTO
0,00	5,00	SOLO				
5,00	6,50	1,50	0,41	27%	0%	Em fragmentos
6,50	8,00	1,50	1,24	82%	36%	Em fragmentos
8,00	9,50	1,50	1,31	87%	36%	Em fragmentos
9,50	11,00	1,50	1,38	92%	59%	Extremamente fraturado
11,00	12,50	1,50	1,41	94%	80%	Medianamente fraturado
12,50	14,00	1,50	1,43	95%	81%	Muito fraturado
14,00	15,50	1,50	1,48	98%	78%	Medianamente fraturado

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA  
Rua Jacumã Qd. 121 Lt. 13 Jardim Atlântico • Goiânia - GO  
Fone: (062) 3251-2202 • e-mail: [rodrantunes@hotmail.com](mailto:rodrantunes@hotmail.com)



SM-05

TRECHO (m)		AVANÇO (m)	COMPR. (m)	% DE RECUP.	RQD (%)	FRATURAMENTO
0,00	2,00	SOLO				
2,00	3,50	1,50	0,37	24%	0%	Em fragmentos
3,50	5,00	1,50	0,36	24%	0%	Em fragmentos
5,00	6,50	1,50	0,38	25%	0%	Em fragmentos
6,50	8,00	1,50	0,37	24%	0%	Em fragmentos
8,00	9,50	1,50	0,53	35%	0%	Em fragmentos
9,50	11,00	1,50	0,69	46%	18%	Extremamente fraturado
11,00	12,50	1,50	1,00	66%	10%	Em fragmentos
12,50	14,00	1,50	1,44	96%	73%	Extremamente fraturado
14,00	15,50	1,50	1,08	72%	26%	Em fragmentos
15,50	17,00	1,50	1,46	97%	77%	Extremamente fraturado
17,00	18,50	1,50	1,50	100%	100%	Medianamente fraturado
18,50	20,00	1,50	1,50	100%	100%	Medianamente fraturado
20,00	20,50	0,50	0,50	100%	100%	Pouco fraturado

Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha

CREA: 11.373/D-GO

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA  
Rua Jacumã Qd. 121 Lt. 13 Jardim Atlântico • Goiânia - GO  
Fone: (062) 3251-2202 • e-mail: [rodrantunes@hotmail.com](mailto:rodrantunes@hotmail.com)



## 4 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

---

## 4.1 DADOS FLUVIOMÉTRICOS DISPONÍVEIS

Não existem estações fluviométricas na bacia do Rio Pari, no entanto, há uma estação em uma bacia vizinha que foi analisada no presente estudo (Divinópolis – Código ANA 60050000). Esses dados foram utilizados para o ajuste de um modelo hidrológico chuva-vazão que foi utilizado para a geração da série de caudais no local do barramento.

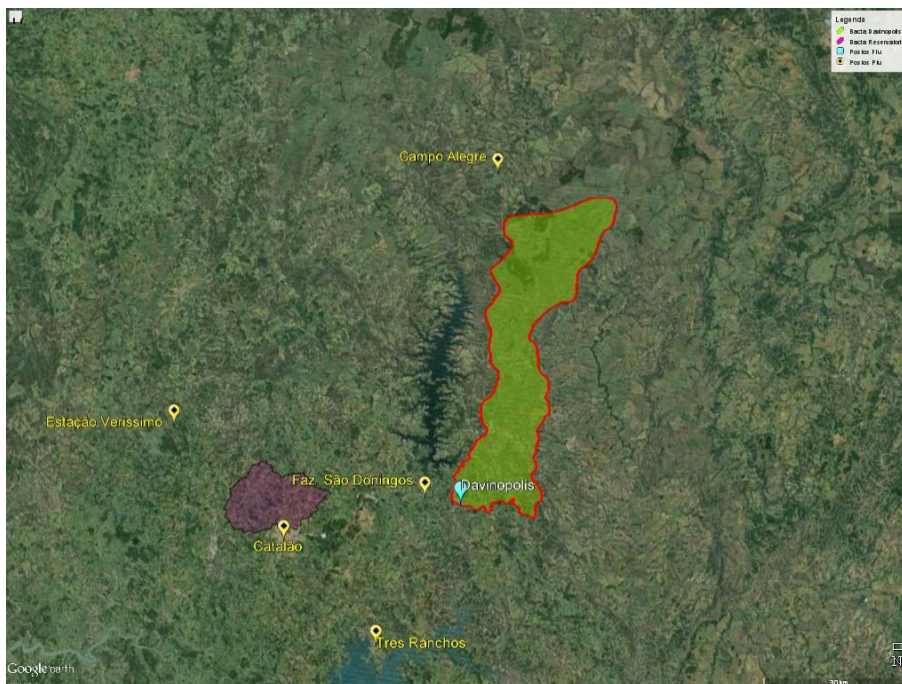


Figura 12: Localização do posto pluviométrico e fluviométrico na região da bacia da barragem do rio Pari.

Os dados dos postos fluviométricos foram obtidos no banco de dados da Agência Nacional de Águas - ANA e referem-se a medições de descarga líquida, leituras de réguas, vazões médias diárias, curvas-chave, fichas descritivas etc. Com isso os dados de vazão empregados no estudo da disponibilidade hídrica do reservatório são apresentados na Tabela 1.



Tabela 1: Vazões mensais (em m³/s) no posto de Davinópolis

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
1974	-	-	-	-	-	-	9.6	7.9	5.2	11.6	6.6	13.0	9.0
1975	18.0	15.2	8.6	10.2	6.7	4.4	3.8	2.7	1.9	4.0	12.8	16.3	8.7
1976	11.3	14.3	16.9	10.1	6.6	4.8	4.7	2.9	5.6	6.5	17.9	54.8	13.0
1977	39.5	28.8	14.1	24.1	13.6	10.0	7.3	5.3	4.8	8.6	11.3	31.9	16.6
1978	47.4	21.1	30.0	24.9	13.7	10.8	8.5	6.2	5.2	5.6	16.8	32.9	18.6
1979	62.7	83.5	31.5	30.6	16.5	13.4	10.2	8.4	10.0	6.1	17.5	22.6	26.1
1980	64.4	66.3	23.5	30.5	17.7	13.8	10.5	7.9	6.4	6.0	18.9	26.3	24.4
1981	54.2	20.8	20.5	16.3	12.4	10.5	7.7	6.3	4.8	10.1	33.8	32.2	19.1
1982	40.5	28.6	61.2	28.2	18.7	13.8	10.7	8.4	6.6	11.0	12.0	15.8	21.3
1983	50.6	54.8	38.7	33.1	19.8	14.3	12.3	8.7	8.3	13.6	15.3	41.2	25.9
1984	25.1	14.4	16.1	20.3	10.7	7.5	5.7	5.2	6.7	4.5	7.9	17.7	11.8
1985	45.0	25.9	29.6	16.6	11.3	8.2	6.7	5.2	5.0	4.6	8.6	21.1	15.7
1986	50.5	32.8	22.7	14.1	11.0	8.1	6.7	7.3	5.0	4.4	5.8	14.0	15.2
1987	22.8	15.4	14.7	17.7	10.3	7.5	5.5	4.3	4.0	7.1	12.5	36.0	13.2
1988	22.8	36.7	37.1	22.2	11.7	10.2	7.1	5.4	3.9	7.9	10.5	26.2	16.8
1989	25.8	24.8	20.5	11.1	7.8	6.9	5.4	5.0	4.4	4.5	17.8	53.3	15.6
1990	46.6	22.8	24.8	16.0	14.3	10.5	10.4	6.5	6.8	5.6	14.9	23.5	16.9
1991	17.6	24.8	20.6	11.1	7.8	6.9	5.4	5.0	4.4	4.6	14.7	23.5	12.2
1992	47.3	57.7	26.6	23.1	15.0	10.4	8.4	6.7	7.2	10.1	25.0	52.0	24.1
1993	18.1	26.9	15.5	15.8	9.7	8.8	5.9	6.0	4.7	5.1	7.4	22.9	12.2
1994	32.4	14.0	35.9	15.3	10.5	7.9	6.7	5.1	3.4	3.8	15.9	25.7	14.7
1995	24.3	40.8	19.5	14.5	16.4	8.6	7.3	6.8	6.0	5.3	11.0	16.8	14.8
1996	20.1	10.1	15.5	9.7	6.3	4.6	3.7	3.4	3.1	3.4	14.5	21.1	9.6
1997	37.4	19.5	26.7	20.3	12.7	10.8	7.2	5.7	4.6	4.8	6.8	22.8	14.9
1998	18.1	19.9	13.2	9.4	8.9	6.3	4.1	3.2	2.3	3.1	6.7	19.0	9.5
1999	19.7	12.1	37.3	12.5	8.1	6.0	4.6	3.2	3.0	3.3	6.2	10.0	10.5
2000	21.7	29.2	15.5	8.5	6.6	5.7	4.3	6.9	3.7	12.2	29.8	16.5	13.4
2001	10.5	13.7	10.8	6.8	5.4	4.0	3.0	3.4	5.9	10.4	11.5	21.3	8.9
2002	30.7	18.1	13.9	9.0	7.0	5.8	4.7	4.7	5.1	4.5	15.0	33.4	12.7
2003	27.3	21.2	19.0	11.1	8.1	6.5	5.4	4.4	4.4	10.8	17.5	27.6	13.6
2004	27.0	30.3	26.7	18.1	13.0	10.6	7.9	5.8	4.9	6.1	28.8	65.5	20.4
2005	31.9	58.8	20.5	17.3	10.8	8.0	6.4	5.4	3.8	18.9	52.0	26.8	21.7
2006	21.2	30.3	29.1	18.2	11.6	9.0	6.9	6.5	-	-	-	-	16.6
Media	32.3	29.2	23.6	17.1	11.3	8.6	6.8	5.6	5.0	7.1	15.7	27.6	15.7
Desvio	14.7	17.4	10.6	7.1	3.9	2.8	2.3	1.7	1.7	3.7	9.6	13.2	5.0
CV	0.46	0.60	0.45	0.41	0.34	0.33	0.34	0.29	0.33	0.51	0.61	0.48	0.32

## 4.2 DETERMINAÇÃO DA SÉRIE FLUVIOMÉTRICA NO EIXO DO RESERVATÓRIO

Como não se dispõe de uma série de dados de vazão tanto no local do reservatório quanto no rio em que ele será implantado, foi preciso construir um modelo hidrológico para o local de modo a se utilizar os parâmetros do mesmo para determinar a série fluviométrica.

O uso de modelos em detrimento de métodos estatísticos se dá por 2 motivos principais:

**A)** Inexistência de estações na bacia de estudo: o uso direto de séries existentes é recomendado quando existem estações localizadas no rio de estudo próximas ao ponto de interesse, assim, pode-se aplicar métodos de adimensionalização das vazões de modo a se estimar o caudal no ponto desejado

**B)** Diferença de regime de chuvas: as duas bacias, onde o posto está instalado e onde se deseja os dados, apresentam diferenças de regime de precipitação, principalmente na parte próximo à barragem. Essa diferença deve ser levada em conta no processo e a maneira mais recomendada para isso é o uso de um modelo chuva-vazão.

O modelo adotado neste trabalho foi o Tank-Model proposto por Sugawara (1987) e empregado em diversos trabalhos de dimensionamento no Brasil. O modelo apresenta uma

estrutura simples compatível para estudos em locais onde há pouca disponibilidade de dados. A descrição sucinta do modelo empregado é apresentada a seguir.

#### 4.2.1 Modelo Tank-Model

O principal dado de entrada do modelo Tank Model é a precipitação na bacia. Na configuração adotada neste trabalho o modelo trabalha com dados diários de chuvas que precisam ser calculados para a bacia. O método adotado para este cálculo foi o Multiquadríc proposto por Balascio (2001). A principal vantagem deste método é não necessitar de preenchimento de falhas dos postos uma vez que ele utiliza automaticamente todas as informações existentes. A descrição do método é feita a seguir.

O modelo empregado neste trabalho será o do tipo Tanque. Tais modelos se caracterizam por apresentar uma estrutura simples e de fácil implementação além de serem os mais indicados para análise de períodos mais longos como o mês, e são muito utilizados no Japão (SINGH e WOOLHISER, 2002). A estrutura do modelo Tank Model, para regiões úmidas, consiste de três tanques arranjados verticalmente em série (Figura 11).

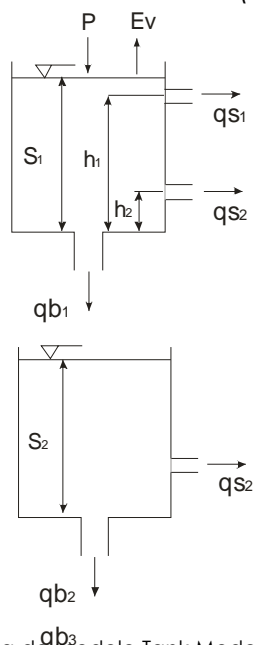


Figura 13: Esquema do modelo Tank Model adotado

A descarga de água no primeiro tanque, através das duas saídas laterais, corresponde, conceitualmente, aos escoamentos de superfície e hipodérmico. A água no segundo tanque que eflui através da saída lateral é equivalente ao escoamento intermediário. O fluxo através da saída lateral do último tanque corresponde ao fluxo de base ou subterrâneo. Assim a soma total de todas essas saídas laterais, corresponde a vazão do rio na seção considerada (GALVÃO e VALENÇA, 1999).

Para cada tanque, a vazão lateral  $Q$  (saída), é proporcional à altura da água  $h$  armazenada no tanque, acima da saída lateral, e é expressa por  $Q=a.h$ , onde  $a$  é o coeficiente da saída lateral, calculado pelo modelo.

Os parâmetros empregados no modelo são:

- alturas das descargas ( $h$  - em mm):  $h_1$ ,  $h_2$ , e  $h_3$ .
- coeficientes de descarga ( $a$ ):  $a_1$ ,  $a_2$ , e  $a_3$ ;



- coeficientes de base (b) b1 e b2';
- coeficiente de Evaporação (CE);

Totalizam 9 parâmetros, o que é um número razoável para um modelo deste tipo. Além disso, o modelo conta com a maioria dos parâmetros sendo adimensionais, o que é relevante para o processo de regionalização. A altura embora tenha uma dimensão, (mm) está relacionada com a altura precipitada, e nenhum parâmetro possui relação com a área ou a dimensão da bacia.

Para a determinação do conjunto de parâmetros que irá representar a região utilizou-se uma série de vazões-precipitações observadas na bacia do posto Davinópolis. Como existem infinitas possibilidades de arranjo dos parâmetros recorreu-se a um processo automático de calibração que é descrito no item 4.2.3.

#### 4.2.2 Determinação da Chuva Média na Bacia

A obtenção do precipitado total em uma bacia não é de forma direta, pois a precipitação é uma tomada em apenas alguns pontos, fornecendo, portanto, apenas dados pontuais da precipitação. Para estimar o total precipitado na bacia é necessária a interpolação dos dados existentes de forma a se determinar a precipitação em toda a área.

O método foi proposto inicialmente por Hardy (1971) para aplicação em Ciências Geofísicas. Posteriormente, Shaw e Lynn (1972) aplicaram a técnica para ajuste de superfícies com dados de precipitação, apontando a mesma como uma boa alternativa.

De forma geral, admite-se que a superfície formada pela precipitação pode ser encontrada pela superposição de diversas superfícies quadradas individuais com origem nos distintos pontos de observação. Essas superfícies individuais podem ser de natureza parabólica (Equação 4.1) ou hiperbólica (Equação 4.2):

$$P(x, y) = \sum_j^N c_j \left[ (x - x_j)^2 + (y - y_j)^2 \right] \quad (4.1)$$

$$P(x, y) = \sum_j^N c_j \left[ (x - x_j)^2 + (y - y_j)^2 + q^2 \right]^{1/2} \quad (4.2)$$

Nas quais  $c_j$  representam os coeficientes de ponderação de cada estação. No caso particular das superfícies hiperbólicas, com  $q = 0$ , as mesmas representam cones, e este será o modelo empregado neste trabalho, já que têm um ajuste mais suave e uma implementação mais simples (LEE; LYNN; SHAW, 1974). Este aspecto é importante ao se considerar que nos casos práticos, podem haver necessidade de algumas extrapolações ou mesmo a existência de "vazios" na área interna da rede de monitoramento.

Os valores dos coeficientes de ponderação de cada posto podem ser encontrados pela solução de um sistema, empregando-se os dados conhecidos. Como os demais métodos de interpolação, a existência de uma quantidade de postos significativa próximos aos limites da bacia permite uma melhor interpolação interna (BALASCIO, 2001). A configuração simplificada do problema torna-se:

$$\underline{L}\underline{c} = \underline{P} \quad (4.3)$$

onde  $\underline{c}$  representa um vetor com  $N$  coeficientes de ponderação,  $\underline{z}$  é o vetor composto pelos  $N$  valores observados em questão e  $\underline{L} = \{l_{ij}\}$  é uma matriz  $N \times N$  das seguintes equações:

$$l_{ij} = \left[ (x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2 \right]^{1/2} \quad (4.4)$$

No caso da opção pelas equações cônicas, observa-se que essa matriz é simétrica em torno da diagonal principal e que seus valores dependem unicamente da posição dos postos empregados. Pode também ser usado um número maior de pontos observados no ajuste dos

coeficientes. Em decorrência, o sistema terá mais equações do que incógnitas e deverá ser resolvido por meio de técnicas numéricas. A Figura 12 ilustra o conceito empregado pelo modelo de forma simplificada.

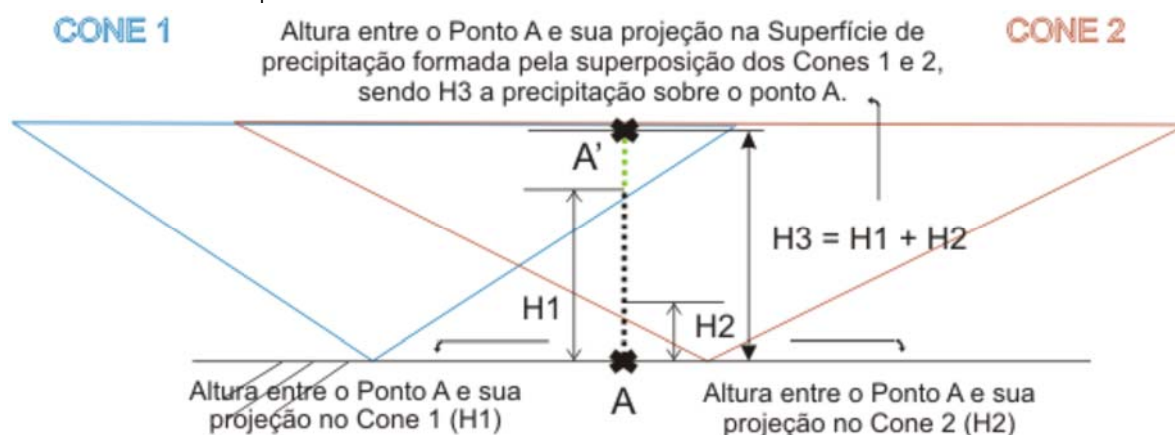


Figura 14: Representação esquemática da superposição de superfícies cônicas para formação da superfície de precipitação.

Borga e Vizzaccaro (1997) estabeleceram uma equivalência formal entre o MQ e o Método de Kriging. Syed et al. (2003), ao compararem a técnica com o Método de Kriging, optaram pelo uso do MQ pela maior praticidade com resultados semelhantes.

Balascio (2001) ainda apresentou uma maneira de reduzir os erros de tendência do MQ. Ele aponta que um dos problemas genéricos dos métodos de ajuste de superfície é ajustar uma superfície horizontal, em especial no caso das equações cônicas com altura inicial nula, pode ocorrer em algumas regiões que o MQ calcule valores menores que zero para a chuva, efeito melhor observado quando as alturas de precipitação observadas são baixas. Entretanto, esta variante não foi aplicada neste trabalho até o momento.

Uma característica observada no MQ é que a determinação da precipitação em um ponto da bacia é função de todos os postos de observação empregados, isso pode contribuir para a minimização dos efeitos de erros locais de medição na determinação da precipitação média.

O método, implementado em plataforma MATLAB, lê os dados diários de precipitação para os N postos observados e define a precipitação mensal para os mesmos e com estes dados são determinados os coeficientes do sistema. Após a determinação dos referidos coeficientes, para cada mês em particular, é feita a interpolação para determinação da precipitação em cada ponto da bacia (conforme a discretização escolhida). Somadas as precipitações, tem-se a precipitação total que, dividida pela área total, nos retorna, para cada mês, a chuva média.

Foram utilizados dados de chuva (séries históricas) de 01/09/1973 até 31/12/2006 totalizando 35 anos (ANA, 2016), o que indica um período estatisticamente representativo. As estações empregadas neste estudo são apresentadas na Tabela 2. A distribuição dos postos no entrono da bacia é apresentada na Figura 10. Verifica-se que não existem estações pluviométricas dentro dos limites da bacia.

O resumo dos resultados (dados mensais) obtido para a precipitação média na bacia de Davinópolis é apresentado na Tabela 3. Vale ressaltar que os dados empregados para a determinação das vazões são diários, sendo que as vazões são determinadas em nível mensal. Na Figura 13 é apresentada a distribuição da precipitação na bacia, verificando-se que existem uma diminuição na direção noroeste. Onde, na parte sudeste da bacia ocorrem os valores máximos, por volta de 1.500 mm, enquanto que na parte sul apresenta os menores valores, em torno de 1400 mm.



Tabela 2: Estações Pluviométricas Utilizadas para o Cálculo da Chuva Média na Bacia de Posto de Davinópolis

Código	Nome	Lat	Long	Altitude (m)
1748001	ESTAÇÃO VERÍSSIMO	-17.972	-48.175	605
1748005	MONTES CLAROS	-17.130	-48.134	706
1847004	CATALÃO	-18.170	-47.958	840
1847006	TRÊS RANCHOS	-18.363	-47.781	703
1847040	FAZENDA SÃO DOMINGOS	-18.103	-47.695	687
1747001	CAMPO ALEGRE DE GOIÁS	-17.504	-47.556	800

Tabela 3: Precipitação média mensal (em mm) na bacia posto de Davinópolis

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
1973	182.1	306.4	228.5	73.9	19.6	10.2	0.0	0.0	51.3	173.2	289.0	334.1	1668.2
1974	510.3	114.1	369.4	141.3	24.8	3.2	0.0	20.6	0.0	158.6	75.5	260.0	1677.8
1975	192.3	148.8	73.3	79.0	19.1	0.0	20.9	0.0	3.4	91.9	328.5	204.4	1161.6
1976	106.8	219.7	118.4	45.7	50.5	0.5	13.4	0.4	96.3	144.0	274.9	415.6	1486.2
1977	250.6	47.5	58.8	124.6	55.6	4.0	0.0	2.0	40.2	143.9	265.1	266.5	1258.9
1978	281.3	158.0	170.8	103.8	60.4	1.7	21.6	0.0	21.7	168.4	313.5	307.7	1608.7
1979	499.1	271.6	125.7	37.7	42.6	0.0	12.1	31.5	99.4	36.6	236.9	322.3	1715.6
1980	394.3	284.7	36.2	270.4	19.6	31.1	0.0	5.2	35.2	82.4	338.7	251.0	1748.9
1981	358.0	34.0	238.4	44.9	27.5	43.6	2.0	2.3	5.9	174.8	385.5	267.2	1584.0
1982	530.6	76.6	420.7	43.0	52.3	0.1	16.7	0.1	37.3	143.9	104.8	223.6	1649.7
1983	480.2	266.0	260.5	164.8	24.9	2.5	53.7	0.0	47.5	204.6	161.6	390.2	2056.4
1984	105.9	89.9	176.0	156.3	11.4	0.0	0.0	74.8	75.8	69.2	142.7	250.9	1152.8
1985	428.2	103.9	194.3	18.6	15.3	0.0	0.0	0.0	68.3	83.5	195.3	307.1	1414.5
1986	326.1	233.7	122.8	8.6	41.3	0.0	16.9	95.7	24.8	82.6	80.0	306.7	1339.1
1987	217.0	75.1	126.9	150.6	26.1	5.9	0.0	1.0	59.7	126.6	156.2	349.3	1294.3
1988	210.4	293.2	216.5	75.3	6.1	28.0	0.0	0.0	0.0	159.3	186.6	329.2	1504.6
1989	199.5	267.3	118.3	28.4	4.4	19.9	32.1	19.8	50.3	122.8	270.8	504.6	1638.3
1990	135.9	156.0	125.1	19.3	105.1	0.0	32.0	43.9	31.5	112.8	126.2	163.4	1051.0
1991	333.1	233.3	392.8	89.2	35.3	0.0	0.0	0.0	51.3	69.1	174.3	267.8	1646.2
1992	372.3	270.4	163.1	116.6	6.4	0.0	0.0	8.1	70.0	174.7	299.6	247.1	1728.4
1993	93.4	223.7	45.2	77.7	26.1	45.4	0.0	41.3	32.1	77.5	138.9	316.9	1118.3
1994	249.9	116.1	291.7	31.8	21.5	7.2	2.9	0.0	0.0	114.8	220.4	228.2	1284.5
1995	160.7	291.9	149.7	42.5	60.3	0.0	0.0	0.0	34.9	163.6	161.1	226.4	1291.0
1996	196.2	125.6	150.0	93.3	28.4	0.0	8.5	10.0	58.0	105.7	305.7	236.7	1318.1
1997	345.8	123.1	249.4	90.4	44.3	33.7	0.0	0.0	40.0	114.3	169.0	285.3	1495.2
1998	230.3	176.2	119.1	64.2	63.1	0.0	0.0	16.7	3.1	156.7	191.3	273.5	1294.1
1999	81.3	242.4	150.9	17.3	0.0	0.0	0.0	11.7	23.7	80.3	156.5	223.2	987.2
2000	192.0	260.7	284.9	36.3	0.0	0.0	3.5	26.6	119.9	51.3	270.4	233.0	1478.7
2001	117.0	46.3	199.9	27.0	47.2	0.2	0.1	27.7	35.2	93.0	259.2	315.1	1167.9
2002	173.5	365.4	170.6	2.2	11.9	0.2	0.1	0.0	43.5	41.4	79.4	286.8	1175.0
2003	507.3	112.0	199.4	55.4	30.4	0.0	0.0	7.8	10.7	69.1	292.5	238.2	1522.9
2004	371.4	397.5	162.7	124.0	8.7	0.0	12.7	0.0	0.0	36.2	155.4	297.6	1566.2
2005	391.6	210.6	265.8	6.9	17.8	8.1	0.0	1.3	13.8	23.6	369.6	285.7	1594.6
2006	128.4	139.2	337.4	99.9	7.0	2.6	7.2	7.8	56.1	157.8	144.4	304.1	1392.0
Media	275.1	190.6	191.6	75.3	29.9	7.3	7.5	13.4	39.4	112.0	215.3	285.9	1443.3
Desvio	136.7	95.0	95.5	57.6	22.7	13.2	12.4	22.2	30.3	48.3	86.4	64.7	239.3
CV	0.50	0.50	0.50	0.76	0.76	1.81	1.65	1.66	0.77	0.43	0.40	0.23	0.17

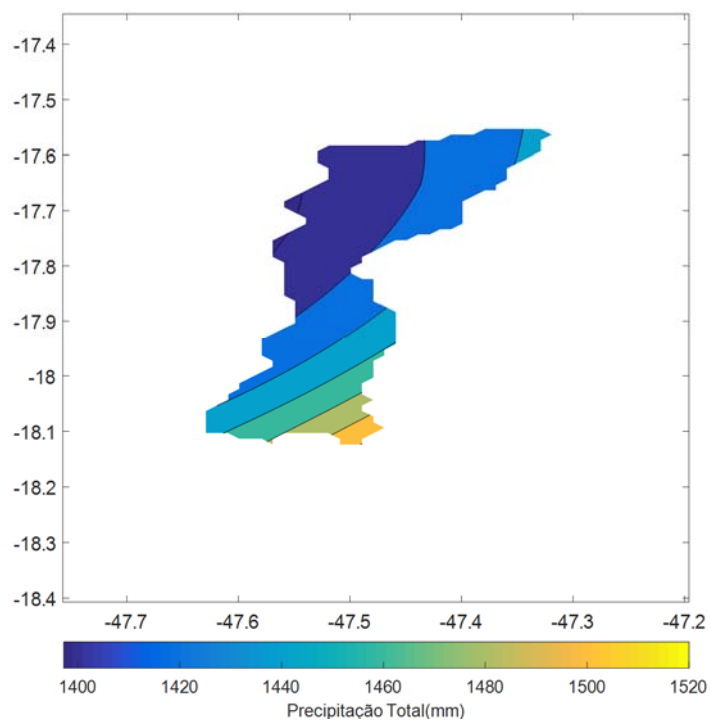


Figura 15: Distribuição da precipitação média anual na bacia do posto Davinópolis



### 4.2.3 Calibração do Modelo

Entende-se por calibração o ajuste dos parâmetros do modelo hidrológico, tentando minimizar os desvios entre os valores observados em campo e os que foram simulados via modelo matemático. É desempenhado modificando os valores dos parâmetros até que o hidrograma calculado reproduza o observado com boa precisão.

Esses ajustes, sobretudo não são uma tarefa fácil, impondo ao modelador um entendimento sobre o comportamento do modelo e parâmetros empregados, bem como uma destreza na busca da melhor combinação das variáveis de decisão. Além de possíveis problemas quanto à qualidade e representatividade dos dados hidrológicos.

Modelos hidrológicos chuva-vazão são utilizados em diferentes áreas dos recursos hídricos. Estes modelos possuem parâmetros que caracterizam uma determinada bacia e necessitam ser ajustados com dados observados de vazão. A calibração de modelos hidrológicos pode ser uma tarefa tediosa quando realizada por tentativa e erro, especialmente quando o usuário do modelo é pouco experiente. Já o ajuste automático é realizado por otimização através de técnicas iterativas, que possuem as seguintes limitações: solução com mínimos locais; solução matemática encontrando parâmetros distantes da realidade física, limitações das funções objetiva, entre outros (COLLISCHONN e TUCCI, 2003).

Ainda segundo Collischonn e Tucci (2003), a função objetivo deve ser representativa quanto à qualidade dos resultados desejados. Geralmente a função quadrática da diferença das vazões apresenta melhor resultado porque não oferecem importantes singularidades. No entanto, quando se escolhe uma função pode-se obter resultados tendenciosos. Por exemplo, a função quadrática tende a priorizar os valores maiores na medida em que se minimiza o desvio quadrático das vazões.

Os parâmetros calibrados na bacia em estudo forma os valores de h1, h2, h3, a1, a2, a3, b1 e b2 e CE através da ferramenta Solver do Excel.

Neste trabalho, não foi utilizada a técnica de modelagem manual (tentativa e erro) e sim, a calibração automática que permite menos subjetividade na análise dos dados, a função objetivo empregada foi a proposta por Nash e Sutcliffe (1971) que é expressa por:

$$\min FO = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{nPD} \left[ \sum_{j=1}^{nQ} (Q_{t,j} - Q_{t,j}^*)^2 \right]}{\sum_{t=1}^{nPD} \left[ \sum_{j=1}^{nQ} (\bar{Q}^* - Q_{t,j}^*)^2 \right]} \quad (4.5)$$

em que:

nPD é o número de padrões de demanda observados;

nQ é o número de padrões de demanda em que há observações de vazões;

Q as vazões simuladas;

Q\* as vazões observada.

$\bar{Q}^*$  é a média das vazões observadas

O procedimento de calibração consistiu em duas etapas: na primeira denominada propriamente de calibração, determina-se um conjunto de parâmetros com uma parte da série de dados, de modo a se minimizar a função objetivo empregada. O período utilizado para a calibração do modelo foi entre setembro de 1974 e agosto de 1990, totalizando 16 anos.

Na segunda etapa é feita a validação dos parâmetros encontrados, empregando-se outro período que não foi empregado na calibração. A validação tem por objetivo analisar a habilidade da calibração implementada em gerar resultados próximos a realidade, quanto

mais próximo, maior é a eficiência do modelo. Dados diferentes dos observados e dos estimados são utilizados para a validação do modelo. As séries originais dos dados observados e estimados podem apresentar tendências e comportamentos cíclicos e introduzem limitações para a utilização de testes estatísticos mais convencionais. O período empregado na validação do modelo foi de setembro de 1990 a agosto de 2006, resultando em 16 anos.

Os resultados obtidos para a calibração do modelo são apresentados na Figura 14 enquanto que na Figura 15 observa-se a comparação entre as vazões originais e as calculadas empregando-se os parâmetros obtidos no processo de calibração. A Tabela 4 apresenta um resumo dos resultados obtidos para a validação e a calibração.

Tabela 4: Resumo dos resultados do modelo Tank Model.

h1	h2	h3	a1	a2	a3	b1	b2	CE
107.94	0.00	200.00	0.000	0.02380	0.00235	0.06108	0.00192	0.76520
	Coef. Nash-Sutcliffe		Volume Anual Escorado (mm)			Precipitação Anual (mm)		
Calibração	0.85		591.6			1511.1		
Validação	0.72		487.2			1361.5		

Com base nos resultados verifica-se que o Coeficiente de Nash-Sutcliffe foi excelente para calibração com valores superiores a 0,85, enquanto que na validação, ocorreu uma piora passando para 0,72. Os gráficos mostram que o modelo apresentou resultados muito bons para os períodos de seca e para os anos médios, enquanto que para os anos que apresentaram picos maiores que 100 mm/mês, houve uma subestimação da vazão para quase todos os anos. Esse problema não é muito relevante para a finalidade do processo de modelagem, uma vez que se está trabalhando com regularização de vazões, na maior parte dos períodos de vazões "altas", estas são perdidas por extravasamento. Assim quando se está trabalhando com o dimensionamento de reservatórios, está-se preocupado em reproduzir bem o comportamento das vazões remanescentes, incluindo a fase de recessão, e neste aspecto o modelo apresentou excelentes resultados tanto na calibração quanto na validação

Assim, tendo em vista a aplicação dos resultados da modelagem pode-se considerar que o modelo atende às necessidades do problema, podendo ser empregado neste trabalho.

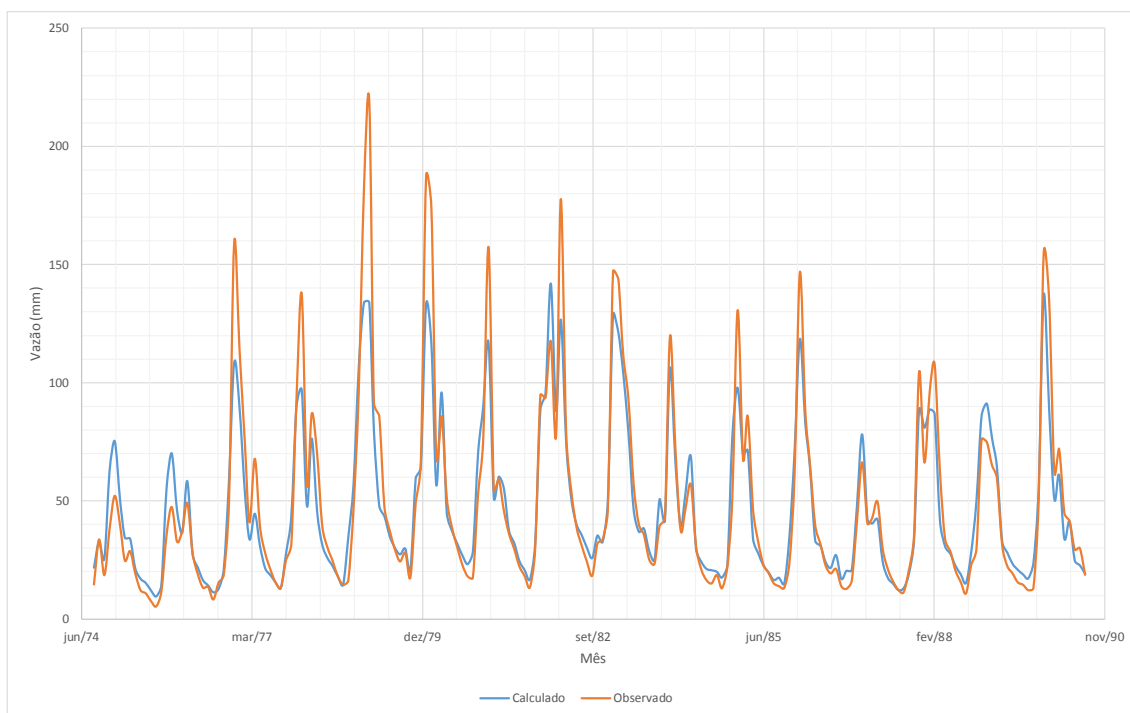


Figura 16: Vazões observadas e calculadas para o posto de Davinópolis para o período de calibração

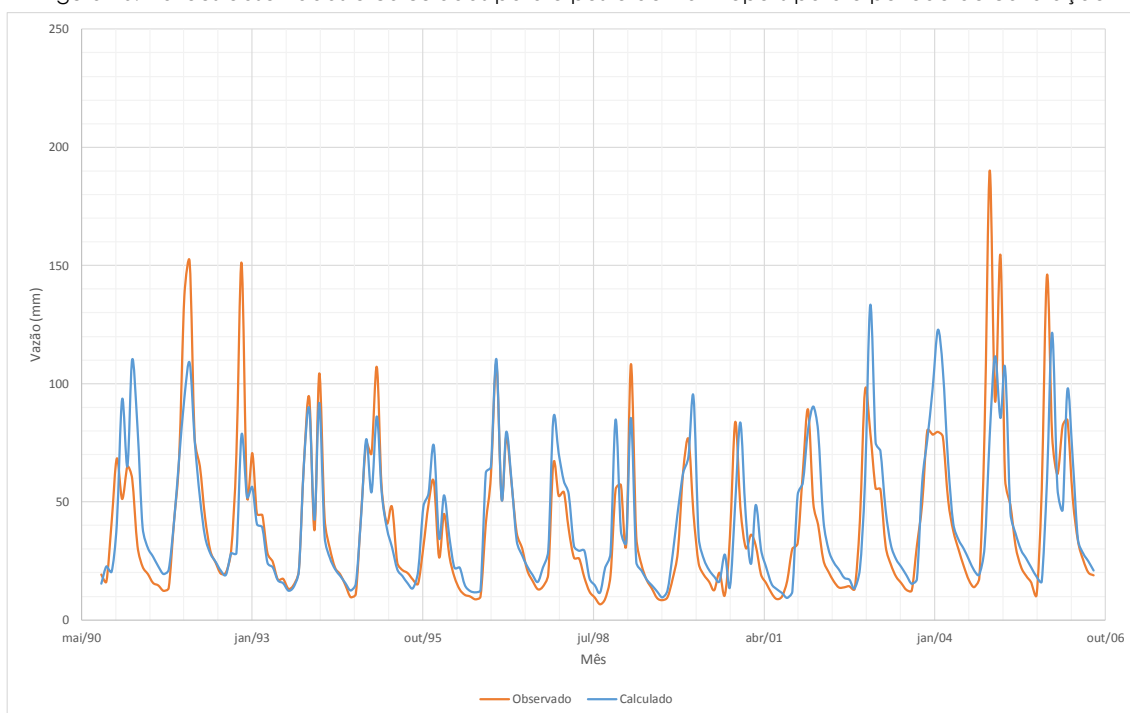


Figura 17: Vazões observadas e calculadas para o posto de Davinópolis para o período de validação

#### 4.2.4 Determinação das Vazões no Local do Empreendimento

As vazões no local do empreendimento foram determinadas com base nos parâmetros do modelo Tank Model determinado para o posto de Davinópolis. Para o cálculo das vazões foi preciso inicialmente determinar a precipitação média diária na bacia para o período de



simulação. Para tanto foi empregado o método Multiquadric já descrito anteriormente. Um resumo dos mesmos é apresentado na Figura 16 e na Tabela 5.

Verifica-se que a precipitação média na bacia é cerca de 6% menor que a vazão no local de calibração do modelo. Os meses mais chuvosos também correspondem ao mesmo período observado para Porto Jerônimo, bem como a proporção da chuva que ocorre no período.

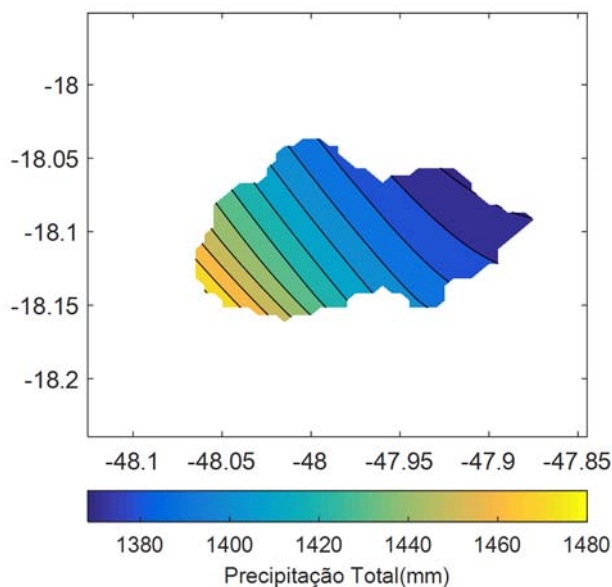


Figura 18: Isoietas das Precipitações Médias Anuais na bacia do Reservatório

Com base nestas informações efetuou-se a determinação das vazões na seção da barragem. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 6 e figura 17.

Verifica-se que a vazão média na bacia é de 2,5 m³/s sendo que o coeficiente de variação foi de 0,36, indicando que a bacia apresenta uma alteração moderada entre os anos relativamente baixa. No entanto, a variação intra-anual é muito elevada com CV de 0,55, sendo que a relação entre o mês de maior vazão (janeiro) e o mais seco (agosto) é de 4,4. Isso indica que a bacia necessita de um reservatório com capacidade de armazenar água para atender os períodos de seca que ocorrem, na maior parte do tempo, dentro do próprio ano hidrológico, devendo ter um volume reduzido inferior ao volume médio que escoar no ano, que é da ordem de 78 Hm³. Conforme especificação original a cota do reservatório (701) corresponde a um volume de aproximadamente 4,3 Hm³, indicando que o reservatório proposto terá pouca capacidade de regularização.

Tabela 5: Precipitação média mensal (em mm) na bacia do Reservatório

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
1973	257.5	204.3	173.2	94.4	20.5	4.6	0.0	0.0	45.4	132.2	200.7	156.9	1289.6
1974	255.7	54.0	368.5	124.7	35.0	11.7	0.0	40.0	0.0	227.2	102.4	364.6	1583.9
1975	223.8	167.4	68.1	49.9	56.7	0.0	15.5	0.0	9.4	51.6	245.3	185.1	1072.7
1976	120.7	279.7	93.2	35.2	39.8	1.2	34.2	10.7	96.8	103.1	257.9	379.7	1452.1
1977	240.0	55.7	124.4	176.2	59.0	21.4	0.0	0.1	49.4	102.4	309.3	215.3	1353.2
1978	379.6	103.3	153.3	78.1	67.7	4.6	9.2	0.0	14.2	130.5	324.5	145.8	1410.8
1979	412.4	214.4	138.7	61.2	33.2	0.0	17.5	25.3	120.7	74.9	281.4	312.6	1692.4
1980	256.9	430.5	24.6	213.6	11.0	20.3	0.0	3.1	51.8	96.8	253.4	329.5	1691.5
1981	317.7	77.9	169.1	46.2	40.0	31.2	4.3	0.1	5.3	234.9	317.1	293.0	1536.7
1982	423.1	90.0	514.0	68.2	114.0	5.2	5.9	2.6	24.1	226.6	100.2	340.4	1914.2
1983	510.3	225.3	311.7	103.1	23.0	7.4	42.1	0.0	94.1	201.2	197.3	440.1	2155.8
1984	84.3	59.8	155.0	61.1	45.1	0.0	0.0	61.9	62.2	68.8	142.0	220.9	961.1
1985	462.3	135.6	227.3	30.3	7.0	0.0	0.0	0.0	31.1	159.0	252.1	222.5	1527.2
1986	258.3	184.1	128.1	12.8	48.8	0.0	16.4	102.6	55.6	110.5	71.6	447.7	1436.4
1987	183.7	72.6	189.9	104.0	12.1	5.8	0.0	6.0	64.2	165.7	220.3	249.2	1273.5
1988	173.1	277.0	153.0	59.6	11.3	23.6	0.0	0.0	16.2	130.9	182.3	174.0	1201.2
1989	183.0	288.1	118.1	38.2	3.2	24.6	19.6	36.5	81.2	47.7	234.3	443.8	1518.3
1990	149.1	176.5	102.1	48.0	45.2	0.0	17.1	15.2	40.4	159.4	189.4	171.8	1114.4
1991	278.0	158.4	358.0	75.3	32.9	0.0	0.0	0.0	38.5	149.6	232.0	288.5	1611.2
1992	319.3	204.7	151.0	89.9	11.5	0.0	0.0	8.0	67.4	145.2	284.4	192.1	1473.4
1993	119.9	299.4	104.8	84.9	18.9	46.1	0.0	41.5	39.7	67.4	110.9	296.8	1230.4
1994	344.5	94.1	303.8	38.8	38.2	6.3	2.8	0.0	1.2	142.0	185.7	294.4	1452.0
1995	191.5	379.9	170.4	40.7	108.0	0.0	0.0	0.0	24.1	136.2	146.9	240.1	1437.9
1996	225.6	152.8	222.8	100.3	17.6	0.0	2.3	12.6	59.3	77.8	197.5	390.1	1458.5
1997	377.7	132.7	274.9	70.4	34.8	57.8	0.0	0.0	39.7	129.7	180.5	250.9	1549.2
1998	194.0	221.7	113.1	55.9	98.9	0.0	0.0	21.3	7.4	143.7	187.7	227.1	1270.8
1999	197.6	225.1	184.6	36.7	0.0	0.0	0.0	1.9	36.2	40.5	122.4	234.7	1079.8
2000	277.9	276.2	295.3	25.0	0.0	0.0	1.1	19.2	105.8	45.4	277.9	259.7	1583.4
2001	127.6	62.9	231.9	62.6	46.2	2.8	5.0	17.8	81.1	102.3	187.6	317.9	1245.6
2002	168.8	358.7	136.1	0.1	18.8	2.1	0.0	0.0	40.8	109.3	77.7	339.1	1251.6
2003	439.9	202.7	176.5	78.3	7.7	0.0	0.0	1.4	40.7	128.7	230.4	212.1	1518.4
2004	250.3	377.5	146.5	128.3	3.4	0.0	24.4	0.0	0.0	42.1	143.9	258.4	1374.8
2005	419.3	152.6	254.8	29.8	12.4	8.3	0.0	15.3	23.6	67.3	297.9	352.1	1633.4
2006	165.6	133.0	266.7	156.1	7.4	0.0	0.0	0.5	61.3	187.6	212.4	335.1	1525.6
Media	264.4	192.0	194.2	72.9	33.2	8.4	6.4	13.0	45.0	121.7	204.6	281.8	1437.7
Desvio	110.9	102.0	99.2	46.2	29.6	14.0	10.8	21.9	31.5	54.3	69.6	83.2	239.2
CV	0.42	0.53	0.51	0.63	0.89	1.67	1.68	1.68	0.70	0.45	0.34	0.30	0.17

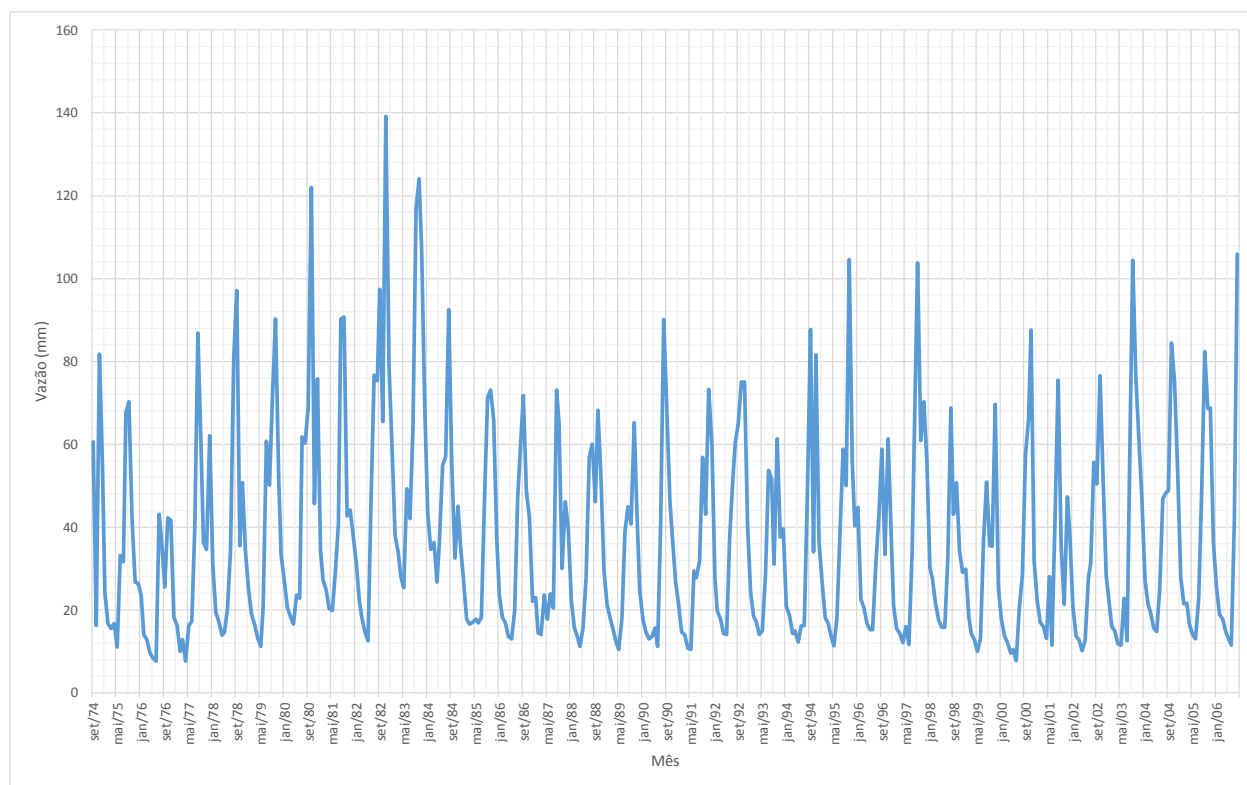


Figura 19: Vazões calculadas (em mm) para o local do barramento

Tabela 6: Vazões calculadas (em mm) para o local do barramento

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	60.5	16.2	81.7	54.5	24.2	16.8	15.5	16.7	11.1	33.1	31.7	67.6	429.7
1976	70.2	41.6	26.7	26.4	23.4	14.0	12.8	9.8	8.3	7.6	43.2	34.8	318.8
1977	25.5	42.3	41.7	18.3	16.2	10.0	12.8	7.6	16.2	17.3	40.2	86.9	335.0
1978	59.3	36.3	34.7	62.1	31.1	19.4	17.2	13.8	14.6	20.2	34.6	80.9	424.2
1979	97.0	35.6	50.7	34.2	25.2	19.0	16.5	13.1	11.2	21.1	60.8	50.2	434.5
1980	71.2	90.3	51.6	33.3	27.3	20.7	18.4	16.5	23.6	22.8	61.7	60.2	497.7
1981	68.9	122.0	45.7	75.7	34.4	27.1	24.9	20.3	19.8	29.3	40.8	90.2	599.2
1982	90.7	42.7	44.1	38.1	31.3	22.1	18.3	14.7	12.6	46.9	76.6	75.3	513.5
1983	97.5	65.6	139.2	78.9	59.2	37.9	34.0	28.1	25.4	49.2	42.2	64.5	721.7
1984	116.9	124.0	106.8	69.5	43.2	34.6	36.3	26.8	36.7	55.0	57.0	92.6	799.4
1985	55.5	32.6	45.1	35.9	27.5	17.8	16.6	17.0	17.8	16.9	18.2	46.2	347.1
1986	71.3	73.1	65.9	37.3	23.8	18.2	17.0	13.6	13.0	19.8	47.4	58.5	458.6
1987	71.8	48.8	42.4	22.1	23.0	14.6	14.1	23.6	17.8	23.9	20.4	73.0	395.4
1988	65.2	30.0	46.1	39.6	22.2	15.7	13.9	11.2	15.7	27.6	57.0	59.9	404.2
1989	46.2	68.1	52.1	29.6	21.4	17.9	15.2	12.1	10.5	17.9	39.0	44.9	374.8
1990	40.8	65.2	45.5	24.8	17.7	14.7	13.0	13.6	15.7	11.2	40.9	90.1	393.1
1991	67.9	46.1	35.4	26.9	21.4	14.6	14.0	10.8	10.5	29.4	27.7	31.8	336.6
1992	56.8	43.1	73.3	60.2	27.6	19.7	17.7	14.3	14.0	37.7	51.4	60.4	476.4
1993	65.0	75.0	75.0	40.3	24.1	18.4	17.2	14.0	14.9	28.6	53.8	51.6	477.9
1994	31.0	61.4	37.6	39.6	20.9	18.7	14.3	14.9	12.3	16.1	16.3	47.1	330.1
1995	87.8	34.0	81.6	36.5	26.6	18.0	16.8	13.5	11.4	17.9	38.3	58.8	441.1
1996	50.0	104.5	55.7	40.3	44.7	22.6	20.5	16.6	15.3	15.3	30.9	42.5	459.0
1997	58.8	33.4	61.3	38.3	21.1	15.5	14.4	12.0	16.0	11.6	33.9	64.8	381.1
1998	103.8	60.8	70.2	56.1	30.3	27.4	21.6	17.6	15.8	15.8	32.7	68.8	521.0
1999	43.1	50.8	34.3	29.2	29.8	18.4	14.4	12.9	9.9	13.1	36.8	50.9	343.5
2000	35.6	35.4	69.7	25.2	17.6	13.7	12.1	9.5	10.4	7.8	20.2	28.6	285.8
2001	57.5	65.8	87.6	31.7	22.4	17.1	15.9	13.2	28.1	11.4	42.6	75.5	468.8
2002	35.4	21.4	47.3	38.4	21.0	13.7	12.7	10.1	12.7	27.6	31.5	55.6	327.4
2003	50.4	76.5	51.8	28.6	21.7	16.0	14.9	11.9	11.5	22.8	12.5	53.3	371.8
2004	104.4	76.7	61.6	47.0	27.0	21.4	19.3	15.7	14.8	25.3	46.8	48.3	508.5
2005	48.8	84.5	75.4	53.2	27.9	21.5	21.6	16.6	14.3	13.0	22.6	49.0	448.3
2006	82.3	68.6	68.8	36.3	25.5	19.0	17.7	14.7	-	-	-	-	332.9
Media	65.2	58.5	59.6	40.9	26.9	19.3	17.6	14.9	15.6	23.0	39.0	60.1	436.2
Desvio	23.0	26.9	23.3	15.4	8.6	5.8	5.5	4.6	6.0	11.7	14.9	17.1	112.2
CV	0.35	0.46	0.39	0.38	0.32	0.30	0.31	0.31	0.38	0.51	0.38	0.28	0.26

## 4.3 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO

A disponibilidade hídrica do reservatório pode ser avaliada através da metodologia de simulação da operação mensal do reservatório, com base no balanço hídrico deste manancial no decorrer do tempo. A simulação mensal do balanço hídrico do reservatório possibilita definir a *Garantia de Abastecimento* que permite estabelecer a vazão para o aproveitamento com uma dada garantia. No caso desse estudo como a finalidade principal é para abastecimento de água, trabalhou-se com níveis de garantia de 100%.

A dinâmica do processo do balanço hídrico mensal pode ser sintetizada através da seguinte equação:

$$V_i = V_{i-1} + VA_i + VP_i - VE_i - VQ_i \quad (4.6)$$

onde:

- $V_{i-1}$  = Volume de água armazenado no reservatório no final do mês  $i$  em  $m^3$ ;
- $V_i$  = Volume de água armazenado no reservatório no final do mês  $i$  em  $m^3$ ;
- $VA_i$  = Volume de água afluente ao reservatório, decorrente do escoamento superficial da bacia de contribuição, durante o mês  $i$  em  $m^3$ ;
- $VP_i$  = Volume de água precipitado diretamente sobre o espelho d'água do reservatório no mês  $i$  em  $m^3$ ;
- $VE_i$  = Volume de água retirado do reservatório, decorrente das perdas por evaporação na bacia hidráulica em  $m^3$ ;



- $VQ_i$  = Volume de água retirado do reservatório para suprir as possíveis demandas hídricas, durante o mês  $i$  em  $m^3$  (volume regularizável).

Os volumes de água precipitados diretamente sobre o reservatório ( $VP_i$ ) foram calculados através dos produtos entre as precipitações mensais e as áreas dos espelhos d'água do açude naqueles meses.

Neste estudo a lâmina evaporada foi obtida do posto de Paranã, e os volumes perdidos por evaporação ( $VE_i$ ) foram determinados em função destas lâminas e da área do espelho d'água para as respectivas cotas considerando um coeficiente de evaporação de 0,8.

A água afluyente ao reservatório, decorrente do escoamento superficial da bacia de contribuição ( $VA_i$ ) foi gerada a partir de modelos matemáticos em virtude da escassez de dados fluviométricos na região do açude. Neste processo foram utilizados o modelo Tank Model, utilizando-se para isso intervalos de computação a nível diário, e intervalos de simulação mensais. O período de simulação foi de 32 anos (1974 a 2006). O ano de 1973 foi desconsiderado pois os dados gerados referem-se ao "aquecimento" do modelo

As curvas cota-área-volume do reservatório, cujos dados servem de base para o cálculo dos volumes: disponível; precipitado sobre o espelho d'água; e evaporado, em um dado mês, foram obtidas através do levantamento topográfico e é apresentada na Tabela 4.8 e Figuras 4.1 e 4.2. A capacidade máxima de acumulação e o volume inativo ou "morto" (informações imprescindíveis para as simulações de operação do reservatório), foram obtidas a partir destas curvas.

Tabela 7: Relação Cota-Volume-Área do Reservatório

Cota (m)	Volume (Hm <sup>3</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )
689	0.00	0.0000
690	0.00	0.0004
691	0.00	0.0018
692	0.00	0.0056
693	0.00	0.0430
694	0.00	0.0622
695	0.00	0.0933
696	0.05	0.3190
697	0.21	0.4353
698	0.43	0.5482
699	0.53	0.6710
700	0.76	0.7490
701	1.34	0.8270
702	1.77	0.8718
703	2.66	0.9101
704	3.59	0.9482
705	4.56	0.9867
706	5.56	1.0256
707	6.61	1.0640
708	7.69	1.1047

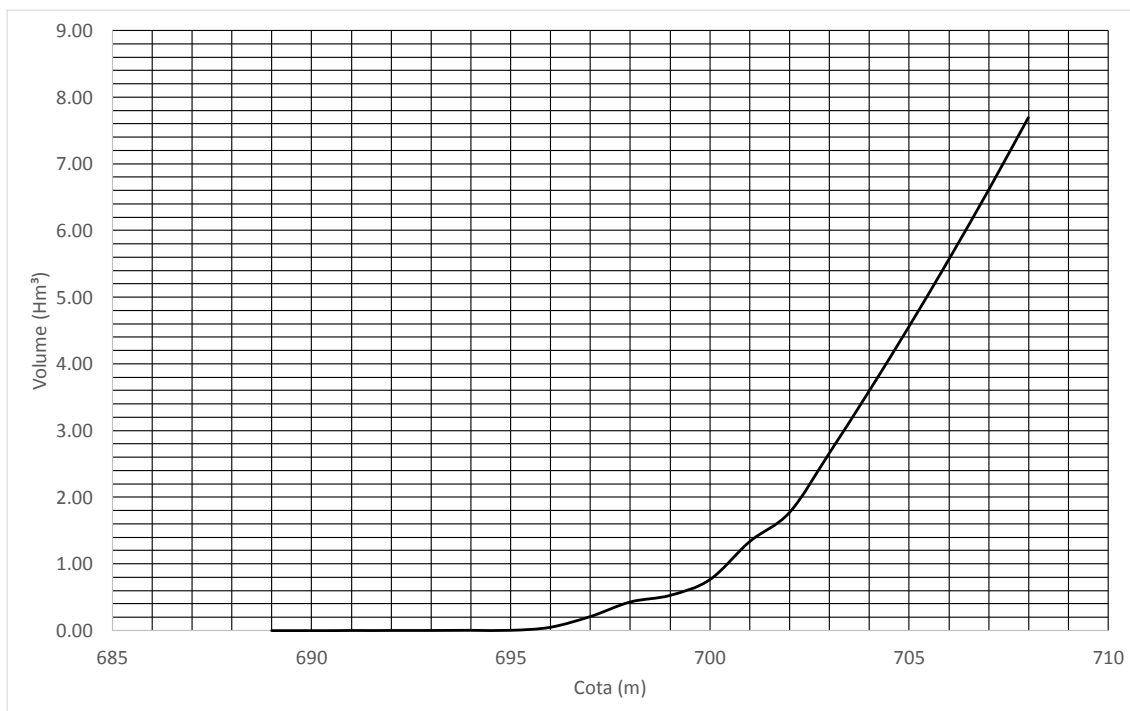


Figura 20: Curva Cota-Volume do Reservatório

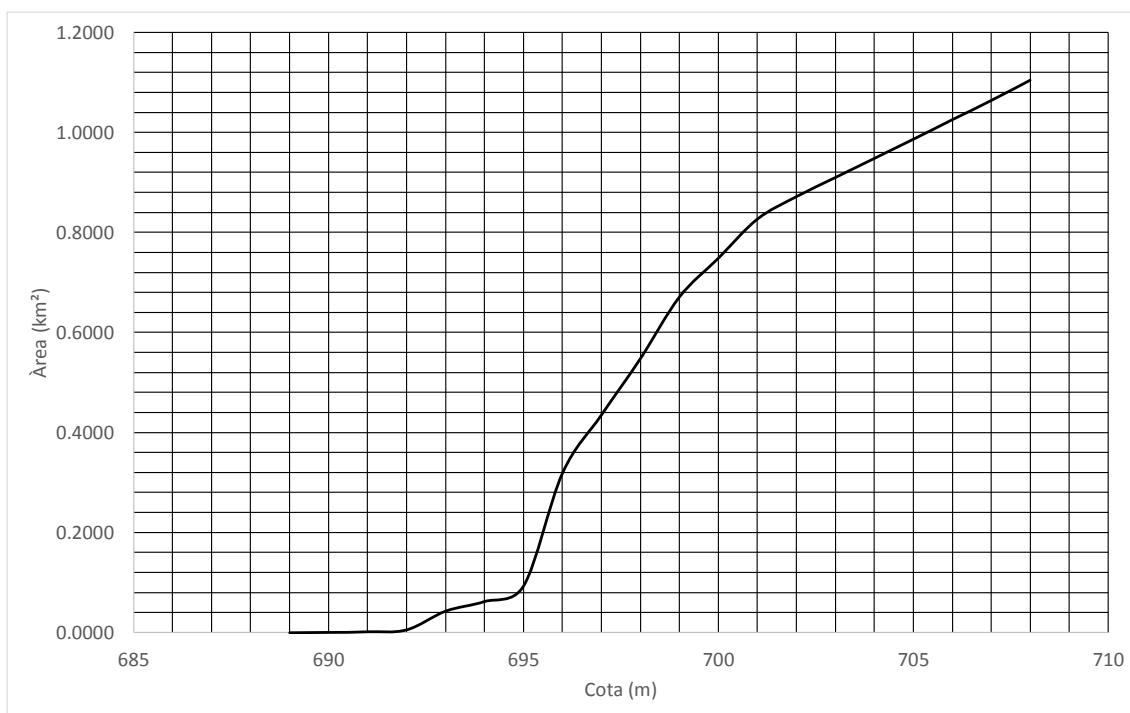


Figura 21: Curva Cota-Área do Reservatório do Rio São Valério

Para a simulação do balanço hídrico foram assumidas distintas vazões regularizáveis (VQi), as quais permaneceram constantes durante cada processamento ao longo dos 408 meses. Neste estudo determinou-se, durante o período simulado, o número de meses que o reservatório não foi capaz de atender à referida vazão Q, os quais foram considerados como falhas no atendimento. A frequência (F) de ocorrência destas falhas foi obtida através da

relação  $F = (n/t) 100(\%)$ , sendo "n" o número de meses em que o reservatório não atende a vazão retirada (falha) e "t" o número total de meses simulados (420). O fator (1-F) indica, portanto, a frequência ou nível de garantia (G) de atendimento da vazão Q. A repetição deste procedimento, para diversas vazões, permite definir a curva 'vazão regularizável x nível de garantia', chamada então de Curva de Garantia Mensal.

Com base nessa metodologia foi simulado o cenário para o reservatório funcionando na cota 705m. O volume morto considerado, possuindo um total de 0,21 Hm³, na cota 697. A vazão regularizada com 100% ( $Q_{100}$ ) de garantia é de **800 L/s**. A vazão  $Q_{90}$  para a bacia é de **900 L/s**, assim a vazão mínima constante remanescente no córrego é de 50% deste valor, ou seja, **450 L/s**. Com isto, a vazão disponível para uso no reservatório é de **350 L/s**.

Os volumes de água no reservatório na operação considerando uma vazão regularizada constante referente às vazões  $Q_{100}$  é apresentado na Figura 20. Observa-se que ocorre um período no final de 1975 e de 1999.

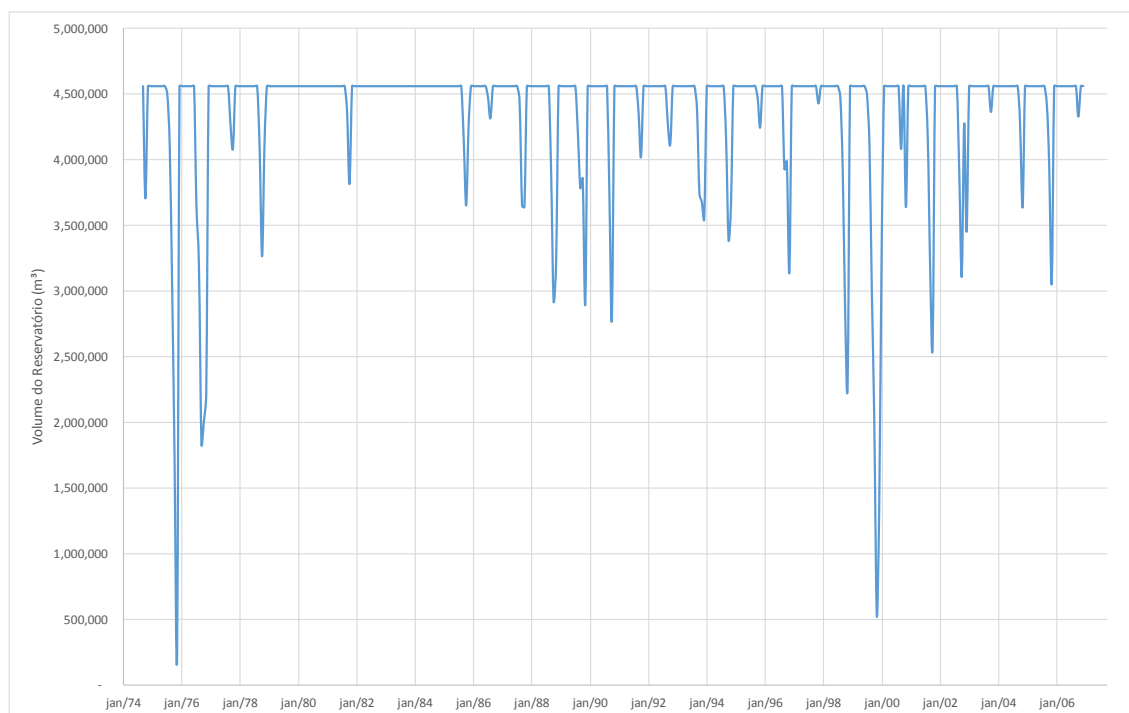


Figura 22: Volumes Armazenados no Reservatório para a vazão regularizada de 350 L/s

## 4.4 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

Como descrito nos itens anteriores, o local da instalação da barragem não possui posto fluviométrico, sendo necessário o uso de modelos hidrológicos para a determinação das diferentes vazões que irão compor o presente projeto.

Para o cálculo das vazões médias foi empregado o modelo Tank Model, que trabalha com dados diários de precipitação e fornece valores de vazão média mensal. Para o cálculo das vazões máximas na bacia será utilizado o modelo HEC-HMS (antigo HEC-1) que é a ferramenta recomendada para se efetuar análises com intervalos temporais menores.



#### 4.4.1 Modelo HEC-HMS

Embora existam diversos programas para modelagem que possibilitam determinar a vazão após um evento chuvoso extremo, (SWMM, SCS TR-20, USGS Model) o modelo empregado neste trabalho será o Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System - HEC-HMS versão 3.5 (USACE, 2010) sucessor do HEC-1. Nesta ferramenta, a bacia hidrográfica é representada por um conjunto de componentes hidrológicos e hidráulicos, podendo-se simular com relativa precisão o hidrograma de projeto a partir de um evento de precipitação (FELDMAN, 2000).

O HEC-HMS foi escolhido pela sua eficácia frente à simulação dos processos hidrológicos envolvendo cálculos das vazões provenientes da ruptura de barragens, apresentando poucas diferenças nos resultados das vazões calculadas em relação aos modelos hidrodinâmicos (USACE, 2010).

A vantagem de se empregar o HEC-HMS está na possibilidade de se adotar diferentes combinações de métodos para representar os processos hidrológicos como: interceptação, infiltração, escoamento direto e escoamento em canais, verificando quais os métodos representariam melhor a bacia como um todo.

O HEC-HMS é um software livre e gratuito, bem documentado, e que tem sido aplicado com sucesso a um grande número de problemas envolvendo rompimentos de barragens (USACE, 2010).

O modelo HEC-HMS representa fisicamente a bacia hidrográfica utilizando as características dos seguintes elementos hidrológicos: sub-bacias, rios, reservatórios, fontes, junções e depressões. Assim, os elementos hidrológicos são conectados criando uma rede que simulará o processo de escoamento e, conseqüentemente, o rompimento das barragens.

Os métodos de simulação dos principais elementos hidrológicos como, sub-bacia e rios, serão descritos a seguir, a fim de mostrar como a abrangência do HEC-HMS na adaptação aos problemas é numerosa.

Existem três componentes principais que fazem parte do modelo: modelo meteorológico, modelo de bacia e especificações de controle (USACE, 2010).

O modelo meteorológico utiliza as variáveis de precipitação e evaporação. O modelo de bacia contém os parâmetros necessários para representar a bacia hidrográfica, dentre eles: características físicas da bacia, perda precipitação, transformação em escoamento superficial e propagação da vazão. Já as especificações de controle contêm as datas específicas e intervalos de tempo utilizados nas análises.

Para descrever o comportamento de cada elemento hidrológico existente, o modelo HEC-HMS disponibiliza alguns métodos de resolução, uns de formulação mais simples e outros de formulação mais complexas.

A descrição dos dados utilizados no trabalho é apresentada nos itens a seguir.

#### 4.4.2 Dados de Entrada do Modelo

O HEC-HMS é um modelo hidrológico que funciona com dados de chuva em intervalos relativamente curto, inferiores a um dia. Como se trata de um modelo baseado em conceitos físicos, ele requer informações das características físicas da bacia. A seguir são apresentados os dados de entrada empregados no modelo.

#### 4.4.2.1 Dados Físicos da Bacia

Como não se dispões de dados hidrológicos na bacia, o tempo de concentração foi determinado com base em equações frequentemente utilizadas na literatura. Neste trabalho trabalhou-se com um conjunto de equações de modo a se encontrar o valor de tempo de concentração mais provável. Essas equações empregam basicamente os dados físicos de área da bacia, comprimento e declividades do rio principal.

A bacia apresenta área de contribuição de 184,7 km<sup>2</sup>, o rio principal tem 23,3 km de comprimento sendo o desnível de aproximadamente 170 m. Isso resulta em uma inclinação média do rio principal de 0,74%. O tempo de concentração foi calculado pela equação de Kirpich Modificada fornecida por:

$$t_c = 85,2 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} = 85,2 \left( \frac{23,3^3}{170} \right)^{0,385} = 447,7 \text{ min} \quad (4.7)$$

sendo  $t_c$  = tempo de concentração (min),  $L$  = comprimento do curso d'água (km),  $H$  = desvio máximo (m).

O HEC-HMS disponibiliza uma série de metodologias que podem ser empregadas, neste trabalho, como se está trabalhando com o dimensionamento de estruturas para suportar eventos extremos utilizou-se o método SCS para determinação do escoamento superficial e o hidrograma unitário para a propagação da cheia.

O modelo do hidrograma unitário utiliza como dado de entrada o tempo de retardo que é definido no seu manual como sendo 60% do tempo de concentração. Assim o tempo de retardo da bacia será **268,6 min**.

O método SCS é baseado no parâmetro CN (número da curva) que é frequentemente encontrado tabelado em diversos livros de Hidrologia. Essas tabelas, na maioria das vezes, apresentam valores recomendados para pequenas bacias, de até 40 km<sup>2</sup> com tempos de concentração relativamente pequenos. Para bacias maiores, esses valores tendem a ser menores que os encontrados em tabela e devem ser utilizados segundo a experiência do projetista. No caso das condições de solo e vegetação da bacia o valor estimado para o CN foi de **55**.

A perda inicial da bacia ( $I_a$ ) é outro parâmetro empregado pelo método. Esse valor foi estimado com base no procedimento recomendado pelo SCS apresentado abaixo:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = \frac{25400}{55} - 254 = 207,8 \text{ mm} \quad (4.8)$$

$$I_a = 0,2 \times S = 0,2 \times 207,8 = 41,56 \text{ mm} \quad (4.9)$$

#### 4.4.3 Dados de Precipitação

A região da bacia possui postos pluviométricos com dados que tem influência, mas nenhum destes postos encontra-se dentro da região. Com base na precipitação média na área da bacia, foi efetuada a análise de eventos de chuva máxima para a região, em que foram escolhidos os maiores valores de precipitação diária no ano para se calcular os valores previstos com diferentes tempos de recorrência. A Tabela 8 apresenta os valores de precipitação máxima mensal e anual na bacia. É importante ressaltar que este valor é o representativo de toda a área, e não somente de um posto isolado.

Tabela 8: Precipitação máxima (mm) na bacia do reservatório

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
1974	46.8	46.3	34.9	54.2	10.5	5.3	0.0	0.0	18.5	47.5	61.5	38.3	61.5
1975	118.2	29.4	55.7	58.5	25.8	6.9	0.0	29.2	0.0	68.2	29.1	85.9	118.2
1976	42.0	39.7	30.9	27.0	44.3	1.8	8.7	0.0	8.7	18.4	93.7	42.4	93.7
1977	31.1	65.8	29.5	22.3	34.9	1.5	22.4	9.6	28.3	22.1	60.2	58.4	65.8
1978	42.3	17.7	44.8	83.2	25.5	8.7	0.0	0.2	19.7	31.3	87.6	28.6	87.6
1979	93.4	35.1	37.2	51.9	32.7	5.1	5.0	0.0	6.1	46.5	65.4	31.5	93.4
1980	86.0	45.2	68.8	31.6	21.6	0.0	7.6	22.1	40.9	21.7	47.9	90.8	90.8
1981	33.6	89.5	13.9	52.3	3.6	23.8	0.0	3.4	28.9	63.8	45.5	56.1	89.5
1982	96.5	31.5	28.8	19.7	45.9	37.8	4.7	0.0	5.9	64.0	59.3	63.7	96.5
1983	79.0	37.6	64.2	22.1	59.0	5.7	3.8	3.2	16.1	73.8	51.9	44.7	79.0
1984	76.3	47.4	85.2	52.2	8.8	8.2	37.0	0.0	34.2	71.2	34.2	98.4	98.4
1985	23.2	19.7	55.9	35.3	34.8	0.0	0.0	27.3	18.2	29.9	38.5	55.2	55.9
1986	92.4	36.9	38.4	7.7	5.5	0.0	0.0	0.0	22.3	67.2	69.1	55.9	92.4
1987	51.6	38.5	41.0	4.4	15.9	0.0	13.5	48.0	55.3	50.4	29.6	93.9	93.9
1988	45.4	15.4	46.0	36.8	13.6	5.7	0.0	5.4	19.2	84.7	65.9	40.1	84.7
1989	26.2	40.3	46.2	13.2	11.4	15.7	0.0	0.0	18.2	31.1	68.1	25.0	68.1
1990	44.9	46.3	25.1	28.7	3.5	17.5	23.0	31.5	30.9	17.8	43.9	67.1	67.1
1991	52.7	87.5	24.5	21.5	22.3	0.0	6.9	7.3	44.5	57.6	58.4	54.0	87.5
1992	71.3	33.9	52.8	26.6	33.3	0.0	0.0	0.0	18.9	46.2	73.9	57.7	73.9
1993	49.0	35.5	37.4	22.8	4.7	0.0	0.0	4.7	20.2	46.1	73.1	25.0	73.1
1994	29.2	36.3	47.0	26.1	32.8	17.3	0.0	40.2	25.0	26.4	41.0	42.3	47.0
1995	77.3	28.5	97.7	15.7	22.5	5.5	2.8	0.0	1.5	61.3	36.2	53.7	97.7
1996	43.2	103.4	42.6	11.1	43.7	0.0	0.0	0.0	18.1	47.0	21.7	33.0	103.4
1997	35.9	53.2	51.4	50.5	12.4	0.0	3.6	14.7	31.1	25.0	41.4	47.6	53.2
1998	60.8	58.1	51.4	25.2	16.7	29.3	0.0	0.0	28.1	55.2	35.6	35.9	60.8
1999	52.9	46.5	37.4	30.8	54.4	0.0	0.0	23.3	7.9	33.2	71.4	30.3	71.4
2000	53.8	53.0	41.7	29.2	0.0	0.0	0.0	1.0	18.5	17.8	51.5	63.0	63.0
2001	88.5	33.7	55.0	12.3	0.0	0.0	1.4	13.9	28.8	20.6	54.5	65.4	88.5
2002	37.3	34.1	39.2	16.7	24.7	2.9	5.9	11.3	43.6	20.4	27.8	53.7	53.7
2003	34.7	66.4	34.9	0.1	13.2	2.2	0.0	0.0	11.5	104.7	23.4	60.3	104.7
2004	71.4	60.2	23.2	38.1	6.9	0.0	0.0	5.3	13.5	64.5	36.4	61.4	71.4
2005	58.5	75.2	62.4	30.4	3.8	0.0	19.4	0.0	0.0	17.9	36.7	38.7	75.2
2006	70.7	36.9	48.4	18.6	15.5	3.7	0.0	11.9	-	-	-	-	70.7
Media	58.1	46.2	45.3	29.6	21.3	6.2	5.0	9.5	21.3	45.4	51.1	53.0	79.7
Desvio	23.8	20.4	17.3	17.8	16.0	9.4	8.7	13.1	13.3	22.7	18.5	19.5	17.3
CV	0.41	0.44	0.38	0.60	0.75	1.51	1.73	1.38	0.63	0.50	0.36	0.37	0.22

Após a definição dos valores da precipitação máxima anual, foram feitos estudos de frequência para a bacia de contribuição da barragem. Na elaboração dos estudos de frequência foram realizados os seguintes passos:

- seleção do valor máximo anual de máxima precipitação diária para cada ano hidrológico, período compreendido entre 1º de setembro do ano anterior a 31 de agosto do ano em questão, o período de análise considerado foi de 1º de janeiro de 1974 a 31 de dezembro de 2006 totalizando de 33 anos observados (Tabela 8).
- ordenação decrescente das precipitações selecionadas;
- determinação do número de ordem para cada quantil. O quantil de maior valor tem número de ordem 1, enquanto o de menor valor possui número de ordem n. O caráter "n" representa o tamanho da amostra;
- cálculo da probabilidade de excedência empírica (posição de plotagem) em que foi utilizada a expressão do Método Califórnia ou Kimbal;
- cálculo do tempo de recorrência de cada quantil de vazão;
- ajuste das distribuições de probabilidade à amostra de dados, composta pelos pares de pontos posição de plotagem x máximo anual de vazão média diária, utilizando o método de fatores de frequência. Foram testadas as distribuições: Normal, Log-Normal, Gumbel e Gamma de 2 parâmetros;
- a distribuição mais adequada foi avaliada utilizando-se o teste de aderência Kolmogorov-Smirnov;
- com base nos ajustes das distribuições, efetuou-se a análise dos períodos de retorno dos eventos máximos.

Os resultados encontrados para as duas estações empregando esta metodologia são apresentados nas Tabelas 9 e nas Figuras 21 e 22.



Tabela 9: Valores das máximas precipitações diárias médias na bacia esperados para diferentes tempos de retornos

Tempo de Retorno	Método			
	Gamma	Normal	Log-Normal	Gumbel
2	78.5	79.7	77.9	<b>76.9</b>
5	93.9	94.3	94.1	<b>92.1</b>
10	102.7	101.9	104.0	<b>102.2</b>
20	110.4	108.2	112.9	<b>111.8</b>
30	114.5	111.5	117.8	<b>117.4</b>
40	117.3	113.7	121.2	<b>121.3</b>
50	119.4	115.3	123.8	<b>124.3</b>
60	121.1	116.6	125.9	<b>126.8</b>
70	122.5	117.7	127.6	<b>128.9</b>
80	123.7	118.6	129.1	<b>130.7</b>
90	124.8	119.4	130.5	<b>132.2</b>
100	125.7	120.0	131.6	<b>133.7</b>
1000	144.5	133.3	156.4	<b>164.6</b>
10000	161.2	144.2	180.3	<b>195.4</b>
KSSTAT	0.1474	0.1834	0.1520	<b>0.1273</b>

Na Tabela 9 o valor de H é o teste da hipótese das duas amostras, observada e calculada, pertencentes à mesma população, com um nível de confiança de 95%. KSSTAT é o parâmetro de ajuste do método: quanto menor o valor deste parâmetro, melhor é o ajuste. O valor padrão para que a hipótese seja aceita para esta situação é de 0,2307, assim, teoricamente todas as distribuições testadas poderiam ser aceitas dentro da margem considerada. Entretanto, a distribuição de Gumbel foi a que apresentou melhores valores.

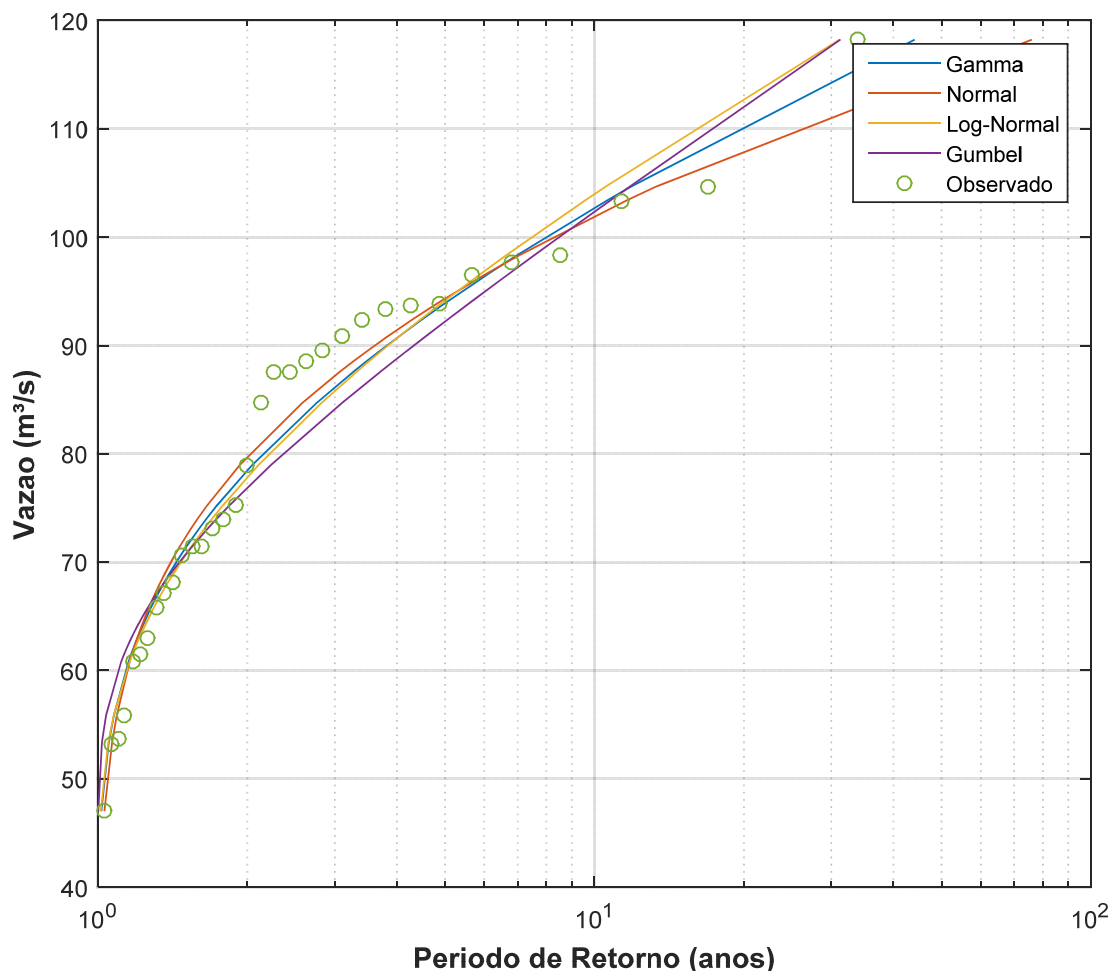


Figura 23: Ajuste das distribuições de probabilidade para as chuvas máximas diárias anuais no posto de Fazenda Lobeira

As precipitações encontradas se referem a valores totais diários, no entanto, para se trabalhar com o modelo é preciso que seja feita uma desagregação temporal da chuva de modo a se ter uma melhor discretização do evento. Existem diversos métodos que podem ser utilizados para se fazer esta desagregação como o método de blocos alternados, método Chicago e curvas SCS (Figura 22). Neste trabalho se trabalhou com o método das curvas do SCS sendo selecionado a de Tipo III que é a que apresenta situação mais desfavorável apenas de 5% superior à de Tipo I (a de menos conservadora).

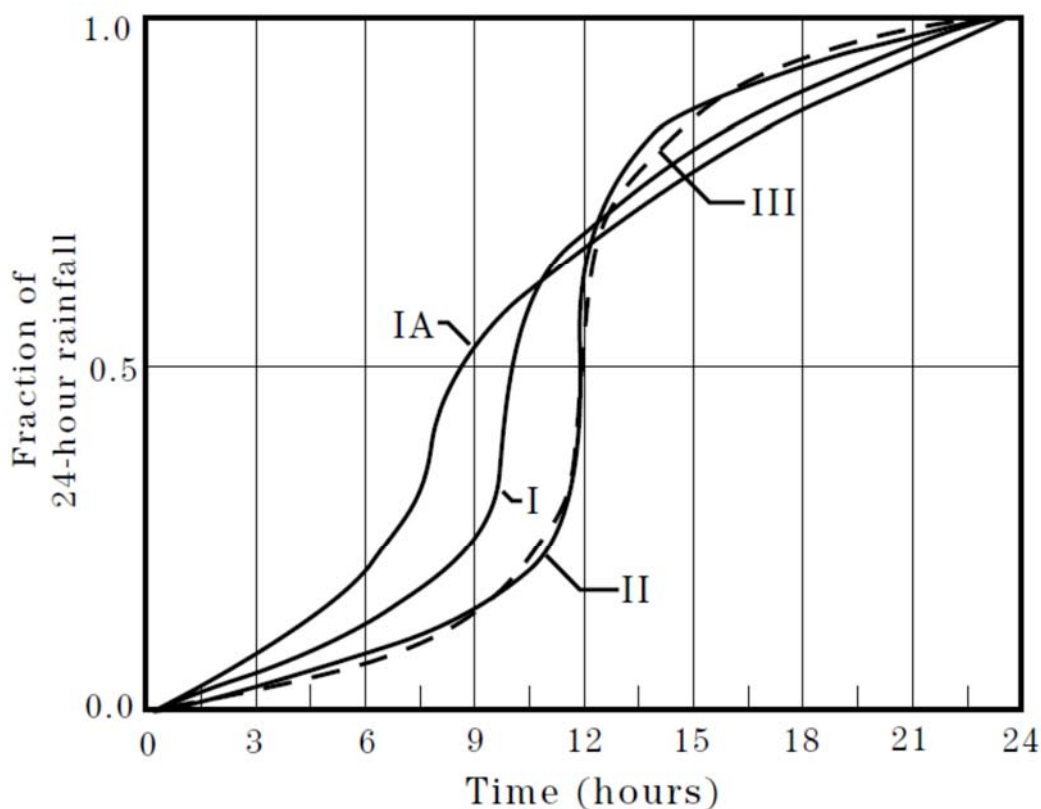


Figura 24: Distribuição temporal das tormentas de 24 horas do SCS

#### 4.4.4 Resultados da Simulação

Conforme recomendado pelo órgão contratante a barragem deve ter o vertedor dimensionado para a maior cheia esperada, o que corresponde nesse tipo de análise a um evento **decamilenar**, essa recomendação, foi empregada no dimensionamento da vazão do vertedor.

Com base nos dados apresentados no item anterior foi simulada a vazão escoada pela bacia para um período de retorno de 10.000 anos. Os resultados são apresentados na Figura 23. O que dá um valor máximo da ordem de 388,0 e 505,9 m³/s respectivamente.



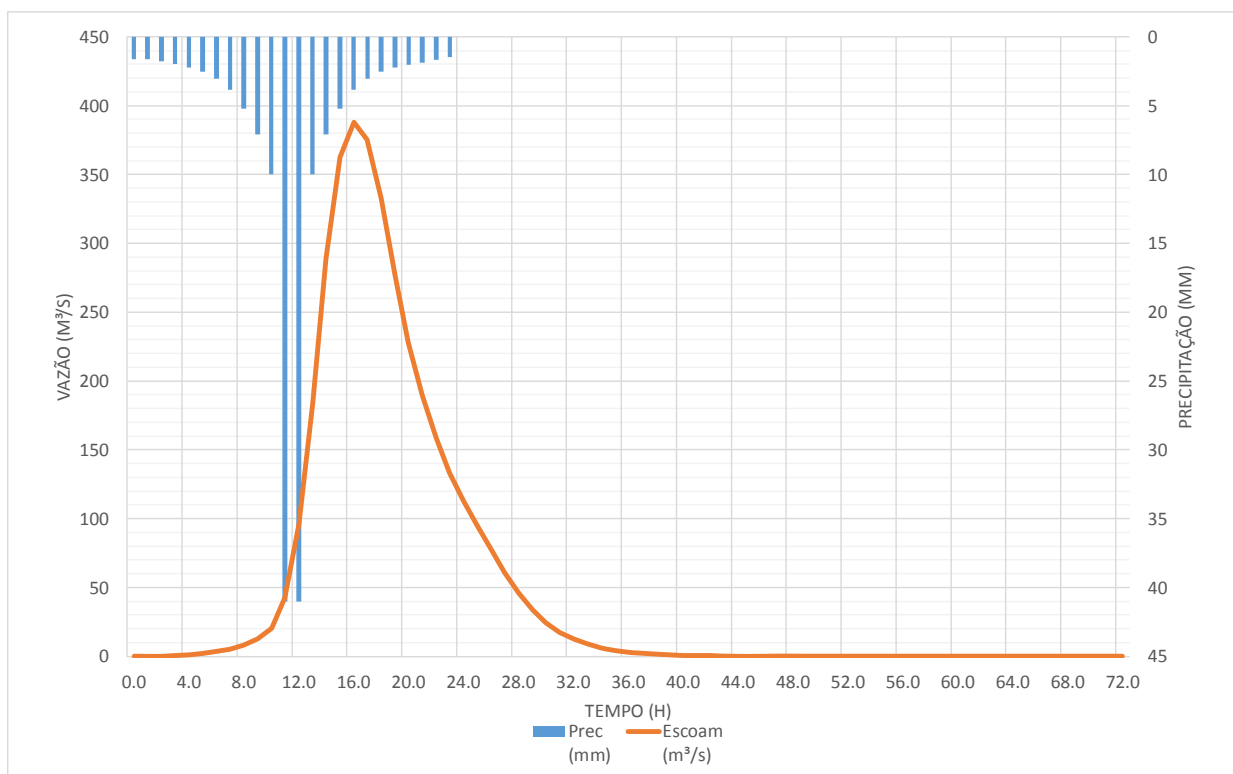


Figura 25 – Vazão para uma precipitação com 1.000 anos de período de retorno na seção da barragem

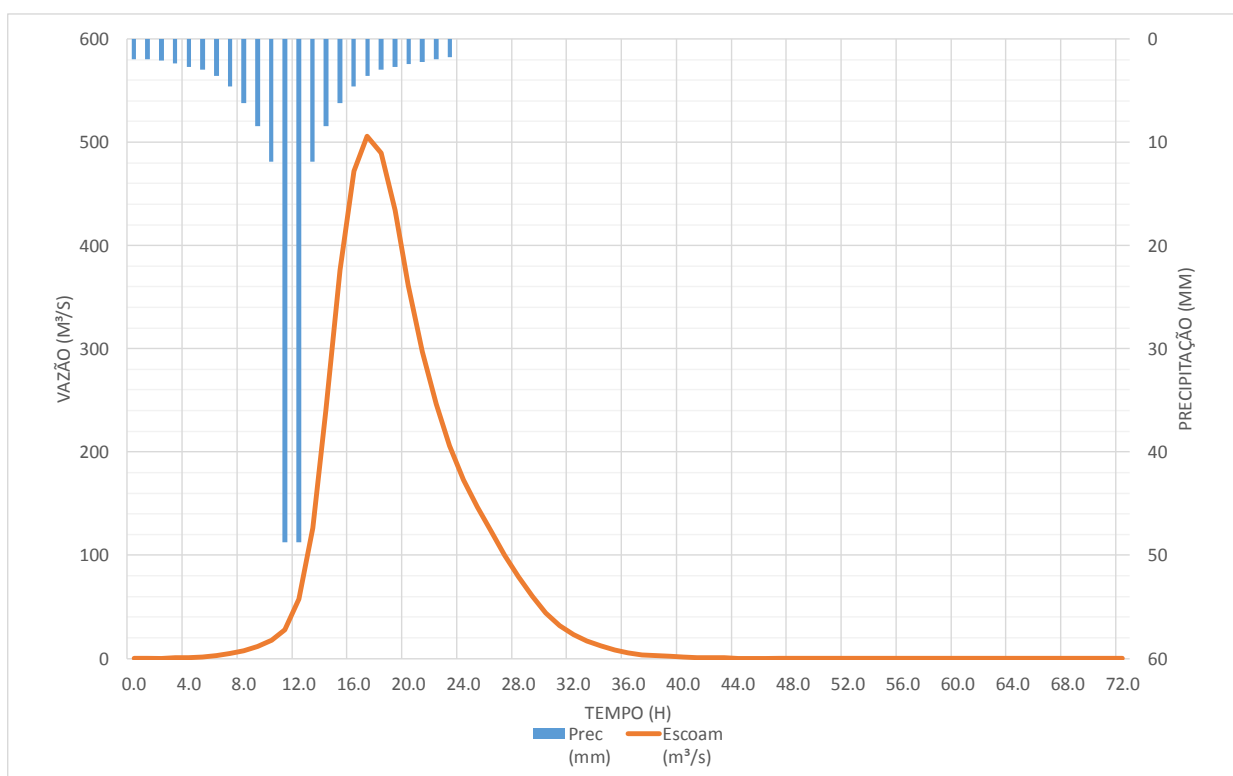


Figura 26: Vazão para uma precipitação com 10.000 anos de período de retorno na seção da barragem

## 4.5 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

Para o dimensionamento do vertedor considerou-se o efeito do armazenamento da cheia a montante do reservatório, essa consideração é essencial para uma análise mais precisa do processo pois leva em conta a redução natural da cheia para montante devido à interferência do barramento.

O cálculo desse efeito foi feito através da modelagem hidráulica da barragem utilizando o método de Puls modificado.

### 4.5.1 Método de Puls

Modelo de Puls caracteriza-se por supor que existe uma relação entre o volume armazenado e a vazão efluente, sendo esta, portanto, independente da vazão afluenta. Isso equivale a assumir que a superfície do reservatório se mantenha plana e horizontal, o que é em muitos casos apenas uma aproximação dada a existência do remanso.

A equação diferencial do armazenamento pode ser resolvida pela seguinte aproximação numérica adiante. O hidrograma de saída pelo método de Puls pode ser obtido através da equação

$$\frac{2S_{t+1}}{\Delta t} + Q_{t+1} = I_{t+1} + S_t - \frac{2S_t}{\Delta t} + Q_t \quad (5.0)$$

em que  $t$ ,  $t+1$  são índices de tempo;  $I$  é a vazão de entrada;  $Q$  é a vazão de saída;  $S$  é o volume armazenado.

### 4.5.2 Dados de Entrada

Os dados de entrada empregados no método de Puls são:

1. Curva Cota-Volume
2. Dados Hidrológicos – Vazão de Projeto
3. Parâmetros Hidráulicos (Características do vertedor)

A apresentação dessas informações é feita a seguir.

#### 4.5.2.1 Dados Físicos da Barragem

O dado básico utilizado para a simulação da propagação de cheia pelo reservatório foram foi a curva cota-volume (Tabela 7).

#### 4.5.2.2 Borda livre da Barragem

A borda livre (ou “folga”, “revanche”, “freeboard”) é a distância vertical entre a crista da barragem e o nível das águas do reservatório e objetiva a segurança contra o transbordamento, que pode ser provocado pela ação de ondas formadas pela ação dos ventos, evitando danos e erosão no talude de jusante.

Uma barragem de terra é incapaz de trabalhar como estrutura vertedora sem um alto risco de colapso por erosão. Devido as implicações catastróficas de uma rotura deste tipo, a probabilidade de sua ocorrência deve manter-se muito baixa.

Nessas condições, a descarga de cheia para o projeto de uma barragem de terra deve ser maior do que o adotado em uma barragem de concreto. A segurança contra o transbordamento durante uma máxima cheia é obtida através um balanceamento entre o volume do reservatório e a capacidade do vertedouro.

Por outro lado, quando o vento começa a soprar sobre uma superfície de águas calmas, ocorre uma transferência de energia do vento para a superfície da água e há a formação de ondas. A elevação da água contra a barragem dependerá então da altura de onda formada pelo vento, da profundidade da água em frente a barragem e da geometria e material da face de montante da barragem.

Assim, além da atenção especial no dimensionamento dos órgãos estravasores de cheias, há que adotar ainda uma folga de borda livre. Recomenda-se que a borda livre de um barramento, mesmo de pequenas dimensões, não seja inferior a 0,5 metro. No mínimo, o valor da borda livre deve ser igual à altura da onda máxima, acrescida de 50%, para compensar a sua corrida sobre o talude da barragem.

Para a fixação da borda livre de uma barragem, considera-se o nível máximo de operação da barragem e tem-se como objetivo, ao determinar esse valor:

Evitar o transbordamento pela ação das ondas, que pode coincidir com a máxima enchente;

Fornecer um fator de segurança contra imprevistos tais como recalque da barragem, ocorrência de uma cheia maior do que a prevista no projeto ou mau funcionamento do vertedouro, acarretando um nível d'água mais alto do que o previsto.

A determinação do valor da borda livre baseia-se na previsão da altura e ação das ondas. Essa previsão, entretanto, não é baseada em processos matemáticos precisos. Os melhores recursos disponíveis apoiam-se em experiências passadas, extrapoladas por vários processos matemáticos e estatísticos.

A borda livre pode ser dada pela expressão:

$$B = 0,75 H_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (1)$$

Em que  $H_0$  é a altura da onda  $V_0$  a sua velocidade de propagação.

A altura das ondas  $H_0$  é geralmente estimada através fórmulas empíricas em função da velocidade do vento e do fetch.

As fórmulas de Stevenson, modificadas por Molitor, usadas há muitos anos, têm as expressões:



$$H_0 = 0,032 \sqrt{UF} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

Onde: F – Fetch (km); U – Velocidade do vento, segundo o fetch (km/h).

Para ondas com altura de 0,3 a 2m, a velocidade de propagação pode ser determinada pela fórmula de Gaillard:

$$V = 1,5 + 2 H_0$$

Em que V0 é expressa em m/s e H0 em metros.

Borda Livre	
Gravidade (m/s²)	9,81
Velocidade (km/h)	80,00
Fetch (km)	0,96
Altura da Onda (m)	0,78
Velocidade Prop. (m/s)	3,07
Borda livre (m)	1,07
Borda livre (Acrescida de 50%)	1,60

Foi definida a altura útil do reservatório na cota 705, havendo uma folga de 3 m para a construção do vertedor, o que configura um fator de segurança além do 1,60 m calculados para a borda livre.

Assim, o barramento foi simulado considerando um vertedor de 20m de largura instalado com a sua crista na cota 705.

#### 4.5.2.3 Dados Hidrológicos

Os modelos de propagação de cheia precisam de dados de vazão de entrada de modo a simular como estes se propagam no sistema. As informações de vazões utilizadas no modelo foram geradas pelo HEC-HMS e são apresentadas na Figura 23 do item anterior.

#### 4.5.2.4 Parâmetros Hidráulicos

Foi adotado um coeficiente de descarga do vertedor igual a 1,82 que é o recomendado pela ELSTROBRAS (2003).

### 4.5.3 Resultados da Simulação

Com base nesses dados foi avaliada a vazão de saída do reservatório considerando diferentes larguras para o vertedor, em que foi escolhido uma largura de 20 m. Foram considerados os hidrogramas de cheia de 1.000 e de 10.000 anos. Os resultados podem ser visualizados nas figuras a seguir.

Para a cheia de 1.000 considerada no dimensionamento da sobrelevação da barragem para suportar as ondas de vento, a vazão de saída foi de 105 m<sup>3</sup>/s, implicando uma redução de 72% do valor máximo de vazão esperado (388 m<sup>3</sup>/s). Para este nível a cota máxima esperado foi de 707,0 (Figura 6.1), e o armazenamento estimado 1,25 Hm<sup>3</sup>.

Assim, ao se considerar a configuração de um vertedor de 20 m de largura se leva em conta que haverá uma sobrelevação da barragem acima dos mesmos (1,0 m), considerando uma folga necessária para absorver o efeito das ondas de vento, recomenda-se que a crista do reservatório esteja situada na cota 708 m.

O sistema foi verificado para a cheia decamilenar, o armazenamento na área do reservatório produziu uma redução da vazão de pico no sistema de 70,5%, passando de 505 m<sup>3</sup>/s na entrada do reservatório para 149 m<sup>3</sup>/s na saída, na cota 707,5 m.

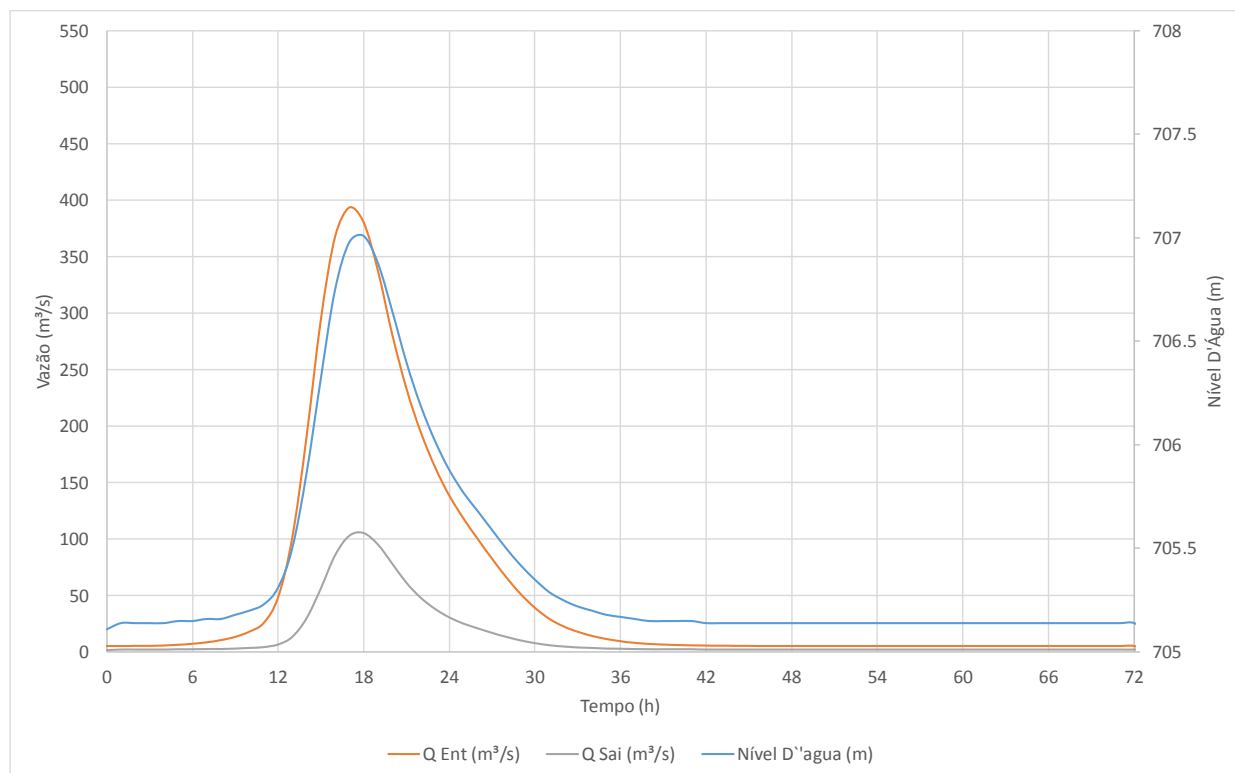


Figura 27: Vazões na entrada e saída e cota do reservatório para uma cheia de 10.000 anos de recorrência.

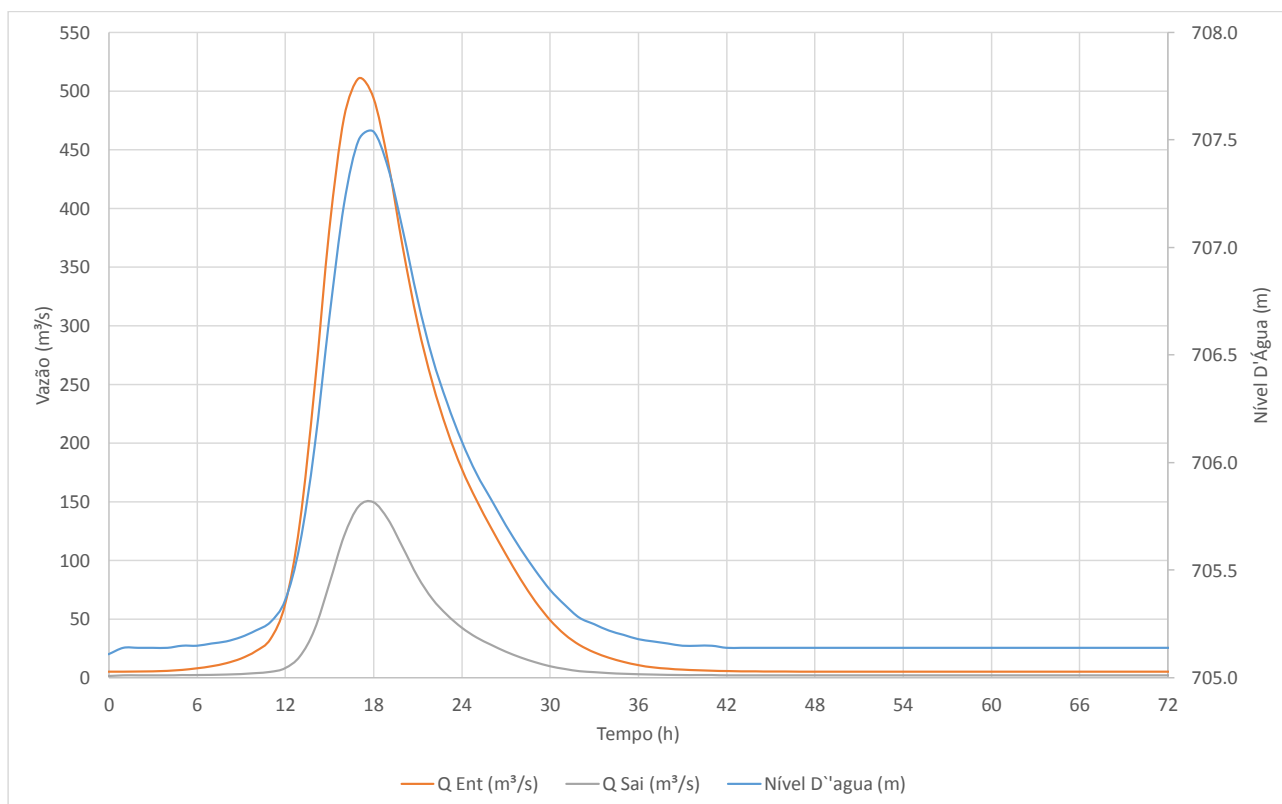


Figura 28 - Vazões na entrada e saída e cota do reservatório para uma cheia de 10.000 anos de recorrência

Em relação à capacidade de reservação, o estudo hidrológico apresentado se baseou em dados estatísticos e de pluviometria, logo faz-se necessário o estudo do comportamento hidrológico-hidráulico pós execução para garantir os dados estudados. Mediante o exposto, a equipe projetista recomenda o estudo batimétrico do reservatório para o estudo de demanda efetiva baseado em dados reais.



## 5 ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

### 5.1 DESCRIÇÃO DOS ESTUDOS

Os estudos topográficos foram desenvolvidos através de processos convencionais, efetuando-se as amarrações às referências oficiais locais.

Além dos levantamentos de campo, também foi utilizado neste projeto fotografias de satélite. As fotografias utilizadas são provenientes do satélite QuickBird.

Os estudos topográficos foram efetuados com base nos seguintes itens de serviço:

a) Transporte e Implantação de referenciais de nível (RNs)

A partir da linha básica de RNs existentes, foram implantados, ao longo do trecho, em locais que não venham a ser atingidos pelas obras futuras, marcos de referência de nível, de acordo com as seguintes prescrições:

- ✎ Os RNs implantados foram materializados no campo através de marcos de concreto e indicados na folha de projeto geométrico;
- ✎ O nivelamento foi objeto de verificação, mediante operação de contra-nivelamento, sendo que a precisão de nivelamento geométrico subordinou ao erro máximo, para fechamento, e à precisão apresentada pela rede básica de origem. O erro máximo, expresso em mm, não pode ser superior a  $e = 12\text{mm} \times \text{raiz}(K)$ , onde K corresponde à extensão nivelada em quilômetros.

b) Implantação de Poligonal Básica de Apoio

Ao longo do trecho do projeto foi implantada uma poligonal básica para apoio e controle dos levantamentos a serem realizados, apresentando as seguintes características:

- ✎ Foi amarrada ao sistema topográfico a partir dos marcos de apoio existentes;
- ✎ A distância entre os vértices foi de até 1 (um) quilômetro e medidas com equipamentos eletrônicos;
- ✎ Os ângulos da poligonal foram medidos com instrumentos de reconhecida qualidade, permitiu a leitura direta de 1 "(um segundo);
- ✎ Os vértices da poligonal foram materializados no campo através de marcos de concreto com chapa de metal e pinos de ferro, em cuja superfície foram cravados os dados necessários para a clara identificação da estação. Esses marcos foram convenientemente protegidos a fim de se procurar evitar a sua destruição e estão indicados nas folhas do projeto geométrico;
- ✎ As tolerâncias admissíveis para o fechamento da poligonal foram as seguintes:
  - Erro linear - 1:30.000
  - Erro angular-  $10'' \times \text{raiz}(n)$ , onde n é o n.º de vértices da poligonal;

c) Levantamentos Planialtimétricos

Sempre a partir da poligonal, ou de outras referências foram feitos os levantamentos do terreno natural, talvegues, cursos d'água, prédios, vias, muros, cercas, meios-fios, árvores, postes, locais de interseções, acessos, obras-de-arte, redes de serviços públicos, obras de arte correntes e complementares, enfim, quaisquer outros elementos que requeiram dados do terreno para ser detalhados.

O cadastro foi efetuado por meio de varredura de pontos com o uso de estação total. As edificações lindeiras a faixa de domínio foram cadastradas nos seus limites, sendo levantadas as suas cotas de soleira.

d) Elaboração de Plantas Topográficas

Com dados decorrentes dos levantamentos planialtimétricos foram elaboradas, com auxílio de software específico para projetos rodoviários, plantas cartográficas em arquivos eletrônicos, onde foi restituída a superfície levantada e foram representados todos os elementos de interesse para o projeto.

Nestas plantas foi desenvolvido o projeto geométrico analítico da via em estudo. Todos os pontos notáveis do eixo, como PI, PC, PT, TS, SC, CS, e ST, foram apresentados com suas três coordenadas, (x, y, z) de modo a permitir a sua materialização em campo.

e) Marcos

A seguir é apresentada as fotos dos marcos de referência implantados no trecho e que servirão de base para a materialização do projeto em questão.



Foto 60: Marcos 1 e 4





Foto 61: Marcos 5 e 6



Foto 62: Marcos 7 e 8





Foto 63: Marcos 10 e 11



Foto 64: Marcos 12 e 13





Foto 65: Marcos 14 e 15



Foto 66: Marcos 16 e 17





Foto 67: Marcos 18 e 19



Foto 68: Marcos 20 e 21

- f) Levantamento fotográfico com auxílio de drone.  
A seguir é apresentada as fotos aéreas feitas com auxílio do drone.





Figura 29: Imagem aérea



Figura 30: Imagem aérea



Figura 31: Imagem aérea



Figura 32: Imagem aérea





Figura 33: Imagem aérea



Figura 34: Imagem aérea



## 6 CONCEPÇÃO DA BARRAGEM

---

A conscientização humana, notadamente nas duas últimas décadas, da limitação dos recursos naturais da terra, aliada à crescente demanda das mesmas, tem conduzido cada vez mais a sua exploração de modo racional e otimizado, reduzindo seu desperdício ao mínimo.

Sob esse enfoque são desenvolvidos os estudos para implantação de barragens, compreendendo o barramento, as estruturas associadas e o reservatório, que são obras necessárias para uma adequada gestão dos recursos hídricos. Em uma primeira fase, é estudada toda a Bacia Hidrográfica, e associada a todos os possíveis usos de água. Deste modo, evita-se que a implantação de uma barragem, num determinado local, prejudique outros locais barráveis da bacia, o que impediria a otimização global almejada. Por outro lado, evita o aproveitamento da água somente sob uma finalidade.

A construção e a operação das barragens podem, no entanto, envolver danos potenciais para as populações e para os bens materiais e ambientais existentes no entorno. Desta forma, a segurança de barragens é um aspecto fundamental para todas as entidades envolvidas, bem como os agentes que lhes dão apoio técnico nas atividades, relativas à concepção, ao projeto, à construção, à operação e, por fim, ao descomissionamento (desativação), as quais devem ser proporcionais ao tipo, dimensão e risco envolvido. E para garantir as condições de segurança de barragens ao longo da sua vida útil devem ser adotadas medidas de prevenção e controle dessas condições, que, se devidamente implementadas, asseguram uma probabilidade de ocorrência de acidente reduzida ou praticamente nula.

## 6.1 INTRODUÇÃO

As barragens podem ser definidas quanto as suas finalidades, sendo divididas em Barragens de Regularização e Barragens de Retenção. As Barragens de Regularização, tem a finalidade de regularizar o regime hidrológico de um rio, ou seja, armazena água no período de afluência em relação à demanda. Com esta operação, a amplitude de variações das vazões naturais do rio, é reduzida, garantindo-se assim, vazões efluentes, nos períodos de estiagem, superiores às naturais.

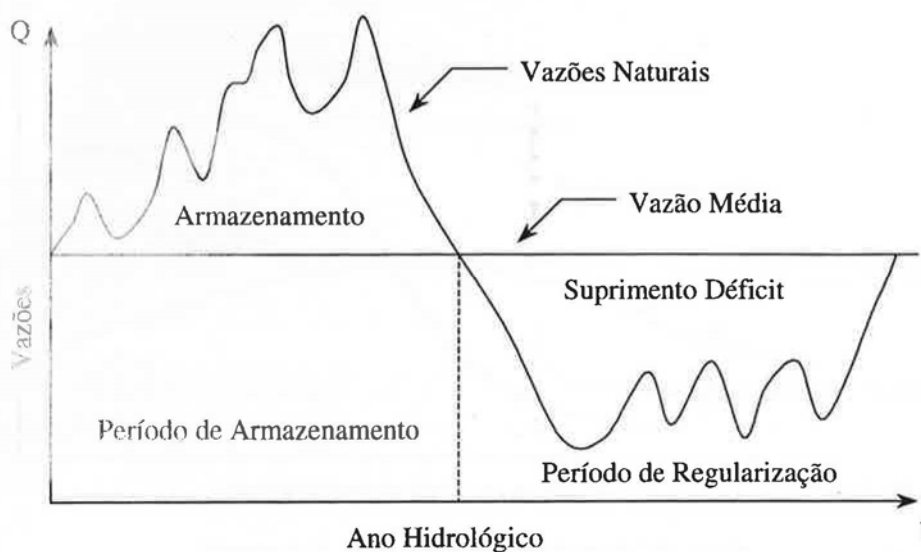


Figura 35 – Balanço de Regularização

Já as Barragens de Retenção têm a finalidade de reter água, amortecendo a onda de cheias para evitar inundações, podem ser utilizadas também para a retenção de sedimentos ou resíduos industriais. No caso de amortecimento de cheias, a onda de cheia é temporariamente armazenada, sendo posteriormente liberada, de tal modo que não cause danos a jusante.

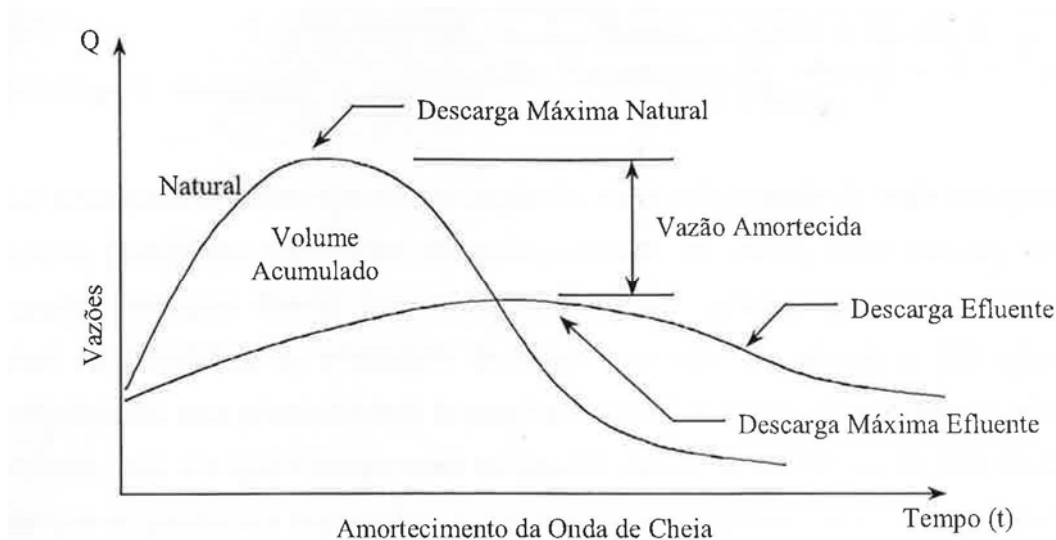


Figura 36 – Amortecimento da Onda de Cheia

Para o projeto em estudo, a Barragem foi definida com a finalidade de Regularização, ou seja, com o objetivo de armazenar as águas durante o período de cheias para suprir a vazão necessário durante o período de estiagem.

As barragens de aterro são estruturas essencialmente constituídas por materiais naturais ou processados, podendo ter diferentes tipos, de acordo com os fatores condicionantes locais.

Um fator importante são as características dos materiais disponíveis. Em princípio, todos os materiais disponíveis devem ser considerados como potencialmente utilizáveis na seção da barragem, prevendo-se no projeto um adequado zoneamento.

As condições climáticas do local devem ser levadas em consideração na escolha das seções das barragens, assim como as características hidrológicas do local e o esquema de desvio do rio, uma vez que, em regiões de chuvas intensas ou de chuvas muito prolongadas, ou que apresentem dificuldade para o desvio, pode-se acontecer a redução da produtividade.

O tempo requerido para a construção deve ser levado em consideração, de acordo com os vários aspectos das etapas de construção, reaproveitamento de materiais e necessidade de estoques intermediários. Essa comparação deve ser feita mediante o desenvolvimento de um estudo completo de arranjo geral, sequência construtiva, prazo de construção, balanço de materiais, desembolso, vantagens financeiras de antecipações, de redução de prazos e/ou adiantamento de desembolsos. A comparação de custos globais deve indicar o cronograma e metodologia executiva mais vantajosa.

As características geológicas e topográficas da fundação são, também, importantes fatores na escolha das seções da barragem, principalmente porque as características de resistência da fundação podem condicionar a declividade dos taludes da barragem (a utilização de taludes mais íngremes, possibilitada pelos enrocamentos, exige melhores características de resistência dos materiais de fundação). A deformabilidade e permeabilidade da fundação podem igualmente influenciar a seleção do tipo de barragem (barragens de seção homogênea impõem menor grau de exigência).

Os aspectos topográficos podem apontar para tipos de barragens que se adaptam melhor à existência de grandes heterogeneidades de fundação.

O tipo de barragem a selecionar deve integrar-se adequadamente no arranjo geral da obra, minimizando as interligações entre as diversas estruturas, maximizando o aproveitamento das estruturas para as diversas finalidades da obra.

## 6.2 SEÇÕES DAS BARRAGENS E ARRANJO GERAL

As seções das barragens serão selecionadas considerando a sua integração à disposição das demais estruturas. A escolha das seções deverá ser feita considerando



soluções que permitam o máximo aproveitamento das estruturas para as diversas finalidades da obra.

O processo de seleção da melhor alternativa deve ser iterativo, iniciando-se pela consideração das diversas soluções possíveis e por eliminação chega-se à solução mais viável a ser adotada.

O arranjo de uma barragem é muito influenciado pelo tipo de vale, podendo ser encaixado e estreito, semi-encaixado ou aberto. Em vales encaixados e estreitos é usual a execução de barragens de concreto tipo arco. No caso de vales semi-encaixados pode-se optar por barragens do tipo gravidade, com contrafortes ou mesmo barragens de enrocamento. Quando se tem vales muito abertos, recomenda-se barragens do tipo gravidade de concreto convencional ou concreto compactado com rolo (CCR) e barragens de terra.

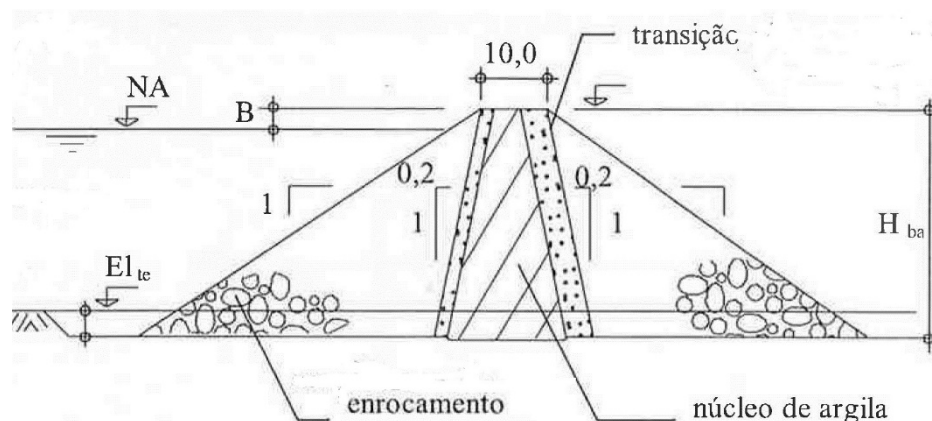


Figura 37 – Seção típica da barragem de enrocamento com núcleo de argila vertical

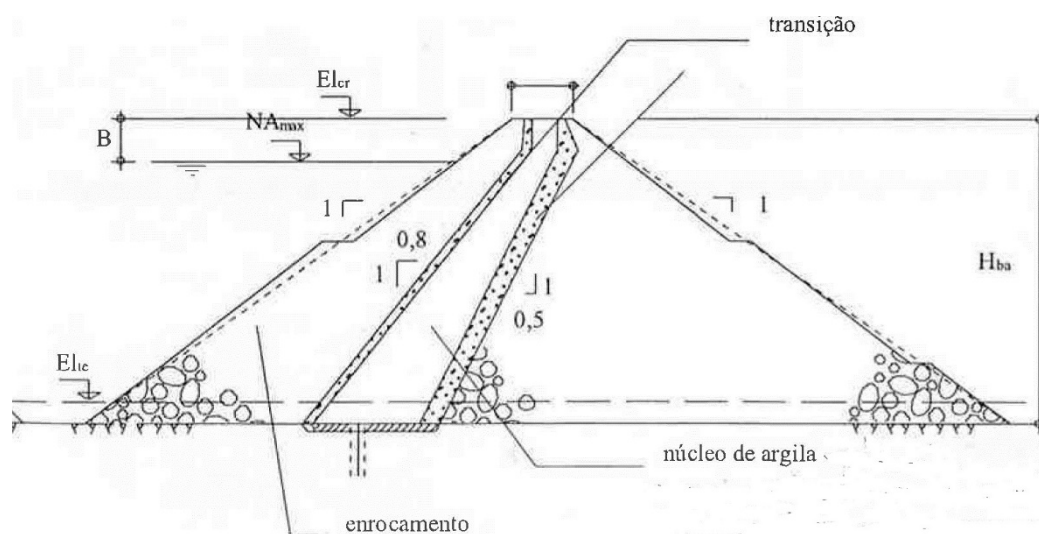


Figura 38 – Seção típica da barragem de enrocamento com núcleo de argila inclinado

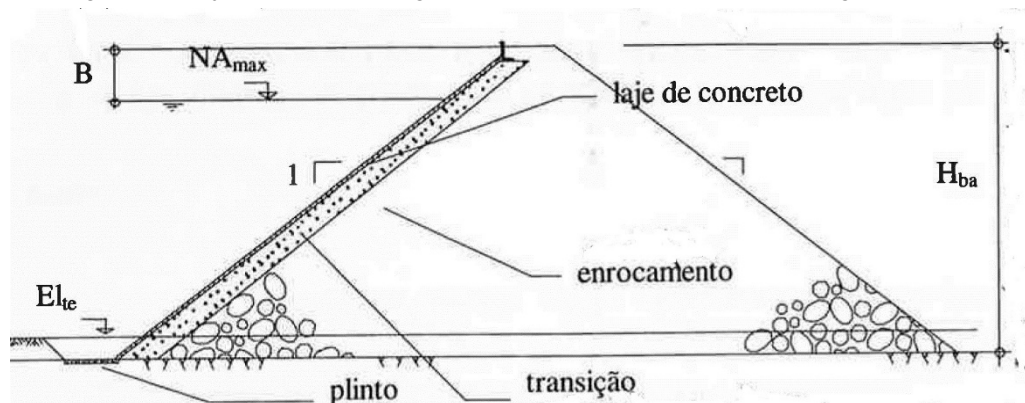


Figura 39 – Seção típica da barragem de enrocamento com face de concreto

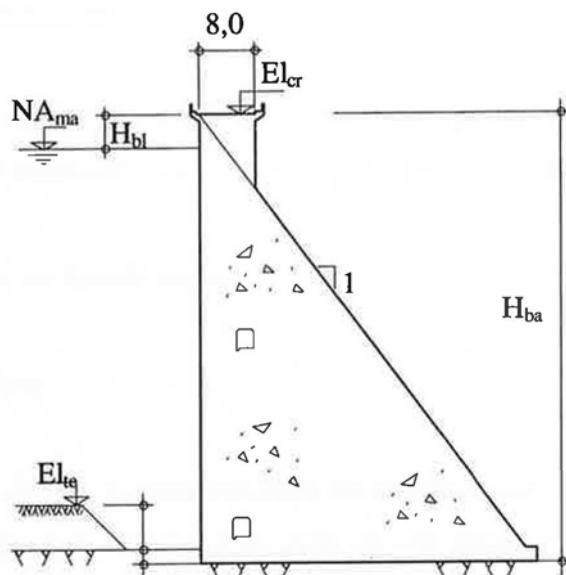
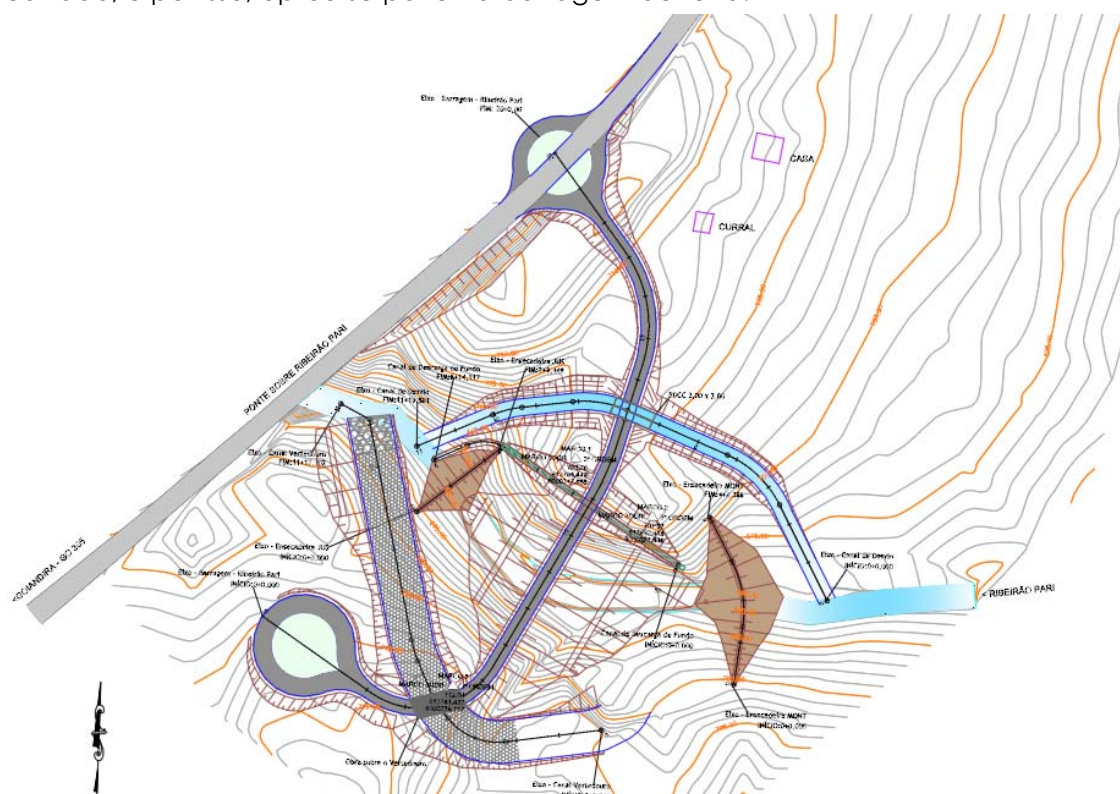


Figura 40 – Seção típica da barragem de concreto convencional a gravidade

Para o Projeto em questão, os estudos apresentaram uma topografia com vale semi-encaixado, e por isso, optou-se por uma barragem de terra.



### 6.3 TIPOS DE BARRAGEM DE TERRA

Quanto ao tipo de seção a barragem pode ser homogênea, zoneada ou de enrocamento. A seção homogênea tem predominância de um único material. É indicada quando a rocha está muito profunda e não há grande variação de materiais. A seção zoneada é indicada quando há muitos materiais disponíveis. Já a barragem de enrocamento é escolhida quando há predominância de material rochoso na sua seção.

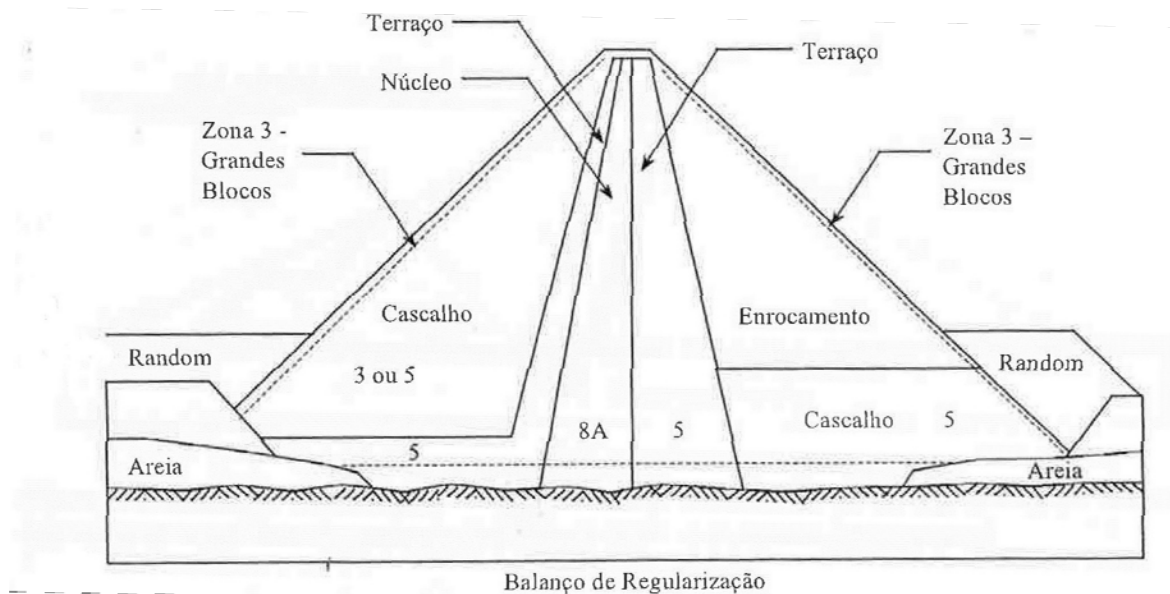


Figura 41 – Exemplo de barragem de seção zoneada

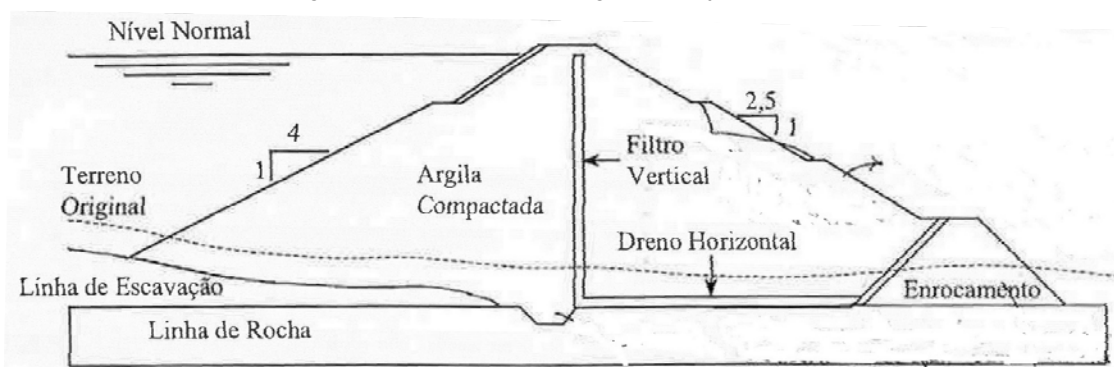
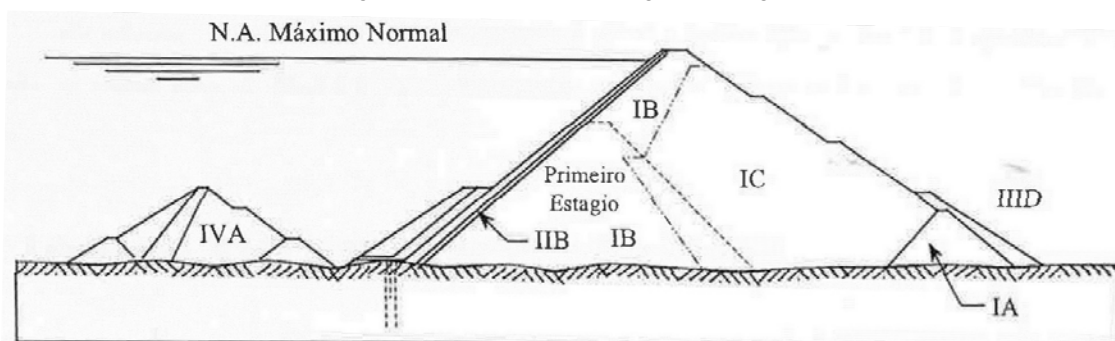


Figura 42 – Exemplo de barragem homogênea



(a) Enrocamento com face de concreto

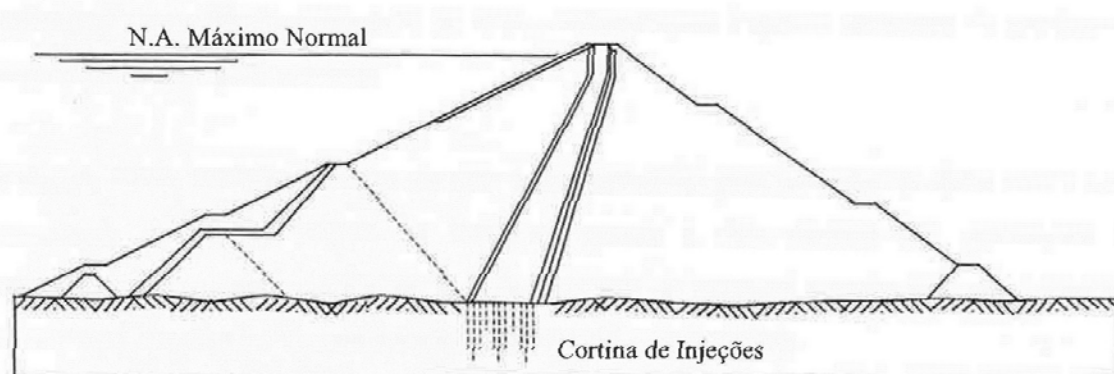


Figura 43 – Exemplo de barragem de enrocamento (a) Enrocamento com face de concreto; (b) Enrocamento com núcleo impermeável



A escolha da barragem de terra ou de enrocamento visa a otimização do arranjo geral do barramento como um todo, e não a sua otimização isolada. A mais estável entre as barragens de terra e terra-enrocamento é a barragem de enrocamento com núcleo de argila vertical. São o tipo de barragens que trazem nítidas vantagens econômicas no contexto global do aproveitamento.

## 6.4 FATORES NA ESCOLHA DA SEÇÃO TÍPICA

A principal vantagem das barragens de terra e enrocamento é que os materiais de construção são fornecidos pela natureza. Em alguns casos, somente um tipo de solo é disponível nas proximidades da obra. Neste caso, a preocupação quanto ao projeto da seção se prende a determinação das dimensões mais econômicas da barragem, associadas as características do material e respectiva especificação de compactação, bem como as características geotécnicas da fundação.

Se o material é de baixa permeabilidade, o projeto constituirá em um maciço homogêneo com um sistema de drenagem interno. Neste tipo de barragem é comum utilizar um filtro septo vertical ou inclinado para montante, até o nível de água máximo do reservatório. Não é aconselhável a utilização em barragens homogêneas, de filtro de pé ou tapete drenante horizontal, mesmo em barragens de pequena altura. O filtro vertical ou inclinado para montante, aumenta a estabilidade da região a jusante do maciço e evita qualquer possibilidade do fluxo atingir o talude de jusante o que levaria a formação de "piping" (erosão agressiva).

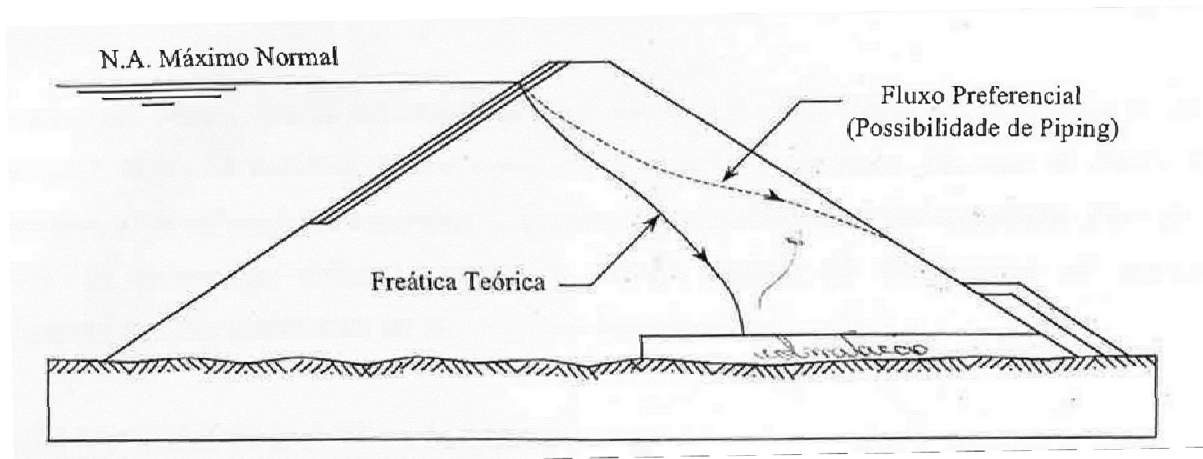


Figura 44 – Barragem homogênea com dreno horizontal

Por outro lado, há locais em que existe uma grande variedade de solos. Nestes casos, o projeto mais econômico consiste em um maciço zoneado, utilizando-se os materiais menos permeáveis na parte central, como núcleo, e os materiais granulares, mais resistentes, nas zonas externas.

Quando os materiais de uma jazida ou de escavações obrigatórias são erráticos, é comum utilizá-los numa zona denominada "random". Devido a heterogeneidade da zona de "random", esta nunca é utilizada com núcleo. Esta zona situa-se a jusante do filtro septo.

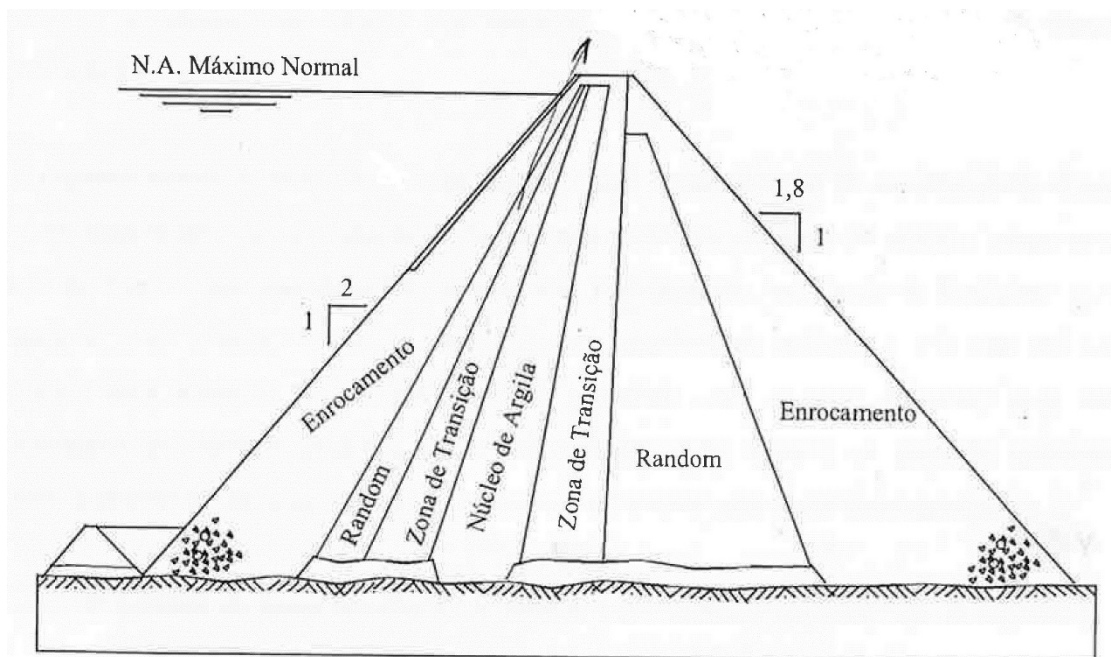


Figura 45 – Localização da zona denominada "random"

É aconselhável considerar em um primeiro momento os materiais provenientes das escavações obrigatórias. No caso de materiais terroso, a sua utilização só é econômica, quando utilizado diretamente das escavações. Por outro lado, as escavações rochosas obrigatórias, devem sempre ser incorporadas ao maciço independente da possibilidade de sua utilização direta ou não.

O projeto do maciço de uma barragem está intimamente ligado com as características geotécnicas do terreno de fundação, em particular, a resistência ao cisalhamento, a compressibilidade, a permeabilidade e a resistência a erodibilidade.

Quanto à resistência ao cisalhamento da fundação, o conceito de resistência baixa ou alta, tem como referência a resistência do material do maciço.

De um modo geral, quando a resistência da fundação é inferior a do maciço, os taludes do maciço são condicionados pela resistência da fundação, pois as superfícies potenciais de ruptura passam pela fundação. Por outro lado, quando a resistência da fundação é igual ou superior a do maciço, os taludes dos maciços são estabelecidos unicamente em função da resistência do mesmo.

Então, dependendo das características de resistência da fundação, não se faz necessário grande preocupação quanto ao tipo de material a ser utilizado no maciço, como também, quanto às respectivas especificações construtivas. Nos locais de fundações de baixa resistência e de grande espessura, cujos estudos econômicos indicam a sua não remoção, pode-se utilizar como material de maciço, qualquer material, com exceção daqueles com elevada porcentagem de matéria orgânica, bem como pouco rigor quanto ao grau de compactação mínimo e desvio de umidade, desde que o maciço apresente certa homogeneidade.

Deve-se projetar taludes mais abatidos e/ou bermas de equilíbrio, ou fazer a remoção total ou parcial da camada de baixa resistência, ou ainda utilizar de métodos para aumentar a resistência do solo (drenos de areia ou geossintético no caso de argila mole saturada), para o caso de terrenos com baixa resistência.

Quanto a compressibilidade, deve-se considerar a influência, no maciço, dos recalques da fundação, além do estudo da fundação quanto à ruptura. Esta influência se traduz principalmente por eventual fissuramento do maciço e pela redução do bordo livre "feebord".

Além dos recalques imediatos e por adensamento, um outro tipo de recalque também deve ser observado. São os chamados recalques por saturação, que ocorrem devido ao colapso da estrutura do solo da fundação, provocado pela saturação do mesmo, devido ao enchimento do reservatório.

Em função da permeabilidade, deve-se observar a perda d'água da fundação, que não pode ser excessiva. Assim como as pressões d'água na base do talude a jusante, que se elevadas, reduzem consideravelmente a estabilidade deste talude. E, deve-se observar os gradientes na saída, a jusante do pé do talude que também podem provocar "piping". Para o controle da percolação pode-se utilizar métodos para sua redução, como a utilização de uma zona impermeável, um tapete impermeável a montante, um diafragma ou uma zona de injeções. Ou, ainda realizar um controle de drenagem como um filtro-dreno vertical, o tapete drenante ou poço de alívio.

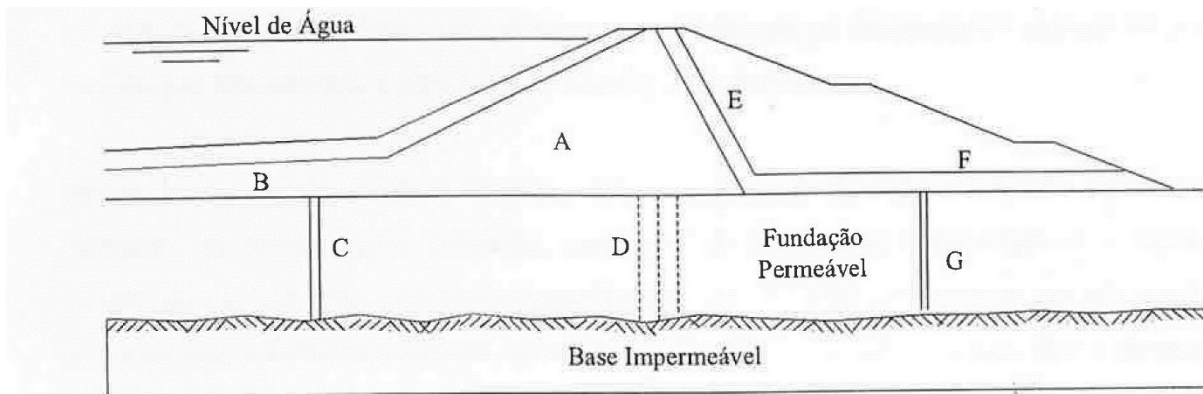


Figura 46 - Métodos para o controle da percolação: (A) Zona impermeável; (B) Tapete impermeável a montante; (C) Diafragma Flexível; (D) Zona de injeções; (E) Filtro-dreno vertical; (F) Tapete drenante; (G) Poços de alívio

Outros fatores importantes na definição da seção tipo são o tempo disponível para a construção e o clima da região. Os rendimentos gerados por um reservatório, em um ano de operação são bem superiores as economias obtidas em estudos adicionais de projeto, bem como alternativas de projeto mais econômicas, porém com tempo de construção maior. O clima da região está diretamente relacionado com o clima da região. Em locais de pluviosidade elevada e sem estação seca definida, o projeto de um maciço homogêneo de material bem argiloso, pode ser antieconômico de um ponto de vista global. Nestes locais, deve-se sempre que possível restringir o volume de material argiloso a um mínimo compatível com as necessidades técnicas do projeto, mesmo que esta não seja a solução mais econômica isoladamente.

Nestes locais de pluviosidade elevada, sempre que possível, tem-se utilizado no projeto de barragem de terra, seções zoneadas, com núcleo de material areno-argiloso e espaldares constituídos de materiais granulares (cascalho, cascalho arenoso, etc), mesmo que estes materiais se encontrem a distâncias maiores, ou adotadas seções de terra enrocamento. Outra alternativa é a utilização de taludes mais brandos, porém aceitando-se um controle de compactação menos rigoroso, no que concerne a umidade de compactação.

A escolha de uma barragem de enrocamento é muitas vezes ditada pelo tempo disponível para construção, pois a execução do enrocamento independe das condições climáticas da região. Entretanto, a construção do enrocamento depende da construção do núcleo, que por sua vez depende das condições climáticas. A fim de se obter uma otimização na construção do enrocamento, o núcleo é projetado com inclinação para montante. Deste modo é possível a construção de grande parte do talude a jusante, independente da subida do núcleo.



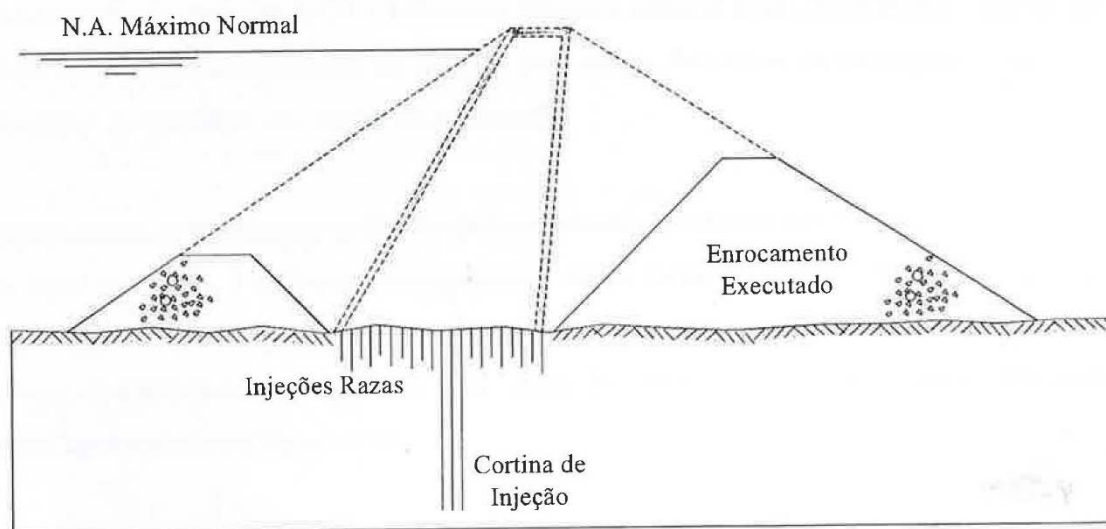


Figura 47 - Barragem de enrocamento com núcleo argiloso inclinado a montante

De um modo geral, a sequência de construção de uma barragem envolve duas grandes fases. Na primeira fase, o rio continua passando pela calha natural (total ou parcial). Durante esta fase são construídas as estruturas de desvio (canal lateral, túnel, galeria, etc), por onde será desviado o rio na segunda etapa. Na segunda fase é feito o fechamento do canal por onde passava o rio na primeira fase e, completada a barragem neste trecho.

Nos casos em que é extenso o canal por onde passa o rio durante a primeira fase, não é econômica a construção de pontes, ligando as duas margens. Neste caso, na primeira fase, os materiais de construção para as duas frentes de trabalho tem que ser das próprias margens, mesmo ocorrendo materiais com características geotécnicas bem mais favoráveis em uma margem que em outra, resultando deste modo, em seções de barragens diferentes.

Quanto a ensecadeira da segunda fase, a sua cota é definida em função de considerações hidrológicas e hidráulicas, de tal modo que seja segura para uma determinada cheia (em geral, com tempo de recorrência de 25 a 100 anos). Como o volume desta ensecadeira é considerável, é prática corrente a incorporação da mesma ao maciço definitivo da barragem, resultando em diminuição de volume e em tempo de construção.

Quanto ao reservatório, quando a quantidade d'água disponível é da mesma ordem de grandeza da demanda, a perda d'água por infiltração, através do maciço e da fundação, deve ser reduzida ao máximo. Esta necessidade é comum em barragens de regularização, de porte médio, para abastecimento de cidades. Neste caso, deve-se utilizar, para o maciço, materiais de baixa permeabilidade, e tratamento de fundação, visando reduzir ao máximo a percolação, em algumas condições será necessária a utilização de medidas de redução de percolação com "cut-off" total ou diafragma total.

Por outro lado, para as barragens construídas unicamente com finalidade de controle de cheias, o controle da percolação se reflete somente quanto aos gradientes de saída (para o controle do "piping") e as sub-pressões na base do talude de jusante, e não quanto ao volume total d'água perdida por percolação. Em alguns casos o tempo de permanência do volume armazenado para o controle de cheias é tão reduzido que não há possibilidade de estabelecimento de regime permanente de fluxo no maciço, não necessitando, portanto, maiores cuidados de drenagem interna.

## 6.5 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Em termos de controle da barragem, alguns itens devem ser seguidos para que a barragem apresente segurança satisfatória. De fato, dá-se maior importância aos fatores ligados a engenharia geotécnica, onde deve-se analisar as tensões e deformações no maciço e na fundação, na condição de equilíbrio limite, além de analisar também essas

tensões de deformações em regime elástico, linear ou não. É de suma importância, também, os estudos de percolação.

Os taludes da barragem devem ser estáveis durante a construção e todas as fases de operação incluindo a de rebaixamento rápido. O maciço não deve impor tensões excessivas a fundação. A análise de estabilidade do maciço e fundação, no regime de equilíbrio limite, não considera as deformações cisalhantes necessárias a mobilização da resistência ao cisalhamento. Deste modo, embora um talude possa apresentar uma segurança global ao deslizamento, suas deformações podem não ser compatíveis com a segurança da obra.

A percolação através do maciço, fundação e ombreiras devem ser controladas de tal modo que não ocorra "piping" ou remoção de material por solução. Adicionalmente, a quantidade d'água perdida por percolação deve ser compatível com a finalidade do projeto. A análise de segurança ao "piping" deve contemplar a comparação entre forças de percolação com forças de gravidade. Com isso, o estudo do "piping" envolve o estabelecimento do estado de tensões no maciço durante a operação da barragem, uma vez que, tanto a força atuante de percolação, quanto a resistência, de gravidade, é função do estado de tensões. A existência de zonas fraturadas no maciço ou de fraturas abertas devido à percolação (faturamento hidráulico) governa a distribuição da permeabilidade no maciço e, conseqüentemente, a configuração dos gradientes hidráulicos.

A crista da barragem deve ter uma elevação segura quanto ao transbordamento por efeitos de ondas, bem como uma folga adicional referente aos recalques após construção. Os recalques do maciço e da fundação, provocam distribuição de tensões no interior do maciço, com possíveis aberturas de trincas.

A capacidade de vazão do vertedouro deve ser de tal ordem a impedir o transbordamento do reservatório sobre a barragem de terra.

A engenharia geotécnica envolve a estimativa das tensões e deformações tanto nas obras de terra como nas fundações. A fim de obter essa estimativa de modo correto é necessário o conhecimento das equações constitutivas dos solos, bem como a distribuição geométrica dos diversos tipos de solo, bem como a distribuição geométrica dos diversos tipos de solos.

Devido à impossibilidade da aplicação do procedimento correto acima exposto, a engenharia geotécnica subdividiu o problema geral de tensões e deformações no solo em dois grupos: um associado à deformação e o outro referente a máxima tensão que pode ser imposta a uma massa de solo, estado de ruptura.

Na realidade, o solo deforma de modo contínuo, desde seu estado inicial de tensões até a ruptura. Muitos problemas têm ocorrido em projetos de barragem devido à separação artificial e simplificada, do comportamento do solo, em estudos de deformação, sem consideração de rupturas localizadas e estudos de ruptura, sem consideração das deformações necessárias para a massa de solo atingir o estado de ruptura.

As barragens de terra (enrocamento) são constituídas por um núcleo de material terroso impermeável, contido por espaldares de enrocamento, e com zonas de filtro e transição entre o núcleo e o enrocamento. A posição do núcleo varia desde extremamente inclinado, coincidindo com o talude de montante, até a posição central, simétrica.

Sob o ponto de vista de estabilidade de taludes, de faturamento hidráulico do núcleo e eficiência no contato núcleo-fundação, de um modo geral, função das características de resistência e deformabilidade do material do núcleo e do enrocamento, o núcleo moderadamente inclinado para montante constitui a posição otimizada. De forma livre a "inclinação moderada" se refere a inclinação 0,4H:1,0V a 0,6H:1,0V para a interface de jusante do núcleo de enrocamento, e 0,9H:1,0V a 1,0H:1,0V para a interface de montante. O núcleo inclinado também apresenta vantagens de cronograma, em locais de alta pluviosidade, por possibilitar construção de maior volume do enrocamento de jusante, independente do núcleo.

Quanto ao sistema interno de drenagem, de acordo com a evolução dos projetos pelos anos, hoje, impõe-se a necessidade de septo drenante total, a fim de evitar fluxo emergente no talude de jusante. Deve-se observar as condições ideais de percolação, implícitas no conceito de rede de fluxo, e as condições reais, associadas a camadas mal compactadas, ao estado de tensões do maciço e zonas fissuradas no maciço.

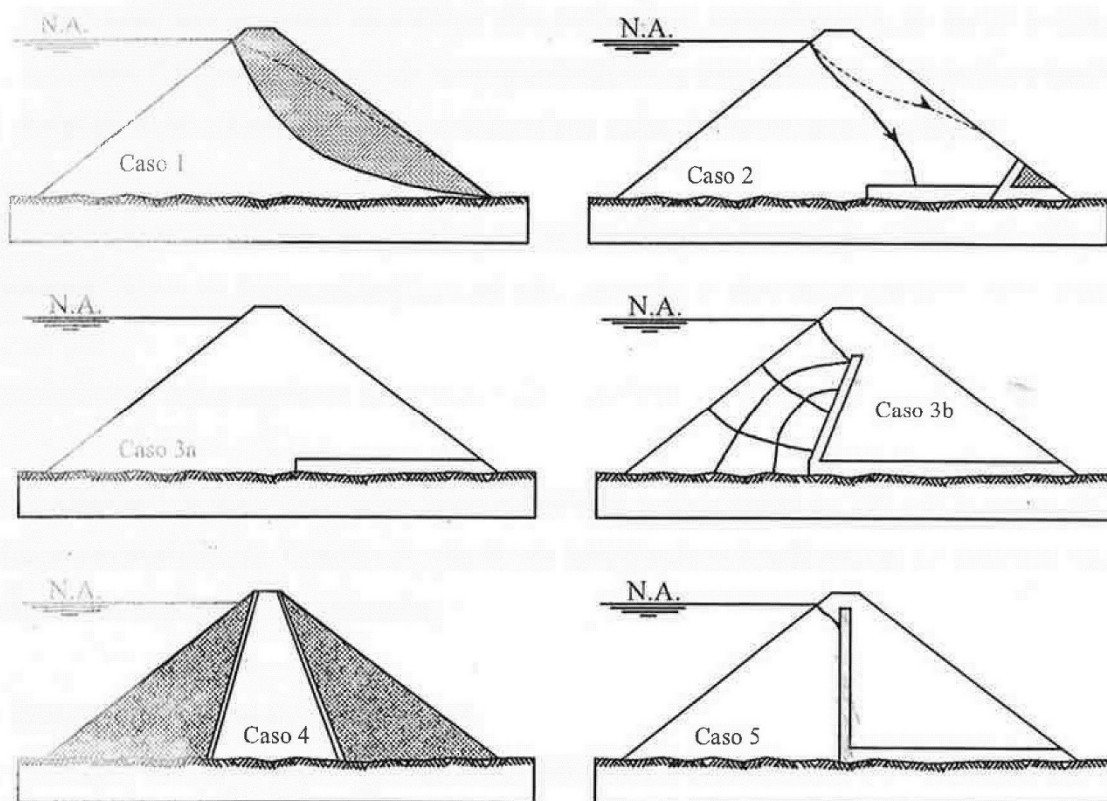


Figura 48 - Evolução do projeto de barragens de terra e seu sistema de drenagem interna

No caso de regularização de fundação rochosa, é comum a existência de grandes irregularidades topográficas na superfície rochosa no leito do rio, associadas a zonas de maior faturamento da rocha, uma vez que o rio "procura" as zonas de fraquezas estruturais da rocha para estabelecer o seu leito.

Projeto de barragens de terra e/ou enrocamento em tais regiões, caracterizadas por variações abruptas da superfície rochosa, exigem uma análise detalhada das zonas potenciais de fissuras no maciço, devido às deformações diferenciais impostas por estas irregularidades topográficas. Para estes casos, é aconselhável a regularização da topografia da fundação, através da suavização das irregularidades, ou a fixação da sequência construtiva de modo a reduzir os recalques diferenciais. Também é possível a adequação dos materiais do maciço e/ou respectivas especificações, de modo a reduzir os recalques diferenciais, ou provir maior plasticidade ao solo nas zonas solicitadas a tração. Ou ainda, a ampliação do sistema de drenagem interna nas zonas de fissuramento potencial.

Para fundações em solos argilosos saturados moles, como estes materiais caracterizam-se por baixa resistência ao cisalhamento, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade, aconselha-se a remoção parcial ou total do material, ou a utilização da construção por etapas associadas com utilização de drenos verticais de areia para aceleração do adensamento e, a diminuição da solicitação cisalhante da fundação mediante adaptação da seção transversal da maciço através da suavização dos taludes e/ou com emprego de bermas de equilíbrio, fazendo com que a resistência ao cisalhamento aumente.

Quanto ao aspecto de elevada deformabilidade deve-se distinguir os casos de recalques quase absolutos de recalques diferenciais. O primeiro tipo de recalque pouco frequente, interfere no projeto somente no que se refere a diminuição do bordo livre, necessitando, portanto, de uma sobre elevação da cota da crista da barragem correspondente aos recalques após a construção. Quanto aos recalques diferenciais, as soluções de projeto tem sido a adaptação de sequência construtiva visando uma redução dos recalques diferenciais e/ou projeto de sistema de drenagem mais rigoroso, a espessura dos drenos deve ser de tal ordem que não sejam seccionados devidos aos recalques diferenciais.



Vale salientar que somente uma jazida foi previamente estudada e o volume da mesma não atende a demanda do projeto, logo, faz-se necessário o estudo aprofundado das jazidas indicadas no projeto para validação do volume e especificidades do material a ser utilizado.

Para as três jazidas indicadas é necessário verificar a disponibilidade volumétrica e características de projeto. Ensaios complementares em laboratórios e ensaios de campo serão necessários como por exemplo com a caracterização completa, adensamento, triaxiais (que permitam verificar deformabilidade e estabilidade), de permeabilidade e de cisalhamento.

Além dos ensaios mencionados, em relação às jazidas, ensaios nas estruturas que compõem o arranjo geral deverão ser realizados e os mesmos foram contemplados no orçamento, sendo os mesmos imprescindíveis para garantir a segurança da barragem.

O projeto da barragem é garantido a partir de uma execução rígida considerando os critérios de segurança e os parâmetros de projeto. Todos os materiais a serem utilizados devem atender aos critérios de projeto e a execução deve ser acompanhada por técnicos experientes que possam subsidiar as tomadas de decisões na fase de obra.

O projeto em questão, contemplou 5 (cinco) furos de sondagem para determinação de todos as estruturas projetadas. Os dados destes furos foram extrapolados para os projetos de todo o maciço da barragem, vertedouro e ensecadeiras. Trabalhou-se com homogeneização (interpolação dos parâmetros) do solo entre os furos para a solução de projeto. Na fase de obra a realidade do subsolo estará integralmente disponível e mudanças, desde que subsidiada por uma equipe técnica especializada, para beneficiar a solução de execução poderá ocorrer.

Salientamos no presente relatório a importância de uma equipe técnica especializada multidisciplinar para dar suporte à equipe de fiscalização da Prefeitura Municipal de Catalão e à equipe de executora em toda a fase de execução no tange segurança e atendimento aos critérios de projeto, garantindo assim, uma obra sem riscos e benéfica para a população que será atendida pelo reservatório projetado.

No faz parte do escopo deste trabalho a limpeza e destocamento e regularização de a área do reservatório, no entanto, é importante lembrar que tal trabalho garante a capacidade de reserva calculada e qualidade da água a ser servida.

Em relação à capacidade de reserva, o estudo hidrológico apresentado se baseou em dados estatísticos e de pluviometria, logo faz-se necessário o estudo do comportamento hidrológico-hidráulico pós execução para garantir os dados estudados. Mediante o exposto, a equipe projetista recomenda o estudo batimétrico do reservatório para o estudo de demanda efetiva baseado em dados reais.

## **6.6 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS**

### **6.6.1 Limpeza, Raspagem, Destocamento e Desmatamento**

A presente especificação trata dos serviços de limpeza, desmatamento, destocamento e raspagem das áreas onde serão implantadas as estruturas e/ou nos locais indicados nos desenhos de projeto executivo.

Serão limpas, desmatadas, destocadas e raspadas as áreas a serem implantadas da barragem, áreas de jazidas, áreas de empréstimo e de estocagem e outros locais necessários previamente indicados nos desenhos. O material resultante será removido para os devidos botas-foras.

Os serviços correspondentes aos trabalhos de desmatamento, destocamento e raspagem do terreno deverão obedecer às dimensões e aos alinhamentos indicados nos desenhos, nas instruções ambientais e/ou conforme exigências do Contratante. Para a execução dos serviços não serão permitidas queimadas nem o uso de agrotóxicos ou quaisquer produtos que possam poluir o meio ambiente.

Os serviços previstos deverão ser conduzidos com as cautelas impostas pela necessidade do próprio evento em si, de segurança do pessoal envolvido na construção e das pessoas em geral.

#### **6.6.1.1 Serviços Previstos**

Os serviços serão executados em três níveis:

a) Desmatamento: consistirá na derrubada e/ou corte de todas as árvores, assim como de toda vegetação existente nas áreas a desmatar, cujo resultado desta operação será carregado, transportado, descarregado e espalhado no bota-fora.

b) Destocamento: compreenderá a retirada de tocos de porte, raízes profundas ou não, cujo resultado dessa operação será carregado, transportado, descarregado e espalhado no bota-fora.

c) Raspagem: para remoção da camada superficial com maior concentração de matéria orgânica e limpeza, de forma que a superfície resultante se apresente completamente livre de qualquer detrito. É de interesse que os bota-foras resultantes da raspagem venham servir, futuramente, como fonte de material para recuperação de áreas degradadas e/ou conforme premissas do PGA (Plano de Gestão Ambiental).

As atividades de desmatamento e destocamento poderão ser realizadas simultaneamente, desde que atendidas estas especificações. Em qualquer situação a raspagem será considerada como escavação comum.

É importante que sejam tomadas todas as providências para a preservação da paisagem natural e orientar os serviços de maneira a não desfigurar e proporcionar danos ao meio ambiente. Deve-se limitar a execução do desmatamento/ destocamento raspagem nas áreas estritamente necessárias para implantação do empreendimento e utilizar, nesses serviços técnicos, procedimentos e métodos de trabalho que minimizem o impacto ambiental cumprindo todos os programas previstos no EIA/RIMA e legislações pertinentes.

Nos locais das escavações obrigatórias, se detectado que os solos subjacentes à camada vegetal tenham características adequadas para emprego nos maciços das estruturas de terra, deverá ser feito o seguinte procedimento: "raspar e remover a camada superficial através da carga, transporte, descarga e espalhamento em bota-fora e, descoberto o solo, programar a sua utilização da melhor maneira possível, em conformidade com o cronograma da obra".

Caso estes solos não se prestarem para utilização nos maciços das estruturas de terra, as raspagens e respectivas escavações poderão ser removidas (carga/ transporte/ descarga/ espalhamento) em conjunto para o bota-fora.

A limpeza, o desmatamento, o destocamento e a raspagem nas áreas de empréstimo, deverão ser realizadas em etapas, de modo a evitar a exposição prematura e, consequentemente, o ressecamento dos materiais destinados à construção dos aterros.

Os materiais que porventura possam ser utilizados em trabalhos de terraplenagem deverão ser transportados para as correspondentes áreas de estoque ou lançados diretamente na área de construção e/ou da barragem de terra. Os materiais provenientes das raspagens deverão ser estocados para futura utilização na urbanização e/ou recomposição de áreas degradadas.

Os materiais considerados inaproveitáveis, para qualquer outra atividade, deverão ser escavados, carregados, transportados, descarregados e espalhados nos bota-foras, preferencialmente naqueles não inundáveis pelo futuro reservatório.

Os materiais provenientes das operações de desmatamento, destocamento e raspagem não poderão ser lançados no rio Paraopeba, no ribeirão das Almas ou qualquer outro, e nem em drenagens naturais, sob nenhuma hipótese.

#### **6.6.2 Escavações Comuns, por Escarificação e em Rocha a Céu Aberto**

Na presente seção são apresentados os requisitos técnicos para execução de todos os trabalhos de escavação a céu aberto. O escopo dos trabalhos compreende a limpeza

e preparo do terreno de todas as áreas a serem escavadas, as escavações propriamente ditas e a carga, o transporte, a descarga /espalhamento dos materiais para as áreas de destino (aplicação direta, pilhas de estoque, bota-fora, etc.).

O controle de qualidade das escavações será de responsabilidade e ônus do construtor.

As escavações deverão ser executadas nos alinhamentos, taludes e cotas especificadas, conforme indicado nos desenhos de projeto executivo.

Pelo menos 30 dias antes do início dos serviços de escavação de uma determinada área, deverá ser elaborado o planejamento dos trabalhos, contemplando: a indicação da locação das estradas de serviço, o local das escavações, o cronograma de execução, a sequência executiva a ser utilizada, as produções médias previstas, o destino dos materiais, a relação de equipamentos a serem empregados e os métodos a serem utilizados.

Os métodos de escavação a serem adotados deverão levar em conta as várias condicionantes de utilização dos materiais, tais como agregados para concreto, enrocamento, "rip-rap", blocos especiais e a necessidade de seleção dos mesmos, quando for o caso.

Assim que forem atingidos os limites previstos para as escavações, serão avaliadas as condições geológico-geotécnicas remanescentes encontradas e, caso sejam consideradas inadequadas, serão efetuadas revisões quanto aos novos alinhamentos e quanto a outras eventuais intervenções de projeto consideradas necessárias.

As superfícies de escavação que ficarão expostas em caráter permanente deverão apresentar taludes estáveis, regulares e estar devidamente drenados. Quando for o caso e mediante aprovação do Contratante, deverão ser efetuadas as proteções para tratamento das fundações e dos taludes.

Em todos os locais em que houver a necessidade da observância de gabaritos hidráulicos, ou sempre que as superfícies escavadas venham a receber concreto (estrutural ou não), não serão permitidas subescavações ("*underbreak*").

#### 6.6.2.1 Limpeza e Preparo do Terreno

A limpeza e o preparo do terreno, deverão seguir o especificado na memória de cálculo. "Limpeza, Raspagem, Destocamento e Desmatamento". Particularmente, a limpeza e o preparo do terreno referente as áreas de implantação das obras e/ou pedreiras (se for o caso), consistirão na escavação, carga, transporte, descarga e espalhamento em bota-fora do produto resultante do desmatamento, destocamento e raspagem, além da matéria orgânica e/ou material inservível porventura ocorrente, de modo que se tenha a superfície final limpa e exposta. Em hipótese alguma, esses materiais poderão ser lançados no rio.

Os serviços de raspagem serão considerados como escavação comum.

#### 6.6.2.2 Classificação das Escavações

##### 6.6.2.2.1 Escavação Comum

Estão compreendidas nesta classe as escavações com uso de equipamentos convencionais de terraplenagem para remoção/escavação de solos ou rochas incoerentes e/ou deterioradas, contendo ou não matéria orgânica, raízes, pedregulhos, cascalhos, blocos de rocha pequenas e materiais similares, que possam ser removidos/escavados sem o uso de explosivos ou sem o emprego de equipamentos munidos de escarificadores. A classificação do material de escavação comum será efetuada sem que haja distinção entre materiais secos, úmidos, alagados, duros ou moles, fofos ou compactos. Também serão classificadas como escavação comum aquelas escavações a serem executadas com o uso de retroescavadeiras ou outros equipamentos para remoções abaixo do nível d'água.

Os limites do topo rochoso indicados nas seções do projeto são inferidos a partir dos dados investigativos disponíveis, podendo não representar as reais condições a ser encontradas no campo.

##### 6.6.2.2.2 Escavação por Escarificação (Barragem)



A escavação por escarificação compreende a remoção de rocha decomposta e/ou muito fraturada, assim como outros materiais similares, através de trator de esteira tipo D8-K ou correspondente, equipado com escarificador hidráulico de um dente e que não possa ser escavada com o canto da lâmina daquele trator de esteira (ou similar). Para facilitar a escarificação deve ser prevista, quando aplicável, a eventual detonação de fogachos.

As escavações por escarificação deverão ser executadas até o limite do topo da rocha sã ou pouco alterada, onde a escavação só possa ser efetuada com o uso continuado de explosivos.

#### 6.6.2.2.3 Escavação de Rocha a Céu Aberto com Uso de Explosivos

As atividades de escavação em rocha compreendem os serviços de locação dos furos, perfuração, carregamento, detonação, carga, transporte e lançamento e espalhamento do material diretamente no local de aplicação, ou em áreas de estoque ou em bota-foras.

O desmonte a fogo deverá ser executado sob a supervisão de pessoal habilitado, utilizando-se operários experientes neste tipo de atividade, devendo ser rigorosamente observadas as normas de segurança de acordo com a legislação vigente. Nenhum serviço de escavação a fogo poderá ser iniciado sem antes ter sido assegurada a adequada proteção das pessoas envolvidas ou não, das instalações próximas a detonação, dos equipamentos pertinentes e das propriedades periféricas (se houver).

Os trabalhos de escavação a fogo deverão ser planejados de modo a resguardar a integridade de estruturas em construção e/ou construídas, além de equipamentos e construções eventualmente existentes nas proximidades, como já citado acima, e do próprio maciço rochoso.

Os primeiros fogos deverão servir como testes, cujo resultado orientará acerca das medidas a serem adotadas nos desmontes subsequentes, no sentido de preservar a integridade das superfícies finais das escavações. Estas deverão ser bem-acabadas, regulares e dotadas de drenagem adequada.

Todo o material instável dos taludes remanescente ou não da detonação, após o "batechoco", deverá ser removido por meio de alavanca ou ancorado, de acordo com o preconizado nessa especificação técnica no capítulo referente e/ou no desenho de projeto específico.

Todos os taludes de escavação, que venham a apresentar periculosidade potencial a máquinas, equipamentos ou transeuntes, deverão ser adequadamente tratados e protegidos com o auxílio de telas frouxas e chumbadores ou outro sistema de proteção considerado adequado em cada caso.

##### Testes com Explosivos

Para determinação dos valores limites de carga a utilizar nos planos de fogo e dos tipos de explosivos mais adequados, deverão ser efetuados testes com explosivos, em área a ser selecionada no local e acordado previamente com o Contratante.

Durante as escavações de produção deverão ser efetuadas medições periódicas das vibrações induzidas pelas detonações, com equipamento sismográfico, para aferição das velocidades de partícula em estruturas construídas e em construção, bem como em taludes rochosos remanescentes. Dependendo do resultado das medições, os esquemas de fogo poderão ser revistos e modificados.

Com base nas medidas das velocidades de vibração induzidas, será formulada a equação para estabelecimento das cargas máximas que melhor se adaptem às características do maciço rochoso local.

##### Programa de Escavação e Plano de Fogo

Pelo menos 48 horas antes do início das operações previstas para o desmonte de uma frente de serviço (bancada), e em complementação ao planejamento das escavações, deverão ser aprovados o programa de escavação e os planos de fogo.

No programa da escavação deverá constar a geometria e a localização da área do desmonte, o destino dos materiais escavados, as áreas de isolamento para segurança, bem como outros dados julgados de interesse.

Nos planos de fogo deverão estar incluídos a geometria da bancada a ser detonada, o volume teórico de rocha a ser removida, a amarração, profundidade, inclinação e demais características dos furos, as cargas totais por tempo de espera e a carga total a ser detonada, o tipo de explosivo, a sequência de fogo, as ligações elétricas das espoletas com o tipo e método de detonação, ou as ligações de cordel com detonadores, e demais dados julgados de interesse.

Deverá ser preparada também a folha de carregamento onde constará a carga por furo, indicando o furo por linha e número, bem como a disposição dos cartuchos no furo e o tampão.

#### Desmonte de Rocha

Para o desmonte de rocha a céu aberto, resguardados os limites de segurança "carga x distância", as escavações serão divididas em dois setores denominados respectivamente "núcleo" ou "fogo de miolo" e "faixa final" ou "de contorno".

##### a) Desmonte do Núcleo

Deve ser entendido como núcleo a parte central do volume total da escavação até 10m das paredes laterais finais previstas no projeto e até 5m da base ou piso final da escavação.

Para o desmonte do núcleo poderão ser utilizadas perfurações até o diâmetro máximo de 6", não havendo restrições quanto às profundidades, quantidades e extensões, desde que respeitados os limites de velocidade de vibração em vigor (item Proteção às Estruturas Construídas) e não causem danos ao maciço rochoso fora dos limites da escavação. A carga máxima de explosivo por espera será de 90 kg, podendo ser aumentada dependendo do resultado dos testes.

O tempo de espera mínimo para espoletas elétricas será de 25ms e para os retardadores de cordel de 30ms.

À medida que a escavação for se aproximando dos limites finais, os planos de fogo serão alterados de modo a preservar o maciço rochoso remanescente, em função dos alinhamentos contemplados nos desenhos de projeto. As detonações não deverão causar trincas ou fraturamentos excessivos das superfícies finais de projeto, o que poderia torná-las impróprias ou provocar a necessidade de aplicação de tratamentos onerosos.

Todos os valores acima indicados constituem-se em dados preliminares, a serem adotados no caso geral dos desmontes. Ajustes ou modificações poderão ser adotados, desde que a prática corrente dos desmontes anteriores mostre sua melhor adequação às condições locais.

##### b) Desmonte das Faixas Finais

As faixas finais serão subdivididas em horizontais (cotas finais da escavação prevista no projeto) e verticais ou inclinadas (paredes finais das escavações).

###### •Faixas Horizontais

A última bancada, acima da superfície horizontal de projeto, deverá ser escavada de modo cuidadoso, para preservar ao máximo o maciço rochoso remanescente. Para tanto deverão ser adotados os seguintes procedimentos:

- As bancadas finais de escavação deverão ter altura máxima de 5,0 m e mínima de 2,0 m, com conseqüente redução da malha de furação e do carregamento de explosivo por furo;
- Redução do diâmetro dos furos para 2";
- Desmonte da última bancada com inclinação de 30° em relação à vertical ou mais suave, eliminando-se a subfuração;
- Redução da carga de explosivo até próximo ao mínimo necessário para o desmonte;

- Utilização de explosivos com velocidade de detonação máxima de 4.000 m/s e força máxima de 60%.

- Executar a perfuração com todo cuidado seguindo os alinhamentos, profundidades e inclinações previstos;

- Não ultrapassar os limites de velocidade de partícula em vigor.

- Faixas Verticais e Inclinaadas

Para reduzir ao mínimo o abalo das superfícies finais de contorno das escavações, deverão ser efetuados planos especiais de detonação, podendo ser adotado um dos seguintes procedimentos: pré-fissuramento; pós-fissuramento ou perfuração em linha.

- Pré-fissuramento

O pré-fissuramento consiste na detonação antecipada de uma linha de furos, ao longo do limite final da escavação prevista, visando a criação de uma fissura plana no contorno da escavação. A linha pré-fissurada servirá de anteparo destinado a amortecer e refletir parte das ondas de choque das detonações posteriores.

Os furos de pré-fissuramento deverão ter diâmetro máximo de 2 ½", sendo espaçados ao longo da linha de 0,50 a 0,80m centro a centro. O espaçamento poderá eventualmente ser aumentado, dependendo do resultado de testes na fase de construção e do acabamento desejado.

A primeira fileira de furos de desmonte, adjacente a linha de pré-fissuramento, deverá ser situada a uma distância de 1,0 a 2,0m da linha de contorno, recebendo carga reduzida em relação às demais linhas de desmonte.

Os explosivos a serem utilizados nos furos das linhas de pré-fissuramento não deverão ter velocidade de detonação superior a 4.000m/s, sendo a força máxima de 60%. A carga máxima permitida será de 0,4kg/m<sup>2</sup> de superfície de pré-fissuramento.

Na linha de pré-fissuramento a detonação de cada furo e a ligação entre eles deverão ser feitas exclusivamente por meio de cordel detonante.

A detonação da linha de pré-fissuramento deverá ser executada antes de qualquer outra situada a pelo menos 8,0m do avanço.

Para reduzir os abalos no maciço rochoso da borda dos taludes, poderão ser exigidos furos adicionais intercalados aos de pré-fissuramento. Os furos adicionais deverão ter profundidade de cerca da metade da altura da bancada superior, atingindo um máximo de 4,0m, os quais não deverão ser carregados com explosivos.

Para obtenção de uma boa regularidade dos taludes, é de fundamental importância a qualidade da perfuração e o perfeito alinhamento e paralelismo dos furos, o que pode ser obtido com a utilização de gabaritos fixos e nível de bolha.

A técnica de pré-fissuramento só poderá ser utilizada em maciços rochosos de boa qualidade, sem fraturamento excessivo.

- Pós-Fissuramento

Como alternativa ao pré-fissuramento, poderá ser empregado o método de pós fissuramento ou fogo cuidadoso ("*smooth blasting*").

São válidos, para este método, os mesmos procedimentos descritos para o pré-fissuramento, com a única diferença de que a fileira de furos de pós –fissuramento será detonada juntamente com o correspondente desmonte da última bancada, iniciando a detonação após a última espera do fogo principal.

- Perfuração em Linha

Este método consiste na execução de uma linha de furos no contorno final da escavação, espaçados de 2 a 3 vezes o diâmetro da perfuração, os quais serão mantidos sem carga, constituindo um plano de fraqueza, que será rompido durante o desmonte da última bancada.

Em casos especiais, como nos cantos das escavações, este método poderá ser utilizado conjuntamente com o pré-fissuramento ou pós-fissuramento.

Para obtenção de um bom acabamento das superfícies finais é indispensável que os furos estejam perfeitamente alinhados.

Todos os valores acima indicados constituem-se em dados preliminares, a serem adotados no caso geral dos desmontes. Ajustes ou modificações poderão ser adotados,



desde que a prática corrente dos desmontes anteriores mostre sua melhor adequação às condições locais.

#### Proteção às Estruturas Construídas

Para evitar danos às estruturas construídas ou em construção, deverão ser respeitados rigorosamente os limites de velocidade de vibração de partículas.

As vibrações induzidas pelas detonações nas estruturas deverão ser registradas, a cada detonação, por equipamentos apropriados instalados em pontos estratégicos.

Em princípio não deverão ser executadas detonações a distâncias inferiores a 20,0m das estruturas.

Para remoção de pequenos volumes de rocha próximos às estruturas poderá ser efetuada a escavação a frio, por meio de marteletes, dardas, argilas expansivas ou métodos químicos.

Todos os cuidados deverão ser tomados para proteger as estruturas contra o lançamento de fragmentos de rocha, durante as detonações. Para tanto, a orientação da frente da bancada de desmonte deverá ser, sempre que possível, no sentido oposto às estruturas. Para casos especiais as estruturas poderão ser protegidas por pneus, telas metálicas, madeiramento ou outros materiais.

#### 6.6.2.3 Uso e Controle de Explosivos

As atividades relacionadas com o emprego de explosivos deverão obedecer ao disposto no "Regulamento para o Serviço de Fiscalização da Importação, Depósito e Tráfego de Produtos" controlados pelo Ministério do Exército (SFIDT). Para tanto, antes do início dos trabalhos, deverá ser obtida, junto às autoridades competentes, a autorização para compra, transporte, utilização e armazenamento dos explosivos.

O depósito para armazenamento de explosivos deverá ser construído conforme as exigências aplicáveis, localizado longe do canteiro de obras e do acampamento, sendo devidamente fiscalizado e guardado, sendo o acesso permitido apenas ao pessoal autorizado. Deverá ser mantido o registro atualizado do estoque, bem como a indicação dos locais onde foram empregados os explosivos.

Nas detonações iniciadas com espoletas elétricas, as ligações ou o cabo principal deverão ficar afastados no mínimo 10,0m de linhas elétricas e distante de água empoçada ou corrente. As detonações deverão ser executadas sob supervisão de pessoal experimentado e qualificado.

Deverão ser instalados sinais de alertas visuais e sonoros indicando que estão sendo realizadas operações de escavação com uso de explosivos, em determinada área.

Antes do início da perfuração em uma frente, deverá ser verificado se não existem minas não detonadas de fogos anteriores. Caso existam minas não detonadas estas deverão ser removidas cuidadosamente por pessoal competente.

Na medida do possível deverá ser evitada a perfuração juntamente com o carregamento dos furos em determinada área.

Durante o carregamento o local deverá ser abandonado por todo pessoal não diretamente envolvido com a operação de desmonte. Dez minutos antes da detonação deverão ser evacuadas todas as pessoas até um raio mínimo de 500 m e os equipamentos até 300 m.

O aviso final da detonação deverá ser feito com equipamento sonoro, que possa ser ouvido em todos os setores da obra.

Logo após a detonação, deverão ser removidos com alavancas os blocos soltos (chocos) nos taludes que possam colocar em risco as pessoas e equipamentos.

#### 6.6.2.4 Pilhas de Estoque e Bota-Fora

Os materiais de escavação, previstos para uso na construção, que não puderem ser aplicados diretamente, deverão ser armazenados em pilhas para futura utilização.

As pilhas serão formadas e reescavadas conforme planejamento visando o atendimento ao cronograma de construção. Os materiais deverão ser estocados seletivamente levando-se em conta a futura aplicação.

A disposição das pilhas deverá levar em consideração a distância dos locais de escavação, o futuro destino dos materiais, as condições de acesso e as facilidades para futura reescavação e aplicação.

Os locais selecionados para formação dos estoques (pilhas) deverão ser preparados através de desmatamento, limpeza, remoção de solos inadequados, regularizados por uma primeira camada perdida ( $\pm 25\text{cm}$ ) do próprio material da pilha ou outro adequado e drenagem (proteção contra as águas pluviais), de maneira que os materiais sejam depositados em superfícies regulares, com taludes estáveis e livres de contaminação.

Os materiais rochosos dos desmontes deverão ser identificados e classificados antes de serem transportados para as pilhas de estoque. A classificação dos materiais rochosos escavados deverá ser feita de modo a selecionar as várias faixas granulométricas, o que permitirá orientar a formação dos diversos estoques para futura aplicação.

Nas pilhas de material rochoso das escavações não deverá ser utilizado solo, a título de forração de pistas de acesso, podendo ser utilizado material granular.

Todo material remanescente das escavações, que não seja previsto para uso na construção, deverá ser removido (carga/transporte/descarga/espalhamento) para áreas de bota-fora.

A forma e a altura dos aterros de bota-fora deverão ser adaptadas ao terreno adjacente.

O Contratado deverá construir aterros de bota-fora estáveis e que não venham causar danos às áreas e obras adjacentes, por deslizamento, erosão, etc.

As superfícies dos aterros de bota-fora permanentes e não submersos deverão ser protegidas contra o efeito erosivo das chuvas, com o plantio de gramíneas por hidrossemeadura ou em placas, ou com enrocamento de proteção.

O material oriundo da limpeza e preparo do terreno (desmatamento, destocamento e raspagem da camada vegetal) não deverá ser lançado em áreas a serem inundadas pelo futuro reservatório.

### **6.6.3 Perfurações e Injeções**

Esta Seção trata dos serviços de perfuração e injeção de calda de cimento, em solo ou em rocha, a serem executados pelo CONSTRUTOR, a céu aberto na região de implantação das obras.

Os locais, a quantidade, a disposição e a profundidade das perfurações e injeções, efetivamente necessárias, serão determinados em função das condições do maciço de fundação encontradas durante a execução dos serviços. Todas as informações obtidas durante o decorrer dos trabalhos deverão ser registradas pelo CONSTRUTOR de forma a orientar a sequência dos trabalhos de injeção e evidenciar as informações dos trabalhos realizados.

#### **6.6.3.1 Programa de Trabalho**

O programa de trabalho a ser executado pelo CONSTRUTOR deverá contemplar, entre outras atividades que possam ser necessárias, os serviços abaixo relacionados:

- a) execução de furos de investigação e ensaios de perda d'água sob pressão controlada, onde requerido;
- b) execução de ensaios de injetabilidade, na região próxima da cortina de impermeabilização da fundação da barragem, com a utilização de diferentes pressões e tipos de calda, com e sem uso de aditivos;
- c) execução de ensaios para dosagem das caldas e argamassas;

- d) injeções para cortinas de impermeabilização e execução de furos em cortinas de drenagem ao longo das estruturas e taludes;
- e) injeções para cortina profunda de impermeabilização da fundação da barragem, injeção de consolidação do maciço rochoso e eventualmente estruturas de concreto;
- f) furos para instalação de instrumentação;
- h) limpeza da área antes e após o término dos trabalhos.

### 6.6.3.2 Perfurações e Sondagens

Nos registros dos elementos referentes às perfurações deverão ser, também, indicados os principais eventos observados, tais como: artesianismo, perda parcial ou total d'água de perfuração, queda brusca ou aprisionamento da coluna de perfuração, etc.

As injeções da cortina de impermeabilização, em princípio, deverão ser executadas em três seções: ombreira direita, leito do rio e ombreira esquerda, incluindo o trecho de implantação das estruturas da barragem de terra, estruturas de desvio e Vertedouro conforme o Projeto Executivo.

Algumas formações litológicas possuem descontinuidades significativas em seu perfil litológico que poderá acarretar desvios de furos de injeção ou mesmo furo para detonação. Sendo assim, as perfurações deverão ser executadas com máximo cuidado para evitar ou minimizar o máximo possíveis desvios.

#### 6.6.3.2.1 Equipamentos de Perfuração

##### a) Sondagens a Percussão - SPT

Serão realizadas Sondagens a Percussão com ensaios penetrométricos (SPT) e ensaios de infiltração (EI) para a caracterização e amostragem dos solos. Poderão ser executados serviços de sondagem a percussão (SPT), portanto, deverão estar disponíveis todos os equipamentos necessários, tais como tripé com guincho de manobra, bomba de injeção de água para limpeza dos furos, hastes de perfuração e amostrador padronizados pela ABNT, mangueiras, conexões, etc.

##### b) Sondagens Rotativas

Sempre que houver necessidade de amostragem em rocha (recuperação de testemunhos), o CONSTRUTOR deverá executar sondagens rotativas com comprimento de 30 metros, nos diâmetros H (diâmetro do furo 99 mm e diâmetro do testemunho 75,6 mm) ou N (diâmetro do furo 76 mm e diâmetro do testemunho 55,4 mm) padrão DCDMA (Diamond Core Drilling Manufacturers Association), utilizando sondas rotativas com avanço hidráulico, providas de todos os acessórios, tais como: barriletes duplos giratórios, coroas de diamante sintético (coroa impregnada) ou natural (coroa cravada) com saída frontal ou lateral, revestimentos HW ou NW com sapatas diamantadas ou de widia, e outros. As hastes empregadas deverão ser compatíveis com os diâmetros dos furos, de acordo com as recomendações da DCDMA. Os locais de instalação das sondas deverão ser previamente limpos e protegidos contra as águas pluviais. As sondas deverão estar perfeitamente niveladas e ancoradas ao terreno.

##### c) Sondagens Mistas

São sondagens, onde se utilizam, no mesmo furo, os métodos a percussão (em solo) e rotativa (em rocha) conforme descritos nos subitens anteriores.

##### d) Perfurações a Rotopercussão ou a Percussão com Emprego de Ar Comprimido

Equipamentos modelos - dotados de todos os recursos para posicionamento a qualquer orientação e previstos para execução de furos com diâmetros de 2" (50 mm) a 3" (75,5 mm) e comprimento de até 20 m. Serão, também, dotados de acessórios que permitam a remoção de detritos de perfurações, por circulação d'água. As perfurações a rotopercussão deverão ser empregadas em trabalhos a céu aberto. Marteleiros manuais com brocas integrais ou de extensão - utilizados para execução de furos de até 50 mm de



diâmetro, com até 6,0 (seis) metros de profundidade. Os serviços serão acompanhados por boletins que deverão registrar os dados de cada perfuração, tais como ocorrência de nível d'água, tempos de avanço, etc.

#### 6.6.3.2.2 Classificação e Características dos Furos

Os furos deverão ser classificados, quanto à sua finalidade nos seguintes tipos:

##### a) Furos Exploratórios

Furos executados por sondas rotativas hidráulicas, com recuperação de testemunhos nos diâmetros H e/ou N, ao longo das cortinas de injeção, com o fim de determinar as características do maciço rochoso e necessárias para definição dos cuidados a serem tomados durante as atividades das injeções. Esses furos serão submetidos a ensaios de perda d'água e posteriormente serão injetados conforme os mesmos procedimentos adotados para a cortina para se evitar que sejam apenas preenchidos com calda.

##### b) Furos de Injeção

Furos executados por equipamentos rotopercussivos, preferencialmente com diâmetros de 75,5 mm (3"), excepcionalmente, por marteleiros manuais, com diâmetro de até 45 mm. Nesses furos deverão a critério do CONSTRUTOR/Gerenciadora, ser executados ensaios de perda d'água, preferencialmente nos furos primários de injeção, antes de se executar as injeções.

##### c) Furos de Verificação

Furos executados, por sondas rotativas com recuperação de testemunhos com diâmetro N ou H e submetidos a ensaios de perda d'água (EPA). Serão utilizados para comprovar a eficiência da cortina de injeções, por intermédios da descrição geológico-geotécnica dos testemunhos e análise do coeficiente de permeabilidade obtido com os ensaios de perda d'água. Estes furos serão injetados conforme os mesmos procedimentos da cortina profunda de impermeabilização.

##### d) Furos de Drenagem

Furos executados, geralmente, por equipamentos rotopercussivos, com diâmetro de 75,5 mm, ou outro diâmetro especificado pelo Projeto Executivo. Os drenos situados nos trechos em solo, tais como os drenos sub-horizontais ou de alívio, serão executados, respectivamente, por equipamentos rotativos com diâmetro de 75,5 mm e rotopercussivos com diâmetro de 4" (100) mm.

##### e) Furos de Instrumentação

Furos executados para instalação de instrumentos, geralmente, por equipamentos roto-percussivos diâmetro de 75,5 mm (3"), eventualmente com sondagem rotativa a diamante com recuperação de testemunhos.

##### f) Furos obrigatórios

Furos executados por equipamentos rotopercussivos e utilizados para injeção da cortina profunda de impermeabilização na fundação das estruturas. Esses furos deverão ser, necessariamente, abertos, independente das características do maciço de fundação prospectado pelos furos exploratórios.

##### g) Furos de Verificação e Controle

Os furos de verificação e controle deverão ser executados apenas por equipamentos de sondagem rotativa de modo a assegurar uma recuperação mínima de 95% dos testemunhos, em cada manobra, além da realização de ensaios de perda d'água em 5 estágios de pressão, conforme definido pelo Projeto Executivo.

A real quantidade do número de furos de verificação dependerá das absorções verificadas durante a campanha de injeção e deverá ser representativo de cada módulo de injeção.

#### h) Furos para Instalação de Instrumentação

As perfurações para instalação de piezômetros em superfícies de rocha deverão ser executadas por equipamentos de sondagem rotativa, de modo a assegurar recuperação mínima de 95% dos testemunhos, em cada manobra, com realização de ensaios de perda d'água 5 estágios de pressão, conforme definido no Projeto Executivo. Em maciços de baixa permeabilidade poderão ser realizados ensaios com apenas 3 estágios de pressão.

Caso haja a necessidade de perfurações em solo, estas deverão ser executadas de modo a evitar perturbação significativa no material circundante. O revestimento deverá ser cravado por percussão e o material do interior, removido por processos que não alterem as condições do terreno abaixo do revestimento.

#### 6.6.3.2.3 Processo de Perfuração

Nos serviços de perfuração, as seguintes instruções deverão ser seguidas:

a) Não deverão ser executadas perfurações, para injeção de calda de cimento, em pontos situados a menos de 30m dos furos que estiverem sendo injetados, ou que tenham sido injetados a menos de 24 horas. Exceção para os casos em que os furos adjacentes tenham apresentado absorções nulas ou muito baixas ( $< 15 \text{ kg/m}$ );

b) Após a conclusão da perfuração de qualquer furo, este deverá ser fechado provisoriamente com tampões adequados, até que as operações de injeção exijam a sua reabertura;

c) Sempre que houver desmoronamento nas paredes de qualquer furo as operações de perfuração deverão ser paralisadas e o trecho afetado deverá ser injetado pelo método descendente, antes de serem reiniciadas as operações de perfuração;

d) Sempre que ocorrer perdas d'água durante a perfuração, estas deverão ter suas profundidades medidas, as vazões estimadas e devidamente registradas no Boletim de Campo de Perfuração;

e) Em caso de fluxo artesianos durante as perfurações, os trabalhos serão temporariamente paralisados até a estabilização do fluxo para medição da carga piezométrica e sua respectiva vazão;

f) As perfurações em concreto armado deverão ser executadas usando-se tubos-guia colocados previamente através da armadura. Os tubos poderão ser de aço ou PVC, com diâmetro interno e comprimentos como indicados nos desenhos de Projeto;

g) Os furos de drenagem, caso necessário, deverão ser executados até que todos os furos de injeção adjacentes, numa distância de 30 m, tenham sido concluídos.

Para a Cortina de Impermeabilização deverão ser adotados os seguintes procedimentos:

A profundidade, o espaçamento divisional final mínimo dos furos, a utilização de linha única ou em área (linhas dupla ou tripla) da cortina de impermeabilização devem atender sempre a critérios geológicos-geotécnicos. A tabela abaixo poderá ser utilizada como indicativo:

TIPO DE CORTINA	PERMEABILIDADE (cm/s)	PROFUNDIDADE
Linha única	10 E-4 10E-3	0,3 a 0,4 ΔH*
Em área	maior que 10E-3	
* diferença entre o max. maximorum do NA do reservatório e o NA mínimo de jusante		

Os furos da cortina de impermeabilização deverão ser executados na rocha de fundação a partir da superfície escavada a céu aberto por equipamentos de roto-percussão pneumática, com recursos para posicionamento a qualquer orientação determinada para os furos.

No caso das condições de instabilidade das paredes do furo, que impeçam a perfuração normal com o uso de equipamentos roto-percussivos, providências especiais

deverão ser tomadas, como adoção do sistema de injeção descendente com revestimento progressivo ou outro método de perfuração.

Todos os furos deverão ser executados com circulação de água, devendo os equipamentos possuírem os acessórios necessários a esta finalidade. É vedado o uso de lamas de perfuração.

Para as Injeções de Contato os furos poderão ser perfurados com diâmetros entre 1.1/2" (38 mm) e 2" (50 mm), poderão ser feitos com perfuratrizes leves ou martelo de coluna. Parte destas perfurações será executada através de concreto, com o emprego de tubos-guia quando em região com armadura.

#### Furos para Drenagem

Nos furos para a rede de drenagem, caso necessário, as perfurações serão executadas em superfícies de fundação, taludes a céu aberto ou a partir de galerias, por perfuratrizes roto-percussivas e com circulação de água. No caso de drenos curtos (profundidade menor ou igual a 2,00m), poderão ser utilizadas perfuratrizes leves ou martelo de coluna. A profundidade em que for verificada perda d'água de perfuração, para quaisquer vazões, deverá ser determinada e registrada nos Boletins de Campo. No caso de artesianismo, será feita a determinação da referida pressão/vazão e executado um ensaio de perda de água pelo método ascendente, no trecho em questão.

Os furos para drenagem não deverão ser executados, até que todas as injeções, dentro de uma distância mínima de 30 m, tenham sido concluídas. Caso seja necessário perfurar e injetar mais furos em uma área já injetada e com a drenagem concluída, o CONSTRUTOR deverá manter a lavagem dos drenos durante a injeção ou, após a injeção, os furos de drenagem deverão ser reperfurados.

#### 6.6.3.2.4 Ensaios de Perda d'Água - EPA

Os ensaios de perda d'água sob pressão controlada serão executados em todos os furos rotativos para pesquisas geológico-geotécnicas, nas sondagens exploratórias e de verificação, nos furos de injeção primários, em alguns drenos e furos para instalação de instrumentos.

Os ensaios deverão ser executados em cinco estágios de pressão, com duração de 10 minutos para cada estágio com leituras de minuto a minuto. O primeiro e quinto estágios serão realizados com a pressão mínima de 0,10 kgf/cm<sup>2</sup>. O terceiro estágio será realizado com a pressão máxima de 0,25 kgf/cm<sup>2</sup> para cada metro de profundidade do trecho ensaiado (profundidade do obturador na vertical). Alguns furos, a critério do CONSTRUTOR/Gerenciadora, poderão ser realizados com apenas três estágios e nos furos em que após a aplicação da pressão total de ensaio, a absorção for nula nos cinco primeiros minutos de cada estágio não é necessária a continuação nos cinco minutos restantes.

Os furos de verificação serão, geralmente, ensaiados em um único estágio. Dependendo da condutividade hidráulica encontrada, poderão ser, ainda, solicitados ensaios com três ou cinco estágios de pressão.

Nos furos de injeção onde forem executados os ensaios de perda d'água, estes serão realizados ascendentemente após a conclusão da perfuração, em um único estágio de pressão, com duração de 10 minutos, contados a partir da estabilização da vazão. Quando plenamente justificadas, por intermédio de Nota Técnica, as pressões dos ensaios poderão ser fixadas para casos especiais, considerando as características do furo em questão.

Nos trechos com artesianismo, deverão ser efetuados os registros das pressões e vazões do fluxo e sempre que ocorrer perda d'água em furos de injeção ou quando houver fluxo artesianismo, as operações de perfuração deverão ser interrompidas. A profundidade dessas ocorrências deverá ser determinada e o trecho afetado deverá ser ensaiado, antes de serem reiniciadas as operações.

No caso de haver comunicação de água entre os furos de injeção, será efetuada uma lavagem por circulação de água e ar sob pressão, com o objetivo de remover a argila e eventuais materiais terrosos das fraturas do maciço. Essa lavagem será efetuada



imediatamente antes dos ensaios de perda d'água, com o obturador já posicionado no furo, e será considerada terminada somente quando emergir água limpa dos furos vizinhos. Em nenhuma hipótese a pressão de lavagem poderá exceder à pressão máxima especificada para a injeção.

Poderão ser ainda executados ensaios de infiltração, conforme Diretrizes publicadas pela ABGE.

Os ensaios de perda de água sob pressão controlada nos Furos Exploratórios e de Verificação deverão ser executados na medida em que o furo estiver sendo aberto, em trechos de aproximadamente 3 metros nos primeiros 15 metros de profundidade e 6 metros daí em diante. Os ensaios serão executados, salvo instrução em contrário, em 3 estágios de pressão, usando-se a sequência pressão mínima, pressão máxima, pressão mínima. A pressão máxima será igual a 0,25 Hob (em kgf/cm<sup>2</sup>), onde Hob é a profundidade do obturador expressa na vertical. A pressão mínima será sempre igual a 0,10 kgf/cm<sup>2</sup>. Os furos de verificação serão ensaiados em trechos de comprimento variado, de acordo com as zonas de injeção utilizadas no trecho em questão ou conforme necessidade constatada no local, em apenas um estágio, usando-se pressão igual àquela utilizada para injeção desta zona. A duração de cada estágio, tanto em furos exploratórios como em furos de verificação, será no mínimo de 10 minutos, contados do final do período de estabilização de pressões. Em cada estágio, quando as perdas de água forem nulas, o ensaio poderá ser interrompido após o terceiro minuto e, quando as perdas de água forem inferiores a 1 l/min/m, o ensaio poderá ser interrompido após 5 minutos de trabalho. Em furos exploratórios, caso os dois primeiros estágios apresentem perdas nulas, o terceiro estágio poderá ser suspenso. Em quaisquer destes furos, poderá ser necessária a execução de ensaios com obturadores duplos, diminuindo o espaçamento entre os mesmos em sucessivos estágios, a fim de se verificar a efetiva localização das perdas de água.

#### 6.6.3.2.5 Cuidados a serem observados nos ensaios

Sempre que forem encontradas perdas totais de água de perfuração durante a execução de furos de qualquer tipo (menos os de drenagem), a sondagem deve ser interrompida e a profundidade da perda cuidadosamente determinada. Em seguida, deve ser feito um ensaio de perda de água no trecho em questão. Não devem ser executados ensaios ou operações de lavagem sob pressão em furos situados a menos de 30 metros de outros que estejam sendo injetados ou tenham sido injetados a menos de 24 horas.

#### 6.6.3.2.6 Proteção, limpeza e obturação dos furos

Todos os furos e, especialmente os executados a roto-percussão, deverão ser lavados antes de qualquer operação de ensaio e injeção. Esta lavagem deverá remover os detritos da sondagem pela boca do furo. Subsequentemente, no caso de furos próximos intercomunicantes, será feita uma lavagem por circulação de água sob pressão, cujo objetivo será o de remover argila e eventuais materiais terrosos das fraturas da rocha, por circulação de água entre os furos. Esta lavagem sob pressão será executada imediatamente antes dos ensaios de perda de água, com o obturador já posicionado no furo, usando-se pressão igual à do ensaio e será considerada terminada quando somente água limpa emergir dos furos vizinhos. Em furos estanques, que não se comuniquem com furos próximos, esta lavagem sob pressão será eliminada. Em nenhuma hipótese a pressão de lavagem poderá exceder à pressão máxima especificada para a injeção.

#### 6.6.3.3 Injeções de Calda de Cimento

O sistema de injeção deverá ser tal que a calda de cimento possa ser introduzida na totalidade do furo, ou em diferentes profundidades do mesmo, mediante o emprego de obturadores simples ou duplos de, no mínimo 50cm de comprimento. A disposição dos equipamentos de injeção deverá incluir um circuito de retorno, convenientemente concebido, nunca utilizando mangotes e registros com diâmetro menores que 25mm (1"), para que a calda de cimento possa circular, continuamente, ao longo da tubulação, a fim de evitar a obstrução da mesma e, simultaneamente, permitir o controle pressão de injeção, por menor que seja o volume de calda injetado. A distância entre o agitador e a bomba de injeção de calda de cimento não poderá ser maior do que 10,0m e a distância entre a bomba de injeção e o furo injetado não deverá exceder a 50,0m, a não ser que seja

introduzido um agitador intermediário ou mantido um controle sistemático de acompanhamento da qualidade da calda em injeção, junto à boca do furo, que garanta a manutenção das suas características originais de fluidez, sedimentação e temperatura, com acompanhamento sistemático por parte do Controle de Qualidade do CONSTRUTOR que deverá manter os equipamentos e instrumentos de medição devidamente calibrados e/ou aferidos. As tubulações, hastes e acessórios do circuito de injeção deverão ser lavadas periodicamente ou sempre que ocorrerem paralisações eventuais das injeções, com água corrente, com o fim de evitar obstruções por deposição de calda. A pressão de injeção deverá ser tomada na boca do furo desprezando-se, assim, possível perda de carga na tubulação. Não será permitida a utilização de tubulações ou hastes de alumínio.

Os furos deverão ser protegidos por meio de tampões de borracha, madeira ou outros métodos aprovados. Após o término das injeções, cada furo deverá ser cuidadosamente obturado com calda grossa assegurando-se o seu completo preenchimento. Para isso, deve-se introduzir a calda com auxílio de mangueira, a partir do fundo do furo incluindo, quando for necessária, a desobstrução parcial ou total do furo. Posteriormente à obturação, o topo do furo deverá novamente ser preenchido, agora com argamassa para preenchimento do trecho restante.

O CONSTRUTOR deverá dispor de hidrômetros devidamente calibrados e aferidos no campo, com capacidade de 2m³/h a 10m³/h.

#### 6.6.3.3.1 Terminologia

Os termos a seguir, sempre que empregados nesta Seção, terão o seguinte significado:

- **Zona** - área da cortina de impermeabilização, individualizada por uma profundidade parcial pré-determinada. As profundidades previstas da cortina e zonas, assim como o espaçamento divisional entre os furos de injeção, deverão estar devidamente mostrados nos Desenhos do Projeto Executivo. Esses valores poderão ser alterados, de acordo com as condições locais encontradas durante a execução do serviço;

- **Estágio** - trecho isolado em uma zona qualquer;

- **Módulo** - trecho compreendido entre furos ao longo da cortina, no qual não serão permitidas as operações de injeção simultaneamente com as operações de perfuração, lavagem e ensaio de perda d'água. Tanto quanto praticável, a cortina de injeção será subdividida em módulos, a fim de facilitar as operações do CONSTRUTOR;

- **Método de espaçamento divisional** - processo pelo qual se realizam furos adicionais de injeção, à meia distância de dois furos previamente perfurados e injetados. Preferencialmente a distância entre os furos primários deverá ser de 12 metros entre furos.

- **Injeção por estágios ascendentes** - consiste em executar um furo em todo seu comprimento ou prolongar um furo a uma profundidade pré-determinada e injetá-lo, a partir do fundo, a diferentes profundidades, através do emprego de obturadores;

- **Injeção por estágios descendentes** - consiste em executar um furo até uma profundidade determinada, injetá-lo nesse trecho e limpá-lo antes da calda atingir o grau de pega que exija a reperfuração. Em seguida, deixar a calda injetada atingir a pega, abrir o furo até uma nova profundidade, injetar o novo trecho e, assim por diante, por tantos estágios de perfuração e injeções, quantos forem necessários. Em casos, com maciços muito fraturados e com elevado consumo de calda de cimento, a parte já injetada, só poderá ser perfurada 24,0 horas após a injeção.

- **Injeção de impermeabilização** - injeção efetuada para diminuir a condutividade hidráulica do maciço rochoso, por meio de uma ou mais linhas de injeção, dispostas como indicado nos Desenhos do Projeto Executivo;

- **Argamassa** - calda de cimento com areia;

- **Injeção de consolidação** - injeção de calda cimento ou argamassa no maciço rochoso, visando o preenchimento de fraturas, cavidades naturais ou zonas de fraturamento excessivo;

- **Injeção de enchimento** - injeção calda de cimento ou argamassa para preenchimento de vazios entre o concreto e a rocha, complementando a última camada

de concreto bombeado nas estruturas de transição da tomada d'água, túneis de desvio, tampões e outros.

- **Conexão ao circuito de injeção** - conjunto de atividades necessárias para executar a injeção de um furo, quer a calda de cimento seja introduzida dentro de todo o furo, quer em zonas ou seções do furo.

#### 6.6.3.3.2 Materiais de Injeção

O controle das características dos materiais empregados, assim como das características reológicas das caldas de cimento, deverá ser efetuado por meio de ensaios expeditos nas frentes de serviço e ensaios de laboratório.

Os ensaios de campo, constituídos por sedimentação, temperatura e principalmente fluidez (tempo de escoamento no Funil Marsh com bico de 10 mm) deverão ser sistematicamente medidos e devidamente registrados no Boletins de Injeção e deverão ser utilizados para controle da calda de cimento utilizada. O CONSTRUTOR deverá disponibilizar, sempre que os resultados forem sendo processados, ao CONTRATANTE, os valores dos dados referentes aos fatores de sedimentação, resistência à compressão, densidade, expansão, início e final de pega e os ensaios rotineiros do cimento utilizado, especialmente Finura Blaine. O Construtor deverá detalhar a periodicidade e metodologia de execução dos ensaios relacionados acima. As caldas injetadas deverão ser ensaiadas quanto à sedimentação, fluidez e densidade, conforme definido no Plano da Qualidade e não poderá ser utilizada com a temperatura da calda, no momento da injeção, maior que 40°C.

A calda para injeção deverá ser constituída basicamente por água e cimento, podendo receber adição de substâncias químicas, bentonita, pozolana, areia, metacaulim, etc., eventualmente, a fim de melhorar as características do traço ou para obter eventuais vazios de grandes dimensões. Poderão ainda ser utilizados cimentos "pré-aditivados" ou aditivos químicos com características que melhorem a eficiência das caldas. Aditivos superplastificantes - Rheobuid, Mastermix, ou similar devem ser preferencialmente empregados com a execução de ensaios prévios de utilização.

A **água** a ser utilizada na calda de cimento deverá apresentar-se limpa e isenta de impurezas, óleo, ácidos, sais, álcalis e matéria orgânica.

O **cimento** deverá ser do tipo Portland comum ou Pozolânico, atender as especificações do concreto da obra, com Finura Blaine não inferior a 3.500, sendo desejável que tenha valores acima de 4.000 cm<sup>2</sup>/g. e ter menos de 5% de grãos retidos na peneira 200 (malha de 0,074 mm). O cimento utilizado nos serviços de injeção deverá ser fornecido em sacos de papel, obedecendo às especificações técnicas de armazenagem e aceitação.

A **areia** deverá ser natural, constituída de partículas duras, resistentes e limpas, enfim, deverá atender os requisitos da EB-4 da ABNT, referente ao agregado para concreto, exceto quanto ao diâmetro máximo dos grãos que deverá ser inferior a 0,42 mm (100 % passando na peneira 40) e máximo de 5% passando na peneira 200 (0,074 mm). O módulo de finura da areia deverá situar-se entre 1,50 e 2,00. Na ausência de areia natural poderá ser utilizada areia artificial que atenda às mesmas exigências.

Na eventualidade de utilização de **bentonita**, para melhorar a fluidez e reduzir o fator de sedimentação, esta deverá possuir limite de liquidez superior a 400%, com menos de 2% dos grãos retidos na peneira 200 e ter composição sódica. Para sua utilização a bentonita deverá ser hidratada pelo menos 24 horas antes do preparo da calda na proporção de 20:1 (água : bentonita). A proporção de bentonita em relação ao peso do cimento, a ser adicionada a calda de cimento, deverá ser analisada em ensaios de laboratório.

Os **aditivos** a serem empregados deverão atender as Especificações determinadas para as caldas a serem utilizadas. Aditivos com mais de 6 meses de armazenamento não poderão ser utilizados, a menos que testes de laboratório indiquem parâmetros satisfatório para uso.

**Pozolana ou metacaulim** somente poderão ser utilizados após ensaios de laboratório para avaliação da proporção em relação ao cimento mais adequada para atender as necessidades da obra.

O CONSTRUTOR deverá manter na frente de trabalho uma quantidade suficiente de materiais, de modo a assegurar que os serviços de injeção não sejam interrompidos ou



retardados. Todos os furos e injeções, que venham a ser inutilizados, devido à interrupção dos serviços por parte da CONTRUTROR no fornecimento de materiais, deverão ser reperfurados e reinjetados.

#### 6.6.3.3.3 Equipamentos de Injeção

Para execução das injeções deverão estar disponíveis, nas frentes de serviços, os equipamentos de perfuração e os equipamentos de injeção, constituídos por uma ou mais centrais de injeção, tubulação, obturadores, registros, equipamentos de leituras, conexões, etc. O CONSTRUTOR deverá dimensionar a quantidade e capacidade dos equipamentos, em função do cronograma de construção da obra.

Todos os equipamentos deverão estar em perfeitas condições de funcionamento, para evitar interrupções dos serviços por deficiência de manutenção, falta de peças de reposição, etc. Os equipamentos de medição, tais como termômetros, manômetros e hidrômetros, deverão possuir certificados de calibração com rastreabilidade da instituição de calibração. O CONSTRUTOR deverá manter na obra, pelo menos um equipamento padrão, devidamente calibrado, para aferição dos equipamentos em uso. O Plano da Garantia da Qualidade do CONSTRUTOR deverá manter os registros e apresentar um programa de calibração e aferição destes equipamentos. Os manômetros deverão ser aferidos no campo com bomba de calibração e manômetro padrão devidamente calibrado.

A Central de Injeção deverá ser constituída pelos seguintes equipamentos e materiais:

- Bomba de injeção de calda de cimento do tipo de injeção contínua, com parafuso helicoidal (espiral) com capacidade de injeção de 150 litros por minuto à pressão de 1,4 MPa em furos distantes até 50 metros da Central de Injeção;
- Tanque ou depósito (cilíndrico) provido de agitador mecânico, com capacidade mínima de 450 litros (3 vezes a capacidade da bomba) devidamente graduado e equipado com peneira com malha máxima de 0,6 mm, por onde se dará o fluxo da calda do misturador e do retorno do sistema de injeção.
- Misturador mecânico de alta velocidade, capaz de preparar calda de injeção de cimento ou argamassa em quantidade suficiente para suprir a bomba injetora. Preferencialmente deverá ser utilizado misturador provido de sistema que permita a obtenção de uma calda no estado coloidal;
- Reservatório de água para utilização no preparo da calda de cimento e lavagem e limpeza dos furos e dos equipamentos;
- Manômetros devidamente calibrados, com certificado de validade da calibração, com graduação adequada às pressões a serem aplicadas. Preferencialmente deverão ser utilizados manômetros com capacidade 40% acima da pressão máxima da injeção e que tenham proteção, tais como glicerina e salva manômetros.
- Hidrômetros devidamente calibrados, com certificado de validade da calibração com graduação em litros e dispositivo de retorno a zero;
- Tubulação, conexões, registros, engates rápidos, mangueiras e mangotes, todos com diâmetro interno de no mínimo 1", preferencialmente com 32mm de diâmetro;
- Estabilizador de pressão para limitar oscilações de leitura dos manômetros em até 5% acima ou abaixo da pressão de injeção;
- Funil Marsh (viscosímetro) com bico de 10mm para medição da fluidez da calda de cimento;
- Termômetro devidamente calibrado com certificado de validade da calibração;
- Quadro de retorno da calda de cimento para controle do retorno e pressão de injeção.

#### 6.6.3.3.4 Processo de Injeção

Os furos obrigatórios, para injeção na cortina profunda de impermeabilização, são os exploratórios, primários, secundários e os de investigação e controle. Em alguns casos os furos exploratórios são os mesmos identificados como primários. Poderão ser executados furos terciários, quaternários ou de ordem superior, quando sua necessidade for

determinada pelos resultados das injeções nos furos antecedentes, ou seja, quando houver absorção igual ou superior a 25 kg/m em um trecho injetado, independente da ordem do furo.

Antes da execução das injeções, todos os furos deverão ser lavados, com jatos de água e ar, até que se observe água livre de detritos e impurezas resultantes da perfuração. Não deverão ser executadas injeções a menos de 30m da instalação de drenos perfurados ou filtros para drenos de fundações. Entretanto, caso isto seja necessário e inevitável em algum local, deverá ser mantido um fluxo de água pelos drenos que poderiam ser afetados, para verificar se neles ocorrem infiltrações de calda. No caso em que ocorra infiltração de calda nos drenos, as operações de injeção deverão ser paralisadas e toda a calda dos drenos deverá ser removida.

A cortina de impermeabilização da fundação da barragem deverá ser executada pelo método de espaçamento divisional em zonas e módulos pré-definidas limitadas por furos exploratórios. Os furos exploratórios serão os primeiros a serem injetados, seguidos da injeção dos furos primários e dos secundários, intermediários aos primários e assim, sucessivamente.

O processo a ser adotado para todas as injeções deverá ser o método de injeção ascendente, em trechos consecutivos de 3 metros, isolados na parte superior por obturador de borracha expandida mecanicamente ou ar comprimido. A execução de injeções descendentes somente será realizada nos trechos onde as condições do maciço rochoso e/ou as condições geológico-geotécnicas presentes não permitam o desenvolvimento normal das perfurações. Se durante a injeção de qualquer furo for verificado que a calda está fluindo para furos adjacentes, deverão ser tomadas providências para proceder à injeção simultânea dos furos.

Os furos para injeção deverão ser, inicialmente, perfurados até as profundidades previstas nos Desenhos de Projeto. Caso a absorção de cimento em um ou mais trechos de um furo de ordem antecedente seja superior a 25 kg de cimento por metro, os furos adjacentes àquele em que ocorreu a alta absorção deverão ser perfurados até 3 m abaixo do trecho mais inferior em que se verificou a absorção elevada.

Quando, durante a injeção em qualquer furo, for constatado o aparecimento de calda nas fundações ou ombreiras, estes vazamentos deverão ser rapidamente vedados, com aplicação de argamassa com aditivo acelerador de pega, nos pontos de surgência.

Após o término das injeções, cada furo deverá ser cuidadosamente obturado com calda A/C de 0,5:1, assegurando seu completo preenchimento. Caso a obturação seja feita algum tempo após a injeção do furo, este deve ser mantido fechado com tampão de madeira até a sua obturação final.

Preferencialmente deverá ser utilizado sistemas de injeção de calda de cimento providos com controles digitais de pressão e volumes injetados.

#### 6.6.3.3.5 Ensaios de Injetabilidade

O CONSTRUTOR deverá realizar os ensaios de injetabilidade, em áreas onde estão previstas injeções, para a adequação do esquema de furos proposto nos Desenhos de Projeto e para a definição da dosagem das caldas e das pressões de injeção.

#### 6.6.3.3.6 Pressões de injeção

As pressões de injeção a serem empregadas nos trabalhos de injeção de calda de cimento poderão variar com as condições encontradas nos maciços rochosos da fundação da barragem. De maneira geral, elas serão calculadas pela relação:

$$P_m = 0,25 \text{ kg/cm}^2 \times H.$$

onde:  $P_m$  = pressão manométrica: ( $\text{kgf/cm}^2$ ) e  $H$  = profundidade medida na vertical entre a boca do furo e metade do trecho injetado: (m).

Para injeções de consolidação na superfície da rocha a pressão manométrica deverá ser  $0,25 \text{ kg/cm}^2$ .

Estes critérios deverão ser adaptados às condições da rocha encontrada e dos resultados das injeções iniciais, podendo aumentar ou diminuir em relação aos valores iniciais. Todas as pressões de injeção deverão ser adequadamente controladas, de modo a

evitar fraturamento hidráulico (*clacagem*) e/ou deformações excessivas no maciço rochoso ou estruturas do barramento.

Nos locais onde for identificado artesianismo, este deverá ser medido, a fim de ser feita a correção na pressão de injeção de modo a compensar a pressão d'água ascendente e favorecer a injeção e escoamento da calda.

#### 6.6.3.3.7 Critério para Mudança do Traço da Calda de Cimento

Em todos os trechos de injeção, os serviços de injeção deverão ser iniciados com calda de cimento com traço (relação água:cimento (A/C) mais estável possível. Preferencialmente esta relação deverá ser igual a **0,7:1**, passando a caldas mais espessas, com A/C de 0,6:1, 0,5:1 e finalmente argamassa (relação cimento:areia:água de 1:1,5:0,5). Caso os ensaios de injetabilidade apontem tendência de pequenas absorções, poderá ser adotado o traço inicial de A/C de **1:1**.

Os critérios para o espessamento da calda injetada estão descritos na Tabela abaixo:

TRAÇO (RELAÇÃO A/C)	ABSORÇÃO DE SÓLIDOS (Kg/m)
1:1	100
0,7:1	300
0,5:1	500

Uma vez atingido o limite de absorção com a calda 0,5:1, a injeção deverá ser interrompida por um período de 3 horas. Após este período, os serviços de injeção deverão ser retomados ainda com a calda 0,5:1 e se ainda assim o limite de absorção acima descrito for observado, passar-se-á à injeção de argamassa. As dosagens especificadas deverão servir como orientação para a execução dos testes de injetabilidade a serem realizados no início das atividades. Estas poderão ser modificadas de acordo com os resultados obtidos nos testes, a fim de obter a máxima eficiência nos trabalhos de injeção.

#### 6.6.3.3.8 Critérios para injeção de furos eventuais

A injeção em furos, terciários, quaternários ou de ordem superior, será obrigatória no caso do furo imediatamente antecedente apresentar um ou mais trechos com absorções maiores que 25kg de sólidos/m ou perdas d'água superiores a 3-5 Hv. (litro/m/kgf/cm<sup>2</sup>) Neste caso deverão ser abertos os dois furos subsequentes adjacentes ao furo imediatamente antecedente com absorções elevadas. A profundidade dos furos imediatamente subsequentes será 3m abaixo do trecho mais inferior em que ocorrer elevada absorção no furo imediatamente antecedente.

#### 6.6.3.3.9 Critério de Paralisação

Os critérios finais a serem seguidos para definir quando será feita a paralisação de cada trecho injetado serão baseados nos resultados dos ensaios e testes de injetabilidade. A título de orientação e previsão, estima-se que a injeção de qualquer trecho de um furo será considerada concluída quando as absorções de calda ou argamassa forem nulas durante um período contínuo de 10 (dez) minutos, na pressão especificada para o trecho em injeção. Depois de concluída a injeção de qualquer trecho de furo a pressão não deverá ser aliviada imediatamente. A válvula de controle de pressão deverá ser mantida fechada até que a pressão se dissipe e a calda se solidifique ao ponto de não retornar.

#### 6.6.3.3.10 Dosagem da Calda de Cimento e Argamassa

As dosagens das caldas, tanto no início, como durante a execução dos serviços de injeção, serão função da condutividade hidráulica do meio a ser tratado e das características das caldas. Nos trabalhos de injeção poderão ser empregadas caldas constituídas por cimento e água, ou argamassa de cimento, areia e água, com eventual adição de pozolana e/ou fluidificantes.



As dosagens deverão atender às necessidades e deverão ser ajustadas às condições encontradas em cada trecho de furo a ser injetado. A relação água/cimento (em peso) variará de acordo com as características de cada furo, como reveladas pela operação de injeção e oscilará entre 1:1 e 0,5:1.

As características das caldas para o início das injeções serão função dos testes de pressão, utilizando-se de caldas mais grossas para permeabilidades elevadas. Depois da “nega” quando é paralisada a injeção de qualquer estágio de um furo, a pressão deverá ser mantida por uma válvula, ou outro dispositivo, até que a calda se solidifique a ponto de permanecer retida no furo. A sobra da calda de injeção de um trecho poderá ser aproveitada na injeção de outro trecho ou furo, após a realização de eventuais correções na relação água/cimento e desde que seja respeitado o tempo entre o preparo da calda e a realização da injeção, citado acima.

A calda que não puder ser injetada, por qualquer razão, dentro de duas horas após a mistura, deverá ser inutilizada.

#### 6.6.3.3.11 Injeções na Fundação da Barragem

As injeções na fundação da barragem consistirão de uma única linha de furos, conforme indicado no Álbum de Desenho. Fundações com maciços rochosos que apresentem descontinuidades geotécnicas com grandes absorções poderão ser contempladas com três linhas de injeção, em um ou mais módulos da cortina profunda de impermeabilização.

Considerando que as feições estruturais regionais descritas por Almeida (1968) possuem predomínios de direções orientadas NW com mergulhos para SW e as xistosidades descritas em outros estudos, em regiões próximas, são predominantes em direções NE com mergulho para NW e NW com mergulhos para SW, com aproximadamente 20° de inclinação, conseguir-se-á maior efetividade nas injeções com furos inclinados em 20° na direção NE (45° de azimute).

As injeções serão iniciadas pelos furos primários (P), distantes 24 metros entre si. Alternadamente, resultando em espaçamento de 24 metros, um furo primário será tratado como exploratório, com a realização de ensaio de perda d'água sob pressão. Entre os furos primários e equidistantes deles, serão executados furos secundários (S) a cada 24 metros, resultando em espaçamento de 12 metros entre primários e secundários. Entre cada furo e os furos primários adjacentes serão executados furos terciários (T) a cada 6 metros, resultando em uma cortina de impermeabilização com furos a cada 6 metros.

Os furos primários, secundários e terciários serão obrigatórios.

Quando necessários, dependendo da condutividade hidráulica do maciço de fundação e da absorção da calda registrada nos furos terciários, poderão ser executados furos quaternários (Q) entre dois furos, reduzindo o espaçamento para 3 metros. Alguns furos terciários ou quaternários serão tratados como furos de verificação, com a realização de ensaios de perda d'água sob pressão. Para realizar o controle dos serviços de injeção, será considerado, como módulo, um trecho da cortina com 24,0 m de comprimento.

Enquanto não se dispuser dos resultados de ensaios com as caldas previstas para as injeções, deverão ser obedecidas as limitações abaixo indicadas:

- somente será permitida a realização de injeções simultaneamente com as atividades de perfurações ou ensaios de perda d'água em módulos que distem, pelo menos, 24,0 m entre si;
- somente poderão ser abertos novos furos e efetuados novos ensaios ou injeções em um determinado módulo, após decorrido o tempo de pega da calda de injeções anteriormente executadas no mesmo módulo conforme determinado em ensaios de laboratórios;
- as injeções simultâneas, dentro de um módulo, deverão ser executadas sempre em um mesmo estágio, sendo que as injeções posteriores, em estágios subsequentes, somente poderão ser iniciadas 24 horas após o término do estágio anterior. Caso, nos estágios subsequentes, a calda inicial seja igual ou mais grossa que a calda final, anteriormente injetada, este prazo poderá ser reduzido.

#### 6.6.3.3.12 Controle das Injeções e das Caldas

Durante as injeções deverão ser executados os ensaios previstos de controle das caldas que estão sendo utilizadas, com avaliação das características anteriormente mencionadas:

- a) o fator de sedimentação deverá ser inferior a 5% para as caldas;
- b) o tempo de escoamento (fluidez) não deverá ultrapassar 18 segundo no funil Marsh de bico de 10mm;
- c) a densidade da mistura deverá situar-se entre 1,5 e 1,8 g/cm<sup>3</sup>, dependendo do traço;
- d) temperatura da calda não deverá exceder 35°C.

Misturas que não apresentarem estas características poderão ser rejeitadas.

Deverão ser mantidos registros completos das operações das injeções, contemplando dados referentes aos furos, tais como, cota da boca, coordenadas, profundidade, quantidade e altura dos estágios, consumo de calda e/ou argamassa, traços utilizados em cada trecho de injeção, etc.

Os registros deverão constar de Boletins de Campo de Injeção, com os pelos menos os seguintes dados, além dos dados acima mencionados:

- a) data, local, diâmetro e identificação do furo;
- b) tipo e capacidade da bomba injetora de calda de cimento;
- c) método de perfuração e injeção;
- d) diâmetro da tubulação;
- e) profundidade perfurada e elevação da boca do furo;
- f) nível d'água do furo;
- g) tipo e profundidade do obturador;
- h) comprimento do trecho injetado;
- i) pressão de injeção;
- j) hora de início e término da injeção de cada trecho;
- k) traços das caldas utilizadas em cada trecho;
- l) quantidade real de calda injetada em quilos de sólidos por metro perfurado e por trecho de injeção;
- m) registro de anomalias eventuais ocorridas durante o período de injeção, tais como ocorrência de artesianismo; desmoronamentos das paredes dos furos, comunicação com furos vizinhos, pontos de fugas das caldas injetadas (que deverão ser calafetadas);
- n) os Boletins de Campo de Injeção deverão ser fornecidos em três vias a cada injeção concluída pelo CONSTRUTOR e ao final dos trabalhos fornecer os respectivos arquivos eletrônicos.

#### 6.6.3.4 Drenagem

Os Desenhos do Projeto Executivo contemplam os tipos de drenagem abaixo:

- a) drenagem das obras de terra, executada no pé de jusante do maciço, diretamente a partir da superfície do terreno para controle da percolação;
- b) drenagem de taludes - executada em taludes de escavação em rocha e/ou solo, sub-horizontalmente, a partir da superfície, objetivando melhorar as condições de estabilidade dos mesmos.

A perfuração de qualquer dreno somente poderá ser iniciada três dias após a conclusão das injeções de todos os furos previstos a uma distância de até 30,0 m do dreno em questão. Caso os drenos venham a ser perfurados antes das injeções, o CONSTRUTOR deverá manter circulação d'água nos mesmos, durante a realização das injeções. Caso ocorra infiltração de calda nos drenos, o CONSTRUTOR deverá, imediatamente, tamponá-los e, posteriormente, lavá-los ou reperfurá-los.

##### 6.6.3.4.1 Instruções Adicionais

A perfuração de qualquer dreno somente poderá ser iniciada dois dias após a conclusão das injeções de todos os furos previstos a uma distância de até 30,0 m do dreno em questão. Caso os drenos venham a ser perfurados antes das injeções, o CONSTRUTOR deverá manter circulação d'água nos mesmos, durante a realização das injeções. Caso ocorra infiltração de calda nos drenos, o CONSTRUTOR deverá, imediatamente, tamponá-los e, posteriormente, lavá-los ou reperfurá-los.

Em locais onde as condições do maciço assim o exigirem, deverão ser executados drenos com revestimento ou com preenchimento de materiais granulares. Caso houver reinjeção devido o fluxo de água elevado, os drenos deverão ser abertos.

Após a perfuração, os drenos deverão ser lavados em toda sua extensão com ar e água limpa, sob pressão. Deverá ser prevista a instalação de medidores de vazão nas canaletas de coleta das águas drenadas, cujo controle do volume drenado deverá ser disponibilizado a CONTRATANTE.

#### 6.6.3.4.2 Limpeza das Frentes de Serviços

Durante as operações de perfuração e injeção, o CONSTRUTOR deverá tomar as precauções necessárias a fim de evitar que fragmentos de rocha, óleo dos equipamentos, água de lavagem e calda de cimento danifiquem ou prejudiquem a aparência das estruturas permanentes.

Será exigida a manutenção das áreas de serviços livres de água servida, resíduos de perfuração e calda inutilizada.

Após a conclusão dos serviços, o CONSTRUTOR deverá efetuar uma limpeza geral das áreas, removendo todos os resíduos e restos de materiais que, além do mau aspecto visual, possam interferir na eficiência dos serviços subsequentes.

#### 6.6.4 Dimensionamento de Transições

No dimensionamento poderão ser utilizados, a princípio, os critérios convencionais de transicionamento granulométrico dos materiais adjacentes, a seguir apresentados, onde "d" é o diâmetro das partículas dos materiais a serem protegidos (base) e "D" é o diâmetro das partículas dos materiais de filtro. Na definição de faixas pode-se considerar para "d" o valor médio da faixa e "D" o limite superior da faixa.

Os materiais de filtro e transição, quando usados como elementos drenantes, deverão ter permeabilidade compatível com a sua utilização e apresentar percentagem de finos não coesivos passando na peneira 200 inferior a 5%. Deverá atender também ao critério:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5$$

A transição entre solos argilosos (porcentagem que passa na peneira 200 > 30%) e filtros formados por materiais arenosos deverão atender aos critérios abaixo:

Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas 191

a) caso de transição entre núcleo de barragem de enrocamento e espaldares:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$$

b) caso de transições situadas em estruturas de menor responsabilidade e/ou em posições de baixos gradientes de percolação, entre o núcleo e o espaldar de montante e entre o enrocamento de proteção e o espaldar de montante, poderão aceitar como critério:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 9$$

c) Para transição entre solos granulares deverá ser atendido o critério:



$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$$

Nos casos em que houver possibilidade de execução de ensaios específicos, estes serão utilizados na escolha dos materiais a serem utilizados.

As curvas granulométricas dos materiais granulares de base e de filtro deverão ser, na medida do possível, aproximadamente paralelas.

Na hipótese de não ser viável técnica e/ou economicamente a obtenção de materiais que satisfaçam os requisitos acima, dever-se-á proceder a estudos e ensaios de laboratório com o objetivo de modificar ou abrandar as condições exigidas.

### 6.6.5 Instrumentação e Auscultação

Auscultação é o conjunto de métodos de observação do comportamento de uma determinada obra de engenharia, com o objetivo de controlar as suas condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculo utilizados no projeto, verificar a necessidade da utilização de medidas corretivas, fornecer subsídios para a elaboração de novos critérios de projeto, etc.

Instrumentação refere-se ao conjunto de dispositivos instalados nas estruturas e em suas fundações objetivando monitorar seu desempenho através de medições de parâmetros, cujos resultados, devidamente analisados e interpretados, servirão para avaliar suas condições de segurança.

Como pode-se depreender das definições acima, o conceito de Auscultação é mais abrangente, pois engloba desde o plano de instrumentação, com a especificação dos instrumentos a serem instalados, cuidados a serem tomados na instalação, metodologia de leitura e manutenção dos instrumentos, frequências de leituras, etc., passando pela definição de valores de referência para futura comparação com os valores medidos, e definição das rotinas e frequência das inspeções visuais.

As grandezas a serem medidas são basicamente as seguintes: subpressões na fundação, deslocamentos na fundação, deslocamentos da barragem, tensões internas e vazões de infiltração.

Medidas de variações de níveis d'água a montante e a jusante das estruturas, precipitação pluviométrica e de temperatura ambiente na área do projeto também devem ser efetuadas, pois serão de grande utilidade para auxiliar na análise e interpretação dos resultados da instrumentação.

A quantidade de instrumentos de auscultação a ser instalado em uma barragem está condicionada principalmente aos seguintes aspectos básicos: comprimento da barragem, altura máxima, características geológicas da fundação, características dos materiais utilizados no corpo da barragem, e etapas construtivas.

A instrumentação de Barragens de Pequeno Porte é tão importante quanto a das grandes barragens, pois se de um lado os danos materiais são normalmente menores, em caso de acidente os danos ao meio ambiente podem ser também de grande proporção.

#### 6.6.5.1 Marco de Deslocamento Superficial

Consiste em um dos mais simples instrumentos para acompanhamento de deslocamentos superficiais absolutos. Sendo que o instrumento é basicamente constituído de uma haste metálica, com a devida proteção antioxidante, fixada em uma base de concreto, posicionado em pontos de interesse do maciço (barragem, aterro, etc.).

O objetivo da instalação dos marcos superficiais é o acompanhamento dos deslocamentos verticais e horizontais do maciço em relação a uma referência fixa, com topografia de precisão. Os deslocamentos horizontais são medidos através de colimações geodésicas, enquanto que os deslocamentos verticais (recalque) serão medidos através de nivelamento de precisão.

As leituras poderão ser feitas através de estação total desde que o aparelho assegure precisão da ordem de  $\pm 3\text{mm}$  para distâncias da ordem de 400m. A equipe de leitura deverá ser experiente e cuidadosa, para permitir leituras com esta precisão. Os

marcos são lidos posicionando-se a estação topográfica sobre os Marcos de referência, assim "lê-se" a referência indeslocável e a partir daí realizam as leituras dos marcos superficiais, normalmente utilizando-se de prisma de pequeno porte.

As principais vantagens deste sistema de monitoramento é o baixo custo, e a facilidade de instalação e manutenção. Como desvantagens podemos citar a necessidade de equipe de topografia no empreendimento, a impossibilidade de acompanhamento em tempo real, a imprecisão das leituras em dias ensolarados, a impossibilidade do monitoramento em dias chuvosos e a facilidade de danos, por acidentes ou vandalismo, uma vez que o instrumento fica exposto. Mas este inconveniente pode ser minimizado com a utilização de tampas metálicas.

#### 6.6.5.2 Medidor de Nível d'Água

A superfície freática, isto é, o nível d'água atmosférico (livre) a jusante do barramento pode ser monitorada através da instalação de medidores simples, constituídos de tubos de PVC, cujas leituras diretas podem ser realizadas com medidor elétrico de nível d'água composto de um eletrodo que, ao entrar em contato com a água, emite um sinal de audiofrequência transmitido por meio de um cabo elétrico tipo AF 1 x 24 (AWG T). O sinal é captado na superfície e transmitido sonoramente por meio de um equipamento de alarme.

#### 6.6.5.3 Medidor de Vazão

Os medidores de vazão, medem a quantidade de água que escoar por um determinado canal ou canaletas. Estes dispositivos serão construídos para medir o fluxo drenado através do sistema de drenagem e coletados nos drenos de pé instalados na "saia" da barragem, nas ombreiras direita e esquerda.

São fabricados normalmente com chapas metálicas inoxidáveis ou com proteção anticorrosiva. Os medidores podem ser triangulares ou retangulares, os retangulares demandam menor altura de lâmina d'água se comparado ao mesmo volume de vazão em medidores triangulares. O Instrumento é lido apenas através de régua em aço inox instalada a montante da chapa do medidor ou mangueira de nível instalada externamente.

#### 6.6.5.4 Piezômetro de Tubo Aberto (Tipo Casa Grande)

O termo piezômetro é usado para indicar um dispositivo que é selado no interior do subsolo para responder à variação da pressão ao redor dele e isolado de outros estratos. O piezômetro de tubo aberto é utilizado para determinação de pressões neutras e subpressões em obras de engenharia civil, tais como maciços de terra, taludes e fundações.

O sistema é constituído de um tubo de PVC cuja extremidade inferior se situa um elemento poroso (bulbo), através do qual a água penetra formando uma coluna d'água no interior do tubo equivalente a pressão intersticial atuante na região onde se situa o bulbo poroso.

Para a Barragem do Pari são indicados os instrumentos descritos na tabela abaixo:

INSTRUMENTO	QTDE	OBJETIVO
Marco Superficial	4	Controle de recalque e/ou deslocamento horizontal
Medidor de vazão	4	Controle do fluxo drenado pela fundação da barragem
Medidor de Nível d'Água	4	Controle da variação da

		superfície freática de jusante
Piezômetro de Tubo Aberto	6	Controle de sub-pressões

#### 6.6.5.5 Inspeções Visuais

As inspeções visuais de campo devem ser encaradas como de relevante importância na supervisão do comportamento de uma barragem, vindo complementar as informações fornecidas pelos instrumentos. Por exemplo, a degradação dos blocos de rocha do *rip-rap* de uma barragem de terra, ou a sua erosão pela ação das ondas, só pode ser observada através de inspeções visuais.

Destacam-se a seguir os três tipos básicos de inspeção de barragens.

##### 6.6.5.5.1 Inspeções de Rotina (ou Informais)

Conduzida por pessoal das equipes de instrumentação, operação e manutenção da barragem, consiste em inspeção visual efetuada quando de suas visitas rotineiras ao local, inclusive para a execução de tarefas diversas ligadas às suas áreas de atuação. Não necessita de planilha detalhada para sua execução. Não gera relatório específico, mas apenas comunicação de anomalias ou eventuais problemas encontrados. É recomendável que tais técnicos sejam submetidos, periodicamente, a treinamento sobre problemas que podem ocorrer em estruturas civis.

##### 6.6.5.5.2 Inspeções Periódicas (ou Formais)

Podem ser realizadas por equipe do proprietário da barragem ou por terceiros, em datas específicas, em função da fase da obra, podendo para isso ser utilizado pessoal técnico encarregado das leituras da instrumentação, sob supervisão de um técnico especialista. Nesse caso, tais técnicos devem estar devidamente treinados para a tarefa, pois há necessidade de familiarização com o histórico das estruturas e com procedimentos normalmente empregados nas obras usuais de reparo. Inclui um estudo sucinto dos documentos de projeto, registros existentes e histórico das intervenções, seguido de inspeção de campo que pode ou não incluir os equipamentos eletromecânicos. Requer planilhas detalhadas para sua execução, e entre seus resultados está a elaboração de um relatório específico.

##### 6.6.5.5.3 Inspeções Especiais (ou Excepcionais)

Consiste na observação de aspectos particulares da barragem e suas estruturas anexas em condições especiais ou excepcionais, tais como rebaixamento do nível d'água do reservatório ou ocorrência de algum evento ou anomalia, muitas vezes repentinos, que possam colocar em risco a segurança das estruturas e/ou da área a jusante.

Pode ser realizada pelos mesmos técnicos que fazem as inspeções periódicas, podendo, entretanto, haver convocação de especialistas em concreto, geotecnia, hidráulica ou em avaliação de segurança de barragens.

#### 6.6.5.6 Frequência das Inspeções

A frequência com que cada tipo de inspeção deve ser efetuado, varia de acordo com as características de cada barragem e com os fatores mencionados anteriormente. Além das condições intrínsecas de cada estrutura, outra variável importante a ser considerada relaciona-se com os técnicos encarregados da tarefa. Na medida em que estes forem se familiarizando com a barragem e, desde que todas as informações necessárias estejam disponíveis, a frequência das inspeções pode variar dependendo, evidentemente, da evolução do "Potencial de Risco" de cada estrutura em particular.

O "Potencial de Risco" de cada estrutura está associado à potencialidade de perda de vidas humanas e/ou danos a propriedades na área da barragem ou a jusante, na eventualidade de galgamento, ruptura ou falha de operação da barragem ou das instalações anexas.



Recomenda-se, como critério geral, as seguintes frequências mínimas de inspeção:

#### 6.6.5.6.1 Inspeções Rotineiras (ou Informais)

Estas inspeções devem ser realizadas com a mesma frequência das leituras da instrumentação.

#### 6.6.5.6.2 Inspeções Periódicas (ou Formais)

- antes do enchimento: 1 inspeção, uma semana antes do início do enchimento;
- enchimento do reservatório: mensal (nesta fase devem ser previstas inspeções para as várias paralisações ou estágios de enchimento);
- primeiro ano de operação: trimestral;
- segundo ano de operação: semestral;
- operação do reservatório: anual.

A frequência de inspeção pode ser alterada em função de novos dados hidrológicos e geotécnicos ou em função de avanços nos critérios de segurança de barragens.

Problemas graves detectados quando da realização de outros tipos de inspeção podem gerar, também, inspeções formais.

#### 6.6.5.6.3 Inspeções Especiais (ou Excepcionais)

Devem ser efetuadas sempre que surgirem oportunidades ou fatos relevantes inesperados. Apenas a título de exemplo, citam-se a seguir algumas situações que possibilitam ou tornam aconselhável a realização de inspeções especiais:

- inspeção de paramentos e taludes de montante em virtude de rebaixamento excepcional do nível do reservatório, seja por necessidade de manutenção ou por estiagens prolongadas;
- inspeções especiais, sempre que estiverem voltadas especificamente para a observação de problemas surgidos tais como surgências inesperadas, instabilidades, deslocamentos ou deformações inusitadas, etc.

No âmbito das inspeções especiais deve-se avaliar a conveniência de se efetuar inspeções subaquáticas ou levantamentos topo-batimétricos, os quais devem ser definidos para cada caso. A necessidade de tais inspeções pode ser discutida, sugerindo-se frequência trienal para levantamentos topo-batimétricos, por exemplo, nos casos em que o histórico de ocorrências mostre haver sinais de assoreamento ou as margens do reservatório se apresentem com áreas desprotegidas, ou, ainda, no caso de haver indícios de erosão ou formação de barras a jusante que possam interferir nas condições do fluxo.

## 7 PROJETOS DA BARRAGEM

---

### 7.1 VERTEDOURO

---

Principal finalidade: deixar passar o excesso de água acumulada em um reservatório. Eles não permitem que as cotas fixadas em normas de segurança para barragens sejam ultrapassadas. Podem ser utilizados para medições de vazão.

Um vertedor não eficaz pode conduzir o galgamento e, eventualmente, colapso de uma barragem. Além disso, níveis exagerados de água podem vir a causar alagamentos a montante e mesmo, no caso de passagem de vazões maiores, prejuízos à jusante.

Vertedores devem ser projetados de modo a possibilitar capacidade suficiente, sem que as cotas permitidas sejam excedidas e sem pôr em risco a estrutura própria e as demais que os integram.

Em barragens de acumulação (ou em aproveitamentos hidrelétricos), as grandes vazões passam pelas turbinas e os vertedores são utilizados para pequenas descargas.

Já em barragens de derivação, se a vazão de desvio é pequena comparada ao fluxo total, os vertedores operam continuamente. As vazões de projeto são um ponto crítico a ser determinado<sup>1</sup>. Os vertedores geram escoamentos em altas velocidades e devem ser acompanhados por estruturas de dissipação de energia.

Eles podem ser de diferentes tipos:

- Construídos no corpo das barragens de concreto: conduzem à vazão em queda livre ou em perfis apropriados;
- Posicionados em uma das margens do reservatório;
- Posicionados no lago, internamente (conduzem água de uma cota superior a outra inferior, no formato tulipa ou vórtice, por exemplo).

Além disso, podem ser classificados quanto à forma (simples ou compostos), pela espessura da soleira (delgada ou espessa), pela presença ou não de contrações laterais, pela altura relativa (livre, quando a cota à montante é maior que a de jusante, e afogado, quando o oposto) etc.

Os vertedores podem ser de serviço – para vazões pequenas freqüentes – e de emergência – para grandes descargas. A descarga de grandes vazões pelo vertedor de serviço só pode ser efetuada se a barragem for resistente (e suportar a onda de cheia).

Podem ser usados diques fusíveis, que só funcionam para vazões de período de retorno grande (> 100 anos); estes, localizados no extremo montante, se rompem, restando boa parte da onda de cheia, evitando contato direto da cheia com a barragem principal.

Os fatores que influem na seleção do tipo de vertedor podem ser divididos em dois grandes grupos:

- Funcionais:
  - ☐ Capacidade de acomodação da vazão de projeto;
  - ☐ Compatibilidade com o tipo de barragem;
  - ☐ Satisfação das exigências do projeto;
  - ☐ Adequação às condições topográficas e geológicas;
  - ☐ Adoção de elementos econômicos;
  - ☐ Consideração da quantidade e duração dos eventos.
- Segurança:

- Grande segurança na operação;
- Estruturalmente seguro para um grande intervalo de descargas;
- Estruturas de saída que não alterem as condições da barragem;
- Risco à jusante avaliado corretamente;
- Segurança e precisão nas estimativas de vazões.

Para a escolha do vertedor, devem ser determinadas:

1. Vazão de saída e sobrecarga no reservatório;
2. Alternativas de projetos;
3. Combinações de componentes da estrutura;
4. Estudos econômicos;
5. Escolha do vertedor propriamente dita.

### 7.1.1 Vertedor tipo extravasor

É o mais comum de todos e tem aplicação em grandes intervalos de vazões. Sua crista é projetada para acompanhar o perfil da lâmina vertente e, portanto, gerar pressões próximas à da atmosférica para as vazões de projeto (soleira normal).

As vazões menores produzirão pressões superiores à atmosférica e as maiores podem provocar pressões subatmosféricas e gerar o risco de aparecimento de cavitação.

### 7.1.2 Dissipação de energia

A água que retorna ao leito de um rio, a jusante de uma barragem, por exemplo, apresenta grandes quantidades de energia cinética, que devem ser reduzidas antes de retornarem ao curso d'água original, sob pena de ocasionar excessiva erosão à jusante das estruturas – comprometendo a estabilidade da própria barragem.

A energia pode ser transformada em turbulência e calor – ocasionado pelo atrito, e o escoamento deve apresentar características o mais próximo das naturais quanto possível.

Existem inúmeras formas de se dissipar energia, e estas são escolhidas, levando-se em conta basicamente a eficiência hidráulica e o custo (o material do leito do rio poderá implicar em uma maior ou menor dissipação de energia, sendo ele resistente ou não).

As estruturas podem ser divididas em grupos:

- Estruturas que dissipam em seu interior grande parte da energia: usadas quando não há pouca resistência do leito do rio à ação do escoamento;
- Estruturas que dissipam parte da energia em seu interior: neste caso, parte da energia será dissipada pelo leito do rio, principalmente aonde o jato incide.

São basicamente três estruturas de dissipação de energia:

- Estruturas de dissipação por ressalto hidráulico – convencionais;
- Estruturas de dissipação em concha – “roller bucket”;
- Estruturas de lançamento de jato ao ar livre – salto esqui.

O perfil de vertedor em degraus pode ser utilizado como forma de dissipação de energia e sua eficiência restringe-se a vazões não elevadas.

A topografia, a geologia, o tipo da barragem, o arranjo geral das obras, os parâmetros hidráulicos, comparações econômicas, frequências de operação e riscos associados são alguns dos fatores levados em conta na construção de bacias de dissipação.



## 7.2 CANAL DE DESVIO DO RIO E ENSECADEIRAS

---

Para a construção de obras nos leitos dos rios, via de regra é necessário fazer o desvio provisório do rio, no trecho de seu leito onde se pretende trabalhar, em especial para a construção de barragens.

Logo, o desvio tem a finalidade de realizar o manejo do rio, durante a construção do aproveitamento, através de estruturas de controle, que devem ensecar, proteger e garantir condições de trabalho na praça de construção da obra, de maneira segura, dentro de riscos aceitáveis.

A escolha do esquema de desvio a ser utilizado é muito importante para garantir a viabilidade econômica da obra como um todo. O esquema a ser adotado deve ser escolhido com base no balanço entre o custo das obras de desvio e o risco envolvido. A complexidade e extensão das obras de desvio vão depender fundamentalmente do potencial de produção de cheias do rio. Se grandes cheias forem esperadas, as obras de desvio ganham grande importância, caso contrário, estas passam a ser mais simples e menos críticas.

Mas, o projeto do desvio deve ser considerado como parte do projeto como um todo, influenciando e sendo influenciado pelas demais estruturas da obra. As obras de desvio irão impactar principalmente no layout, no custo, no cronograma e na sequência construtiva das estruturas permanentes.

Para a completa execução das obras das barragens é necessário que se divida o desvio do rio em fases. Em cada fase podem ser utilizadas diferentes estruturas, em localidades diversas. As estruturas utilizadas no desvio podem ser feitas exclusivamente para esta finalidade, mas também podem ser aproveitadas como estruturas permanentes, sendo incorporadas à obra principal.

As principais estruturas utilizadas no desvio de rios são:

- Ensecadeiras;
- Túneis;
- Canais;
- Galerias;
- Vertedouro com soleira rebaixada; e
- Circuito hidráulico de geração.

As ensecadeiras são as mais utilizadas para construção de barragens, uma vez que elas possibilitam a criação de uma área seca para a realização dos trabalhos no leito do rio. Existem diversos tipos de ensecadeiras que podem ser utilizadas, variando com o tipo de material utilizado, layout e método construtivo.

A combinação das diferentes estruturas em diferentes fases gera uma enorme gama de soluções, sendo que para cada caso particular de obra a ser implementada, ao menos uma alternativa deverá atender as necessidades peculiares à sua implantação. Para a determinação e escolha do tipo de desvio de rio a ser utilizado em cada caso, diversos fatores devem ser levados em conta. Os principais são:

- Aspectos físicos:
  - Topografia;
  - Geologia;
  - Regime hidrológico e hidráulico; e
  - Localização.
- Aspectos técnicos:

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

Cada vez mais se tem consciência da necessidade de se considerar os impactos ambientais na escolha do desvio de rio a ser implementado. O principal cuidado que deve ser tomado é com relação ao risco de geração de uma onda de cheia artificial a jusante da obra, no caso de falha das estruturas de desvio.

Uma obra de desvio de rio sempre tem associada a ela o risco de falha. Os riscos e os custos são fatores que estão diretamente relacionados. Para se diminuir os custos das obras de desvio, é comum assumir riscos maiores, pois quanto menor o risco, maior será o custo do desvio. Porém, em caso de falha, os prejuízos podem ser grandes, e portanto, riscos muito altos não são aconselháveis. O risco definido como aceitável determinará o período de retorno a ser utilizado no dimensionamento das estruturas de desvio.

Algumas análises de risco devem ser feitas, para se determinar qual nível de risco será aceitável. Para tanto, deve-se avaliar para o caso de falha, os prejuízos que serão acarretados nas obras em andamento e nas comunidades ribeirinhas a jusante da obra, os atrasos no cronograma e principalmente o risco de ocorrerem acidentes fatais com trabalhadores da obra ou moradores da região. Outros aspectos também devem ser avaliados, como por exemplo o aumento no custo do seguro da obra (muito usual na iniciativa privada) devido ao aumento do risco de falha do desvio.

Para obras de desvio em rios de médio e grande porte, para a construção de empreendimentos vultuosos, é essencial a utilização de modelo reduzido para ajudar na determinação do tipo de desvio a ser utilizado, e de suas características.

Apesar de seu custo significativo, o modelo reduzido sempre garante o retorno do investimento, seja pela economia acarretada pela otimização do projeto, seja pela mitigação dos riscos, ou ainda pela segurança que seus resultados trazem.

Uma das principais utilizações que se faz dos modelos reduzidos para as estruturas de desvio do rio é a determinação da metodologia de lançamento das ensecadeiras, podendo-se estabelecer a característica do material a ser utilizado e estimando-se o volume total a ser lançado, considerando-se as perdas de material, devido ao arraste do mesmo pela água.

Modelos reduzidos também são muito importantes na verificação das características de projeto das estruturas, tais como altura das ensecadeiras, capacidade das estruturas de condução da água, sua localização e cotas de montante e jusante. O modelo ainda pode identificar problemas de erosão junto às estruturas, dentre outras inúmeras utilizações possíveis para o mesmo.

Com bastante freqüência, os modelos reduzidos podem levar a grandes alterações nos projetos de desvio, uma vez que são bastante precisos e aderentes ao

protótipo, podendo-se por meio deles identificar elementos e fenômenos durante os ensaios que de outra maneira seriam de difícil previsão e pouca confiabilidade.

Outra fonte muito importante na definição da alternativa adequada e no dimensionamento dos projetos de desvio de rios é a experiência obtidas com a construção de obras já concluídas. Desta forma, é fundamental que se estudem casos similares ao da obra que se pretende construir, de maneira a aproveitar os sucessos e evitar falhas de soluções que foram utilizadas previamente. A experiência passada é fonte de conhecimento riquíssima e insubstituível.

Um ponto importante a ser ressaltado no projeto de desvio de rios é o julgamento pessoal da equipe de engenharia envolvida, que terá fundamental importância para o sucesso da obra de desvio, já que muitas decisões são tomadas com base subjetiva, como, por exemplo, o risco que será aceitável.

O objetivo final do projeto de desvio é a escolha da solução ótima, maximizando a eficiência e praticidade e minimizando custos e riscos de projeto.

### 7.2.1 Principais soluções para desvio de rios

Apenas a título de curiosidade, estão apresentados a seguir, alguns critérios de classificação para desvios de rios.

- . Quanto à possibilidade de reaproveitamento posterior de algumas estruturas:
  - Simples: exclusivamente para desvio; e
  - Múltipla: para utilização posterior como ensecadeiras incorporadas à barragem e túneis ou galerias utilizadas como extravasor (tulipa).
- Quanto ao tipo de ensecadeira:
  - Terra;
  - Mista: terra e enrocamento; e
  - Especial: concreto, celular, CCR, metálica, etc.
- Quanto ao tipo de condução do escoamento:
  - Escoamento livre; e
  - Escoamento forçado.
- Quanto ao número de fases
  - Uma fase de desvio;
  - Múltiplas fases de desvio.
- Quanto à estrutura principal de desvio:
  - Túnel;
  - Galeria;
  - Seção estrangulada do rio;
  - Canal lateral;



- o Especial (vertedor com soleira rebaixada, circuito hidráulico de geração, outras); e
- o Múltipla (combinação de duas ou mais estruturas).

### 7.2.2 Esquemas Típicos de Desvio de Rios

Existe uma infinidade de soluções para se realizar o desvio de um rio durante a construção de uma barragem. A seguir são apresentados os esquemas mais comuns, apenas para familiarização com os principais aspectos de desvio de rios.

As soluções podem ter uma única fase ou múltiplas fases, sendo mais comuns os desvios de 1 ou de 2 fases. As características mais comuns destes dois arranjos de desvio são:

- Em duas fases: na primeira fase se constrói as ensecadeiras de montante e jusante, estrangulando a seção do rio e na segunda, o rio é completamente fechado e as águas são desviadas por estruturas de desvio construídas na primeira fase, tais como galerias, canais, vertedouro, túneis, etc.; e
- Com uma única fase: onde as ensecadeiras de montante e jusante fechariam o rio completamente e as águas seriam desviadas por túneis, galerias ou canais laterais.

Pode-se ter desvio em mais etapas, quando se tiver uma obra de grande complexidade e longa duração ou quando se pretender agilizar seu andamento, nestes casos será necessário combinar diferentes soluções de desvio durante a construção. Várias soluções são possíveis pela combinação destes arranjos, onde para cada caso será necessário estudar como o desvio do rio será feito para se adequar às características e cronograma da obra, sempre da maneira mais econômica e com níveis de risco aceitáveis.

Vale lembrar que as características de cada uma das estruturas de desvio podem variar muito, ou seja, existem diversas variantes para cada caso, como por exemplo o tipo de ensecadeira, que pode ser de diferentes materiais, com diferentes configurações, podendo ser incorporada ou não ao corpo da barragem.

Por se tratar de uma obra com previsão de execução máxima de 6 (seis) meses com o trabalho concentrado principalmente no período de estiagem, optou-se por um canal de desvio com ensecadeiras de montante e jusante.

Portanto, o projeto contemplou um canal que está projetado na cota do NA (nível d'água), que deverá ser executado primeiramente, e logo em seguida deverão ser executadas as ensecadeiras que deverão proteger a área de execução do maciço da barragem, promover um barramento do escoamento e naturalmente direcionar a água pelo canal de desvio.

Inicialmente projetou-se um BDCC (2,5x2,5)m para compor o canal de desvio, garantindo a vazão de tormenta para 6 meses de obra, podendo entrar nos meses de novembro e dezembro sem riscos em relação à capacidade de vazão. Porém, após solicitação da equipe da SAE, projetou-se um BSCC (2,5x2,5)m e os mesmos alegaram que o corpo da barragem será construído no período de seca, sem riscos hidrológicos hidráulicos para a obra.

Portanto, o orçamento das obras contemplou uma única linha de BSCC (2,5x2,5)m que funciona perfeitamente, de acordo com os estudos hidrológicos apresentados, no período de seca total.

## 7.3 CANAL DE FUNDO – EXTRAVASOR

---

Os descarregadores de fundo (ou descargas de fundo) permitem o rebaixamento do nível do reservatório, abaixo da crista do vertedouro, o que pode constituir uma importante medida de segurança (com especial enfoque no primeiro enchimento), assim como manter uma vazão a jusante (quando é imperativo para abastecimento, irrigação ou outros usos), e ainda a descarga de sedimentos finos, que se encontram depositados no reservatório na zona adjacente a montante.

No caso de barragens de concreto é usual prever-se a sua instalação através do corpo da barragem enquanto nas barragens de aterro os descarregadores são túneis escavados no maciço de fundação ou nas margens, ou condutos preferencialmente instalados em trincheiras escavadas no maciço de fundação e não incorporados no aterro.

Os descarregadores de fundo devem ser projetados, de maneira a permitir a condução da água, através da barragem em condições de segurança com eficiência hidráulica elevada. O controle deve ser efetuado, através de comportas ou válvulas de regulação. Na restituição a jusante, deve ser prevista a conveniente dissipação de energia e minimização dos efeitos erosivos.

Em barragens com altura superior a 15 m (quinze metros) e capacidade total do reservatório superior a 3.000.000 m<sup>3</sup> (três milhões de metros cúbicos), em especial no caso de barragens com dano potencial alto, é recomendável a utilização de descarregadores de fundo (descargas de fundo), equipados com duas comportas ou válvulas, controladas por montante, uma funcionando como segurança e a outra destinada ao serviço normal de operação (RSB, 2007).

Do projeto do descarregador de fundo, devem constar (NPB, 1993):

- a) A justificativa das soluções adotadas para o número, localização, acesso e dimensionamento desses órgãos, em função do tipo de obra, das vazões a descarregar e das condições topográficas, geológicas e geotécnicas do local;
- b) A justificativa das seções transversais correntes dos descarregadores de fundo, tendo em vista a acessibilidade para operações de manutenção e reparação;
- c) O cálculo do tempo necessário para o esvaziamento do reservatório;
- d) Os critérios, modelos e métodos de análise adotados para o dimensionamento estrutural desses órgãos;
- e) A descrição dos órgãos de obturação e regulação (comportas e válvulas) e justificativas das soluções adotadas;
- f) As soluções para a restituição das vazões a jusante em condições de segurança;
- g) As soluções para proteção das entradas (grades ou grelhas).

## 7.4 PROJETOS GEOMÉTRICO, DE PAVIMENTAÇÃO, TERRAPLENAGEM

---

### 7.4.1 Projeto Geométrico

Para a elaboração do Projeto Geométrico foram tomados como elementos básicos os resultados dos Estudos Topográficos, sendo aplicadas as orientações contidas nas normas técnicas vigentes.

O Projeto Geométrico foi desenvolvido sobre plantas na escala 1:1.000, resultantes do levantamento topográfico realizado na faixa e interesse, conforme descrito no item Estudos Topográficos.

Além das plantas resultantes do levantamento topográfico também foram utilizadas imagens de satélite de forma a auxiliar no desenvolvimento do Projeto Geométrico da via em estudo.

O produto resultante do Projeto Geométrico está apresentado no Álbum de Desenho - Projeto de Execução. São apresentadas as seções transversais das pistas projetadas, o desenho em planta e em perfil na escala 1:2.000 de cada uma das pistas projetadas, os elementos de locação das curvas e tangentes e os marcos de Referência de Nível (RN's).

### 7.4.2 Projeto de Terraplenagem

O projeto de terraplenagem foi desenvolvido de acordo com as normas de procedimento para projeto de terraplenagem constantes na instrução de serviço IS-209 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

O presente projeto objetivou a análise de massas do trecho em pauta através do cálculo de volumes de terra, determinação e indicação das origens e destinos dos materiais a serem transportados para a implantação dos acessos, canais, trincheiras, ensecadeiras e maciços projetados.

A elaboração do Projeto de Terraplenagem baseou-se na geometria do corpo estradal, dos maciços e canais estabelecidos pelo projeto geométrico e nos estudos geológicos e geotécnicos.

A seção de terraplenagem obedeceu aos critérios de dimensionamento de barragens e as escavações realizadas consideraram o tipo de material para determinar a configuração dos taludes projetados. As seções transversais de terraplenagem projetadas são apresentadas no Album de Desenho.

Para a obtenção dos volumes de terraplenagem foi calculada a área de cada uma das seções situadas de 20 em 20 metros ou de 10 em 10 metros, conforme conveniência, e fez-se a cubação, que é o cálculo do movimento da terra.

Utilizando dados obtidos dos estudos topográficos, desenhou-se as seções transversais do terreno natural em cada estaca do eixo. Com as cotas do projeto, obtidas do cálculo do greide de terraplenagem, desenhou-se as seções transversais do projeto em cada estaca. Uma vez desenhadas estas seções, procedeu-se ao cálculo das áreas das mesmas pelo processo geométrico.

O cálculo dos volumes de terraplenagem foi realizado por um programa de computador que efetuou o cálculo das áreas de corte e aterro em cada seção transversal relativa a uma estaca da rodovia em estudo, determinando-se, subsequentemente, os volumes excedentes, bem como os volumes acumulados.



Os volumes foram calculados pelo método da semi-soma das áreas de corte e aterro em cada par de seções transversais relativas a duas estacas sucessivas do projeto, correspondendo ao volume geométrico, associando-se a um prisma o volume entre duas seções consecutivas. Esse volume chama-se volume do interperfil ( $V_i$ ).

$$V_i = d \times (S_{i-1} + S_i) / 2$$

onde:  $V_i$  = Volume do interperfil;

$d$  = Distância entre as seções;

$(S_{i-1} + S_i)$  = Área das seções consideradas.

A ficha de cubação fornece os volumes dos interperfis, o volume acumulado em determinado segmento, bem como possibilita a análise do movimento de terraplenagem.

A escavação de um dado volume geométrico de solo, medido em seu estado natural, resultará num volume maior de material, no estado solto. A este aumento do volume geométrico, que resulta da ruptura da estrutura interna original do solo, em decorrência da escavação, se denomina genericamente *empolamento* do solo.

Os estudos geotécnicos permitem a definição do fator de empolamento a considerar para a correta compensação entre volumes de cortes e aterros, sendo este dado pela relação entre a massa específica aparente seca do solo *in situ* e a massa específica aparente do solo obtida em laboratório.

É recomendado que nos estudos de compensação de volumes de terraplenagem seja efetuada a correção dos volumes de aterros, visando a obtenção do denominado *volume empolado de aterro*, que representa o volume de escavação necessário à obtenção de dado volume de aterro compactado (DNER, 1974, v.3, cap. 11, p.16).

Há necessidade de se explorar caixas de empréstimo para a execução dos aterros, visto que o material do volume de corte não é compatível com o material necessário para o reaterro. Desta forma, faz-se necessário a pesquisa mais jazidas para aquisição de material. Uma pesquisa prévia foi realizada e tem-se uma jazida com cerca de 30% do volume necessário, outras duas jazidas estão em fase de pesquisa e os resultados serão incorporados ao projeto.

As planilhas de cálculo de volumes de terraplenagem da pista marginal norte projetada são apresentadas no Álbum de desenho.

### 7.4.3 Projeto de Pavimentação

Para o dimensionamento da estrutura do pavimento foram utilizadas metodologias oficiais e de conhecimento público, sendo estes os seguintes métodos:

- ◆ Método do DNER/79 (Engº Murilo Lopes de Souza)
- ◆ Método da Resiliência – TECNAPAV/94 (Engº Ernesto S. Preussler e Salomão Pinto)

A seguir são apresentados os resultados obtidos com ambos os métodos adotados para o dimensionamento da estrutura de pavimento flexível para as pistas projetadas.

## PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA

### BARRAGEM

#### Dimensionamento do Pavimento

##### Materiais das Camadas e Coeficientes Estruturais

Camada	Tipo	Origem	ISC (%)	Coef.
Revestimento	TSD			2,00
Base	Solo melhorado 2% de cimento	Jazida		1,20
Sub-base	Solo estabilizado	Jazida	20	1,00
Sub-leito	Solo Argiloso		9,0	0,71

##### DNER/79

Número N10 (USACE)	Espessura Mínima do Revestimento			H <sub>20</sub>	H <sub>n</sub>	Período de Projeto
8,09E+06	R=	5,00	CBUQ	28	45	10 anos
Base $R \times K_R + B \times K_B > H_{20}$					espessura calculada B = 15	espessura adotada 16
Sub-Base $R \times K_R + B \times K_B + SB \times K_S$					espessura calculada SB = 16	espessura adotada 16

##### TECNAPAV

Tipo do Solo do Subleito	2	I <sub>1</sub> = 1	I <sub>2</sub> = 0
Deflexão Admissível	log D <sub>adm</sub> = 3,148 - 0,188 log N		D <sub>adm</sub> = 70,68
Espessura Mínima do Revestimento	H <sub>CB</sub> = -5,737 + (807,961/D)+0,972 I <sub>1</sub> +4,101 I <sub>2</sub>		H <sub>CB</sub> = 6,7
Espessura Total do Pavimento	H <sub>T</sub> = 77,67 x N <sup>0,0482 x CBR<sup>-0,598</sup></sup>		H <sub>T</sub> = 45
Espe. Total da Camada Granular	H <sub>CB</sub> x V <sub>E</sub> + H <sub>CG</sub> = H <sub>T</sub>		H <sub>CG</sub> = 32
Valor Estrut. da Camada Betuminosa			V <sub>E</sub> = 2,0

##### RESUMO

Método	CBR SL %	Espessuras (cm)					
		Revest.		Base	Sub-base	Reforço	Total
		CBUQ	TSD				
DNER / 79	9,0	5,0		16,0	16,0		37,0
TECNAPAV	9,0	6,7		17,0	16,0		39,7
<b>ADOTADO</b>	<b>9,0</b>		<b>2,5</b>	<b>17,0</b>	<b>18,0</b>		<b>37,5</b>

## 7.5 PROJETO DE DRENAGEM

O sistema de drenagem de águas pluviais proposto para o projeto é composto por um conjunto de obras de engenharia que visam captar as águas que chegam aos taludes, cristas das estruturas da barragem e ao acesso, por escoamento ou precipitação, conduzindo-as para local seguro de deságue, resguardando a estabilidade do maciço.

Foram projetados elementos de drenagem superficial, como meio fio com e sem sarjeta, sarjetas de corte, valetas de proteção de corte e aterro, entradas e descidas de d'água e dissipadores.

## 7.6 PROJETO DE SINALIZAÇÃO

A sinalização a ser implantada no trecho obedecerá aos requisitos de engenharia de trânsito de forma a regulamentar o uso da via, advertir sobre perigos potenciais e orientar os usuários através de informações necessárias durante seu deslocamento. Para ser eficiente, a sinalização deverá preencher seus requisitos básicos, tais como visibilidade e legibilidade diurna e noturna, adotando-se símbolos, sinais e legendas dimensionadas em função da velocidade diretriz da via, que é de 20 km/h.

A sinalização é dividida em dois tipos:

- Vertical: composta por placas, sustentadas por colunas simples e dupla.
- Horizontal: inclui pintura no pavimento e aplicação de tachas e tachões.

A eficiência da sinalização depende principalmente dos seguintes fatores:

- ✓ Do seu posicionamento correto;
- ✓ Da transmissão da mensagem, a qual deverá ser clara e objetiva, a fim de evitar interpretações incorretas.

### 7.6.1 Metodologia

O sistema de sinalização foi elaborado de acordo com as seguintes publicações:

- ✓ Código de Trânsito Brasileiro (Edição 2005)
- ✓ Manual de Sinalização Rodoviária DNIT, edição 2010.
- ✓ Manual Brasileiro de Sinalização Vertical de Regulamentação Volume I- CONTRAN – 2007.
- ✓ Manual Brasileiro de Sinalização Vertical de Indicação Volume III- CONTRAN – 2014.
- ✓ Manual Brasileiro de Sinalização Horizontal Volume IV- CONTRAN – 2007;
- ✓ Manual de Sinalização de Obras e Emergências DNIT, edição 2010.

Além da sinalização de operação da via também foi projetado uma concepção de Sinalização para as Obras que serão executadas as margens da Rodovia GO – 305.

### 7.6.2 Sinalização Vertical - Operação

A eficiência do projeto de sinalização vertical depende dos seguintes fatores:

- ✓ Colocação correta no campo visual;
- ✓ Propriedade e clareza da mensagem transmitida;
- ✓ Legibilidade;
- ✓ Entendimento por parte do condutor;
- ✓ Manutenção da mesma intensidade ao longo da via, a fim de dar condicionamento ao motorista;
- ✓ Antecipação da placa ao local da operação por esta indicada a fim de preparar o motorista para a sua próxima decisão.

Para que as placas promovam o efeito desejado é necessário que obedeçam a certos requisitos básicos sob o ponto de vista de projeto, localização, conservação e uniformidade.

A sinalização vertical é composta de placas e painéis, implantados nas margens da rodovia e/ou suspensos sobre ela.

No projeto em questão a sinalização vertical é constituída por:



### 7.6.2.1 Sinais de Regulamentação

Utilizam predominantemente a forma circular com exceção dos sinais R-1, cor branca em seu fundo e cor vermelha em sua borda, têm como objetivo notificar o usuário sobre as restrições, proibições e obrigações que governam o uso da via.

- Posicionamento Longitudinal:

O posicionamento destes sinais ao longo da via é condicionado pela distância de visibilidade necessária para sua visualização e pelo tipo de situação que se está regulamentando.

Devem ser instalados fazendo um ângulo de  $93^\circ$  a  $95^\circ$  em relação ao sentido do fluxo de tráfego, voltados para o lado externo da via, esta inclinação tem por objetivos assegurar boa visibilidade e leitura dos sinais.

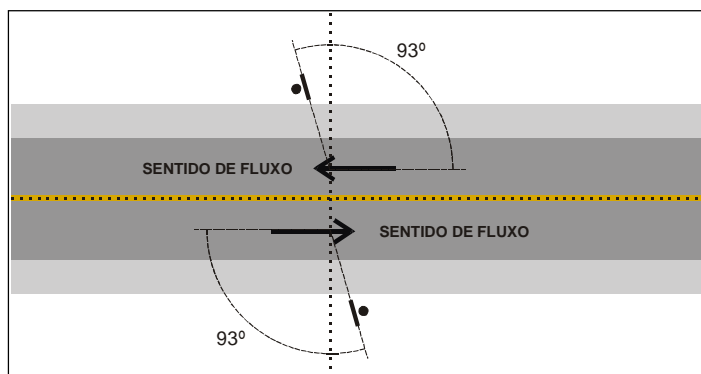


Figura 49: Posicionamento Longitudinal

- Posicionamento Transversal:

Implantados à margem direita de cada sentido de fluxo, dela guardando uma distância segura, porém dentro do cone visual do motorista.

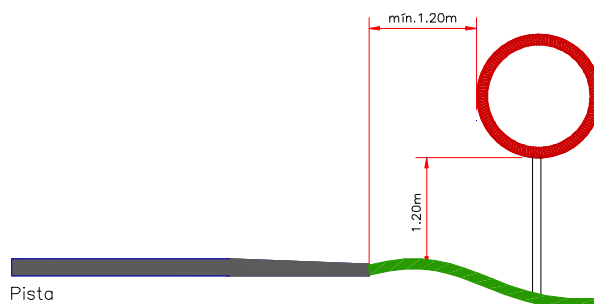


Figura 50: Posicionamento Transversal

### 7.6.2.2 Sinais de Indicação

São predominantemente retangulares, com posicionamento do lado maior na horizontal e fundo na cor verde, agrupados de acordo com os seguintes tipos:

- ✓ *Sinais Indicativos de Direção e Sentido;*

Tem como finalidade principal orientar os usuários da via no curso de deslocamento, fornecendo-lhes as orientações necessárias para a definição das direções e sentidos a serem por ele seguidos.

- Posicionamento Longitudinal:

Os sinais indicativos foram implantados nas aproximações de interseções, nas aproximações de retorno e nas áreas de nariz das saídas. A sustentação destas placas deverá ser feita por suporte duplo, semipórticos e pórticos.

- Posicionamento Transversal:

Foram dispostos normalmente a margem direita das pistas, exceto as de indicação de retorno, que foram alocadas na ilha central.

O posicionamento dos pórticos e semipórticos seguem premissas distintas, indicadas em projeto.

### 7.6.2.3 Características Gerais

#### Padrões Alfanuméricos

Devem ser utilizadas as fontes de alfabeto e números do tipo Standard Alphabets for Highway Signs and Pavement Markings, séries "D" ou "E (M)".

As placas deverão ser de chapas metálicas e sua pintura deverá ser feita com tinta termoplástica ou películas retrorefletivas

#### Chapas

Chapas de aço zincado, na espessura mínima de 1,25 mm, com no mínimo 270 g/m². Chapas de alumínio, na espessura mínima de 1,5 mm.

As chapas terão a superfície posterior preparada com tinta preta fosca, as chapas para placas totalmente refletivas, terão a superfície que receberá a mensagem preparada com "primer".

Os suportes metálicos serão de aço galvanizado ou de aço com proteção de tinta anti-corrosiva.

#### Película

A película refletiva deverá ser constituída de microesferas de vidro aderidas a uma resina sintética. Deverá ser resistente as intempéries, possuir grande angularidade de maneira a proporcionar ao sinal as características de forma, cor, legenda e visibilidade sem alterações tanto a luz diurna, como à noite sob luz refletida.

#### Equipamentos

- Caminhão Munck (para colocação de placas suspensas);
- Cone de sinalização;

### 7.6.2.4 Apresentação do Projeto

A sinalização vertical dimensionada e a sua localização estão apresentadas no Volume 02 – Projeto de Execução.

## 7.6.3 Sinalização Horizontal

Comumente é feita através de pintura do pavimento e tem a finalidade de orientar o motorista dentro do critério pré-estabelecido, aumentando com isto, a segurança do tráfego.

A sinalização horizontal da pista em destaque, consistiu de:

- Linha de Bordo (LBO);
- Linha simples contínua (LMS-1);
- Linha dupla contínua (LFO-3)
- Inscrições no Pavimento;
- Dispositivos Auxiliares – Tachas e Tachões.

### 7.6.3.1 Linhas de Bordo (LBO)

As linhas de borda de pista delimitam a parte da pista destinada ao tráfego, separando-a dos acostamentos, das faixas de segurança ou do limite da superfície pavimentada,

fornecendo aos usuários o trajeto a ser seguido. Estas linhas são contínuas e possuem cor branca, terão largura igual a 10 cm.

#### 7.6.3.2 Linha simples seccionada (LMS-1)

É a linha de divisão de fluxos aplicadas sobre o limite entre as faixas de rolamento, com mesmo sentido de tráfego, para regulamentar situações em que são proibidas a ultrapassagem e a transposição de faixa, por comprometer a segurança.

Foram utilizadas nas aproximações de interseção, com 15 m de comprimento iniciando a partir da linha de retenção. Tem dimensão de 10 cm de largura conforme velocidade regulamentada.

#### 7.6.3.3 Linha dupla contínua (LFO-3)

É a linha de divisão de fluxos opostos aplicada sobre o eixo da pista de rolamento com o objetivo de delimitar o espaço reservado para a circulação de cada um dos fluxos de veículos e regulamentar a proibição de ultrapassagem, nos dois sentidos de circulação.

Tem dimensão de 10 cm de largura conforme velocidade regulamentada.

#### 7.6.3.4 Marcações no Pavimento

##### Linhas de Retenção

As linhas de retenção têm a finalidade de reforçar a regulamentação da parada do sinal PARE. São posicionadas transversalmente à pista para qual elas se aplicam, ocupando toda a sua largura, ao lado correspondente sinal de regulamentação. A linha de retenção é contínua, pintada na cor branca.

##### Área Zebrada

As áreas zebradas têm como finalidade básica preencher áreas pavimentadas não trafegáveis, ou ainda de estreitamentos e alargamentos de pista (áreas neutras) e delimitadas ao menos por uma linha de canalização.

Estas áreas são compostas por linhas diagonais posicionadas em função do sentido do fluxo, de tal forma a sempre conduzir o veículo para a pista trafegável, e formando um ângulo igual ou próximo de 45°, e foram utilizadas em locais com convergência ou divergência de fluxos.

As dimensões são apresentadas no álbum de desenhos de sinalização como especificado no Manual de Sinalização do DNIT.

##### Legendas

Legendas são marcações no pavimento, na cor branca, compostas de letras e algarismos, utilizadas complementarmente à sinalização vertical, com a finalidade de orientar, advertir e regulamentar condições particulares de operação adiante sem que seja necessário, para isso, que o usuário desvie sua atenção da pista de rolamento. No projeto foram utilizadas legendas de PARE nas proximidades do entroncamento com a Rodovia GO-305.

#### 7.6.3.5 Dispositivos Auxiliares

Os dispositivos auxiliares da sinalização horizontal são constituídos por superfícies refletivas aplicadas ao pavimento da rodovia, dispostas em geral sobre as linhas pintadas, de



modo a delimitar a pista, as faixas de rolamento e as áreas neutras (áreas zebreadas), permitindo ao condutor melhores condições de operação, principalmente em áreas sujeitas a neblina ou a altos indicadores pluviométricos, ou em percursos à noite.

Os dispositivos auxiliares da sinalização horizontal utilizados em projeto são do tipo tacha e tachão, possuindo a forma quadrada ou retangular, com os elementos refletivos na cor branca ou amarela, conforme a cor da linha à qual estejam associados.

#### 7.6.3.6 Materiais

##### Tinta

Para proporcionar melhor visibilidade noturna a sinalização horizontal deve ser sempre retrorrefletiva. Para utilização em projeto adotou-se pintura termoplástica extrudada.

Espessura de aplicação do material termoplástico deverá ser de 3,0 mm.

Para a aplicação de sinalização em superfície com revestimento asfáltico ou de concreto novos, deve ser respeitado o período de cura do revestimento. A superfície a ser sinalizada deve estar seca, livre de sujeira, óleos, graxas ou qualquer outro material que possa prejudicar a aderência da sinalização ao pavimento;

##### Equipamentos

Os equipamentos de aplicação dos materiais de sinalização horizontal devem possuir todas as condições para uma boa aplicação, tais como: Reservatório com aquecimento, do tipo caldeira com controle de aquecimento, pistolas que possibilitem simultânea ou sucessiva aplicação em faixas contínuas e/ou interrompidas, compressores de ar, sistema de homogeneização, direção do tipo automático para alinhamento preciso da máquina, lança – guia com pontas ajustáveis, sistema de controle para espaçamento de faixas, luzes traseiras, sinaleiro rotativo, pisca-pisca e reguladores de pressão.

#### 7.6.3.7 Apresentação do Projeto

A sinalização horizontal dimensionada e a sua localização são apresentadas no Volume 02 – Projeto de Execução.

### 7.6.4 Sinalização Vertical - Obras

O projeto foi desenvolvido com o intuito de orientar os motoristas usuários da rodovia sobre as obras em execução na mesma, indicando e regulamentando o tráfego pelo desvio a se utilizar enquanto a rodovia estiver em obra

São objetivos da sinalização do trecho em obra:

- Regularizar a velocidade de tráfego segura;
- Salientar sobre a existência de obras na pista de rolamento;
- Canalizar e ordenar o fluxo de veículos junto à obra, de modo a evitar a ocorrência de congestionamentos e acidentes;
- Fornecer informações claras, corretas e padronizadas aos usuários da via.

#### 7.6.4.1 Critérios de Implantação

Nesta fase do trabalho devem ser levados em conta os seguintes critérios básicos:

- Toda a sinalização deve ser implantada antes do início da execução dos serviços;

- A implantação deve ser iniciada na área de pré-sinalização, depois passar para a área de transição e assim sucessivamente até a área de retorno à situação normal;
- Os sinais só devem ter validade durante a efetiva realização dos serviços. Assim, devem ser cobertos enquanto a canalização não estiver implantada;
- Se a sinalização temporária entrar em conflito com a sinalização normal da rodovia, esta deve ser coberta ou removida até a desativação dos serviços;
- Para obras localizadas em zonas urbanas, devem ser tomadas algumas precauções como, divulgação em meio de comunicação, dos trechos em obras, sua duração, e outros problemas que irão interferir no tráfego normal.

#### 7.6.4.2 Sinalização Vertical

Consiste em uma sinalização temporária, que indica as obrigações, limitações, proibições ou restrições que regulamentam o trecho anormal da rodovia, advertindo sobre mudanças das condições da pista que possam afetar a segurança, e indica caminhos alternativos para transpor o trecho com interferências temporárias.

No projeto em questão a sinalização vertical é constituída por:

Sinais de Regulamentação

Sinais de Indicação de Obras

Sinais de Advertência de Obras

#### 7.6.4.3 Dispositivos de direcionamento ou bloqueio

Cilindro

O cilindro é utilizado para delimitar a passagem, ordenar o fluxo de veículos e para dividir fluxos opostos. Apresenta dimensões e cores conforme a Figura abaixo:

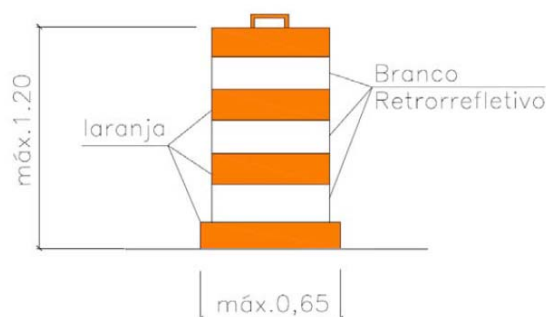


Figura 51 - Cilindro

O espaçamento máximo entre os cilindros é de 30 metros nas tangentes.

## 7.7 PROJETO DE OBRAS COMPLEMENTARES E PAISAGISMO

---

O projeto foi desenvolvido com o objetivo de fornecer maior conforto e segurança aos motoristas, assim como restaurar e urbanizar o vale em que estão inseridas as pistas. Deverão ser executados os seguintes serviços:

- Implantação de defesa metálica simples do tipo semimaleável em segmentos no bordo externo da marginal projetada quando o aterro for maior que 1,5m, e no bordo interno da marginal como proteção na entrada e saída da ponte e ancoragem dos segmentos existentes quando esses foram afetados pela construção das pontes e marginais. O desenvolvimento dessas, foi orientado pelas normas NBR-6971/1999 e DNER-ES 144/85;
- Implantação de cerca de arame farpado para delimitação de área (faixa de domínio), em substituição de cercas existentes, seguindo as orientações contidas na norma DNIT 099/2009 – ES. Deverá ser feita em campo a ligação da cerca projetada com a cerca existente;
- Implantação de revestimento vegetal com grama nos canteiros centrais e sob as pontes projetadas;
- Implantação de revestimento vegetal com mudas em áreas de recuperação (matas ciliares), ao longo do canal a ser implantado. Considerou-se o plantio em uma faixa com largura de 10,0m em ambos os lados;
- Implantação de revestimento vegetal com hidrossemeadura ao longo do bordo externo das pistas acompanhando o talude de corte/aterro;
- Conformação de talude, este item foi considerado ao longo de todo o trecho, do lado externo da marginal, a fim de corrigir possíveis imperfeições presentes nos taludes, proporcionando aos mesmos uma superfície mais estável e aos usuários uma maior segurança;

O projeto de obras complementares foi desenvolvido seguindo as especificações:

- *Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e projetos Rodoviários – 2006;*
- *Defensas Metálicas – Execução DNER-ES 144/85;*
- *Defensas Metálicas – Projeto e Implantação NBR6971/1999;*
- *Cerca de Arame Farpado – DNIT 099/2009-ES;*
- *Proteção do Corpo Estradal – DNIT 102/2009-ES;*
- *IS-217: Projeto de dispositivos de proteção;*
- *IS-218: Projeto de cercas.*



