



**GOVERNO DO  
ESTADO DO CEARÁ**

*Procuradoria Geral do Estado*

**BANCO INTERNACIONAL PARA RECONSTRUÇÃO  
E DESENVOLVIMENTO - BIRD (BANCO MUNDIAL)**

**Ministério da Integração Nacional - MI  
Programa Nacional de Desenvolvimento  
dos Recursos Hídricos - PROÁGUA NACIONAL -  
Acordo de Empréstimo N.º: 7420-BR - BID**

**Governo do Estado do Ceará  
Projeto de Gestão Integrada dos  
Recursos Hídricos PROGERIRH II  
Acordo de Empréstimo N.: 7630-BR**

**ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO  
DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS  
BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA  
PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH.**

**ETAPA A1 - RELATÓRIO DE IDENTIFICAÇÃO DE OBRAS- RIO  
Tomo 2 - Opções de Localizações das Obras**



**Integração**  
Ministério da Integração Nacional



**SECRETARIA DOS  
RECURSOS HÍDRICOS**  
GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ



**ABRIL/2011**



**consórcio**



**GOVERNO DO  
ESTADO DO CEARÁ**  
*Secretaria dos Recursos Hídricos*

**Elaboração do Estudo de Viabilidade do Projeto Executivo do Eixo de  
Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçú,  
do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH)**

**Etapa A1 - Relatório de Identificação de Obras- Rio**

**Tomo 2 - Opções de Localizações das Obras**

**Abril de 2011**

---

## APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O objetivo geral da Política Estadual dos Recursos Hídricos do Ceará é promover o uso racional dos recursos hídricos e gerenciar os mesmos de uma maneira integrada e descentralizada. Neste contexto se insere o Eixo de Integração da Ibiapaba, o qual se constitui em um dos projetos empreendidos pelo Governo do Estado do Ceará para alcançar as metas de aproveitamento integrado dos recursos hídricos.

O Eixo de Integração da Ibiapaba, então concebido pelo PROGERIRH – Programa de Gerenciamento e Integração dos Recursos Hídricos, está localizado na região noroeste semi-árida do Estado do Ceará. Neste sistema, estão compreendidas as Bacias dos Rios Acaraú, Coreaú e Poti, sendo que esta última se estende também ao Estado do Piauí, onde constitui uma parte da Bacia do Parnaíba. Se diferencia por ser o primeiro sistema complexo deste tipo a ser estudado, sendo que nele se prevê a transferência de águas da Bacia do Rio Poti (Parnaíba) para as Bacias dos Rios Acaraú e Coreaú.

Os estudos aqui apresentados integram os serviços de consultoria para ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE (PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇÚ DO CANAL/TÚNEL E PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH), objeto do contrato 02/PROGERIRH 2011 firmado entre o Consórcio ENGESOFT/IBI e a SRH/CE visam promover o controle dos recursos hídricos da bacia hidrográfica do rio Inhuçú. Conforme estabelecem os Termos de Referência contratuais, a finalidade principal com o desenvolvimento dos Projetos Executivos destas barragens é aprofundar mais detalhadamente o atendimento às demandas de água das regiões de influências; proporcionar um aproveitamento racional das águas acumuladas nos reservatórios, para o abastecimento urbano e rural e para uso com o desenvolvimento da irrigação em áreas aptas a este tipo de atividade e para a geração de energia elétrica.

O estudo é composto pelas seguintes Fases e respectivos Volumes:

### – FASE A: ESTUDO DE VIABILIDADE

- Etapa A1 - Relatório de Identificação de Obras - RIO
- Etapa A2 - Estudos de Viabilidade Ambiental - EVA do Sistema (Barragens Lontras e Inhuçú, Canal/Túnel e Penstock/PCH)
- Etapa A3 - Estudos Básicos e Concepções Gerais dos Projetos das Barragens, Canal/Túnel e Penstock/PCH

- Etapa A4 - Relatório Final de Viabilidade - RFV.
- **FASE B: PROJETO EXECUTIVO**
  - Etapa B1 - Estudos de Impactos no Meio Ambiente EIA / RIMA
  - Etapa B2 - Levantamento Cadastral e Plano de Reassentamento das Barragens Lontras e Inhuçú, Canal/Túnel e Penstock/PCH
  - Etapa B3 - Projeto Executivo das Barragens Lontras e Inhuçú, Canal/Túnel e Penstock/PCH
  - Etapa B4 - Manuais de Operação e Manutenção do Sistema
  - Etapa B5 - Avaliação Financeira e Econômica Final do Sistema - Barragens, Canal/Túnel e Penstock/PCH

O presente documento constitui o **Tomo 2 - Opções de Localizações das Obras** e integra o Relatório de Identificação das Obras RIO. O RIO engloba os Estudos de Alternativas para Localizações das Barragens Lontras e Inhuçú, Canal/Túnel e Penstock/PCH sendo constituído dos seguintes Tomos:

- Tomo 1 – Estudo de Verificação das Alternativas de Localizações
- Tomo 1A – Desenhos
- Tomo 1B – Anexos
- Tomo 2 – Opções de Localizações das Obras

---

## ÍNDICE

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>11</b>
<b>2. POSSIBILIDADE DE UM ÚNICO BARRAMENTO .....</b>	<b>13</b>
2.1. BARRAMENTO ÚNICO ENTRE AS ALTERNATIVAS INHUÇÚ .....	14
2.2. BARRAMENTO ÚNICO ENTRE AS ALTERNATIVAS LONTRAS.....	14
<b>3. ESTUDOS HIDROLÓGICOS DAS ALTERNATIVAS DE BARRAMENTO .....</b>	<b>15</b>
3.1. GENERALIDADES .....	16
3.2. CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA .....	18
3.3. ESTIMATIVA DE VAZÕES.....	21
3.3.1. Metodologia.....	21
3.3.2. Coleta de Dados Fluviométricos .....	21
3.3.3. Estabelecimento da Curva Chave.....	24
3.3.4. Transformação Cotas em Vazão.....	26
3.4. ESTUDO PRELIMINAR DAS CAPACIDADES DE ARMAZENAMENTO DOS RESERVATÓRIOS ALTERNATIVOS.....	29
3.5. ESTUDO PRELIMINAR DA OPERAÇÃO CONJUNTA DOS RESERVATÓRIOS INHUÇÚ E LONTRAS 2.....	33
3.6. CONCLUSÃO DOS ESTUDOS DE SIMULAÇÕES PARA VAZÕES REGULARIZADAS DOS BOQUEIRÕES BARRÁVEIS.....	37
<b>4. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM INHUÇÚ.....</b>	<b>43</b>
4.1. DESCRIÇÃO DOS EIXOS E ARRANJO DAS OBRAS.....	44
4.2. VOLUMES DAS OBRAS.....	45
4.3. ANÁLISE E JUSTIFICATIVA DAS ALTERNATIVAS .....	46
<b>5. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM LONTRAS .....</b>	<b>50</b>
5.1. DESCRIÇÃO DOS EIXOS E ARRANJO DAS OBRAS- .....	51
5.2. VOLUMES DAS OBRAS.....	52
5.3. ANÁLISE E JUSTIFICATIVA DAS ALTERNATIVAS .....	52
<b>6. ALTERNATIVAS PARA SISTEMA TUNEL/ PCH.....</b>	<b>56</b>
6.1. DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO DELINEADA NOS ESTUDOS ANTERIORES .....	57
6.2. DESCRIÇÃO GERAL DO CIRCUITO HIDRÁULICO DA TRANSPOSIÇÃO.....	61
6.2.1. Tomada d'água.....	61

6.2.2.	Túnel.....	64
6.2.3.	Câmara de transição.....	68
6.2.4.	Conduto Forçado (“Penstock”).....	68
6.2.5.	Central hidrelétrica (PCH).....	72
6.2.6.	Linha de transmissão.....	74
<b>6.3.</b>	<b>METODOS CONSTRUTIVOS E SUPORTE DURANTE A CONSTRUÇÃO.....</b>	<b>74</b>
6.3.1.	Método convencional.....	74
6.3.2.	Método mecanizado - TBM.....	75
6.3.3.	Combinação de métodos de escavação.....	76
6.3.3.1.	Revestimento definitivo.....	77
6.3.3.2.	Monitoramento do túnel Durante a construção.....	77
6.3.3.3.	Investigações geológico-geotécnicas.....	77
6.3.4.	Considerações finais.....	78
<b>6.4.</b>	<b>ESTIMATIVA DAS QUANTIDADES E CUSTOS DAS OBRAS.....</b>	<b>79</b>
6.4.1.	Considerações prévias.....	79
6.4.2.	Tomada de água e adutora.....	79
6.4.3.	Conduto forçado.....	80
6.4.4.	Central Hidrelétrica.....	81
6.4.5.	Ligação elétrica.....	81
6.4.6.	Estaleiro e ensecadeiras.....	81
6.4.7.	Gestão e Supervisão de Obra.....	82
6.4.8.	Imprevistos.....	82
6.4.9.	Resumo da estimativa orçamental.....	82

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Bacias Hidrográficas Estudadas: Boqueirões, Postos Pluviométricos e Estação Fluviométrica ..17	
Figura 3.2: Características do posto pluviométrico de Croatá - 00440005..... 18	18
Figura 3.3: Características principais do posto pluviométrico de Guaraciaba do Norte - 00440023..... 19	19
Figura 3.4: Precipitação anual dos postos pluviométricos de Croatá e Guaraciaba do Norte. ....20	20
Figura 3.5: Precipitações Médias mensais em mm/mês.....20	20
Figura 3.6: Características principais do posto fluviométrico de Croatá - 34730000.....22	22
Figura 3.7: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para todo o período de funcionamento. ....24	24
Figura 3.8: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para as décadas de 60 a 80.....25	25
Figura 3.9: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para as décadas de 90 a 00.....25	25
Figura 3.10: Vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá. ....27	27
Figura 3.11: Vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá. ....27	27
Figura 3.12: Curva de permanência das vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá. ....28	28
Figura 3.13: Descargas Regularizadas para as Diferentes Alternativas de Boqueirões .....32	32
Figura 3.14: Tela de Entrada dos Dados Gerais da Simulação e do Reservatório (Tela 1).....35	35
Figura 3.15: Tela de Entrada dos Dados Gerais da Simulação e do Reservatório (Tela 2).....36	36
Figura 3.16: Bacias Hidráulicas dos Barramentos Inhuçú, Inhuçú 1, Inhuçú 2 e Inhuçú 3 .....38	38
Figura 3.17: Bacia Hidráulica do Barramento Inhuçú-Sotero.....39	39
Figura 3.18: Bacias Hidráulicas dos Barramentos Lontras, Lontras 1 e Lontras 2.....40	40
Figura 3.19: Vazões regularizadas com 90% de garantia .....41	41
Figura 4.1: Altura máxima da barragem x volume de maciço de terra na Barragem Inhuçú .....46	46
Figura 5.1: Altura máxima da barragem x volume de maciço de terra na barragem Lontras.....52	52
Figura 6.1: Esquema das hipóteses alternativas (canal/conduta ou com bombeamento) ao túnel para o circuito hidráulico captação-túnel-penstock e hidrelétrica.....58	58
Figura 6.2: Esquema altimétrico do Sistema Inhuçú-Lontras e circuito hidráulico captação-túnel-penstock e hidrelétrica .....60	60
Figura 6.3: Custo dos túneis de adução sem revestimento (Fonte: PCE, 2007).....80	80

## LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 - Boqueirões analisados e seus respectivos volumes afluentes anuais .....	28
Quadro 3.2: Dados de Entrada e Resultados Obtidos do Diagrama Triangular de Regularização para as Alternativas da Barragem Inhuçú .....	30
Quadro 3.3: Dados de Entrada e Resultados Obtidos do Diagrama Triangular de Regularização para as Alternativas da Barragem Lontras .....	31
Quadro 3.4: Evaporação Líquida Anual (E - P) e Coeficientes de Distribuição das Evaporações (e) - Município de Croatá .....	37
Quadro 4.1: Características Principais dos Boqueirões Barráveis - Inhuçú .....	47
Quadro 5.1: Características Principais dos Boqueirões Barráveis – Lontras .....	53
Quadro 6.1 – Verificação hidráulica do túnel para escoamento em superfície livre (regime de escoamento e uniforme).....	65
Quadro 6.2 – Cálculo da perda de carga no túnel para escoamento em pressão .....	66

## LISTA DE FOTOS

Fotos 3.1a, 3.1b, 3.1c, 3.1d: Posto Fluviométrico de Croatá quando da visita de campo em Mar/2011. ....	23
Foto 6.1: Serra do Ibiapaba.....	60
Foto 6.2: Leito do rio Macambira a montante do local do açude Lontras Vista da encosta da margem esquerda, onde será implantada a tomada de água.....	63
Foto 6.3: Vista da encosta da margem esquerda do reservatório de Lontras, onde é prevista a implantação da tomada de água.....	63
Foto 6.4: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona de montante .....	66
Foto 6.5: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona intermédia .....	67
Foto 6.6: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona intermédia .....	67
Foto 6.7: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona de jusante.....	68
Foto 6.8: Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1 .....	70
Foto 6.9: Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1 (vista de montante para jusante) .....	70
Foto 6.10: Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1 (vista de jusante para montante) .....	71
Foto 6.11: Vista da zona do conduto forçado – Alternativas A1, A2 e A3 .....	71
Foto 6.12: Vista da zona de implantação do “penstock” – Alternativas A2 e A3 .....	72
Foto 6.13: Leito do Riacho de São Francisco no local da restituição – Alternativa A2 .....	74

---

## 1. INTRODUÇÃO

## 1. INTRODUÇÃO

O presente documento é parte integrante do Relatório de Identificação de Obras - RIO, marco inicial dos trabalhos que visa a elaboração do Estudo de Viabilidade e do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapaba/CE, representado pelas barragens Lontras e Inhuçú, Túnel de Adução, Penstock e Pequena Central Hidrelétrica (PCH) de Ipueiras.

O objetivo almejado por este relatório é a apresentação preliminar das alternativas para as obras objeto de Projeto Executivo estabelecendo comparações entre os diversos atributos dos eixos barráveis selecionados e alternativas para circuito hidráulico túnel/PCH, tornando possível a avaliação inicial de soluções factíveis.

O estudo baseia-se em dados oriundos de estudos anteriores, em observações e análises realizadas nas viagens de reconhecimento das equipes técnicas, bem como em levantamentos iniciais elaborados.

Os estudos preliminares desenvolvidos neste momento estabelecem cenários alternativos e permitem uma primeira elencagem dos impactos destes cenários.

## 2. POSSIBILIDADE DE UM ÚNICO BARRAMENTO

## **2. POSSIBILIDADE DE UM ÚNICO BARRAMENTO**

### **2.1. BARRAMENTO ÚNICO ENTRE AS ALTERNATIVAS INHUÇÚ**

Cogitou-se a possibilidade de se projetar uma única barragem, situada a montante da cidade de Croatá, de forma a reservar um volume que regularizasse uma vazão semelhante a planejada para as duas barragens.

Para isto considerou-se a alternativa de local do barramento mais próxima de Croatá (Inhuçú 3) por englobar a maior área de bacia hidrográfica e acarretar num maciço mais baixo que nas demais alternativas, para um mesmo volume de acumulação.

No entanto, os estudos hidrológicos apontaram que a perda da contribuição da bacia do riacho Betânia/São Roque e da área da bacia do rio Inhuçú, compreendida entre a cidade de Croatá e o eixo Lontras, implica numa redução considerável da vazão regularizada, para o ponto de maior equilíbrio entre vazões efluentes e perdas evaporativas. Desta forma concluiu-se não ser possível com um único barramento, situado a montante de Croatá, gerar uma vazão regularizada próxima da indicada nos estudos de Viabilidade.

No capítulo 3 do presente Tomo encontram-se estudos hidrológicos que comprovam as afirmativas acima referidas. Daqueles estudos verifica-se que qualquer barramento no rio Inhuçú à montante de Croatá, só possibilita a regularização de até 1,20 m<sup>3</sup>/s mesmo aumentando-se sensivelmente a altura da barragem e o seu volume de acumulação. Esta magnitude de vazão é bem menor do que as necessidades requeridas pelos usos potenciais de água da região

### **2.2. BARRAMENTO ÚNICO ENTRE AS ALTERNATIVAS LONTRAS**

Uma segunda alternativa para o projeto de um barramento único consiste na locação de uma barragem no rio Inhuçú, imediatamente a montante do distrito de São José das Lontras, de forma a gerar um lago que não atinja a zona urbana de Croatá (cota 533,00).

Como pode-se verificar, no capítulo 3 do presente Tomo, o boqueirão Lontras 2 é o que apresenta melhores condições hidrológicas (maior descarga regularizada), e seria o indicado como barramento único. A pesar desta constatação é importante salientar que sua posição com relação aos centros de consumo impossibilita a distribuição gravitatoria até manchas com potencialidades de exploração agrícola expressivas. A implantação de reservatório nos boqueirões alternativos ao Inhuçú, com porte menor e suficiente para suprir às necessidades anteriormente referidas seria uma solução bastante atraente do ponto de vista estratégico e de potencialidade de desenvolvimento socioeconômico local.

### 3. ESTUDOS HIDROLÓGICOS DAS ALTERNATIVAS DE BARRAMENTO

### 3. ESTUDOS HIDROLÓGICOS DAS ALTERNATIVAS DE BARRAMENTO

#### 3.1. GENERALIDADES

Os estudos de deflúvios disponíveis para a região onde serão projetadas as obras do Projeto Ibiapaba referem-se a estudos de maior abrangência territorial envolvendo conjuntamente as bacias hidrográficas do Poti, Acaraú e Coreaú. Referidas análises foram realizadas em 2000 tendo como principal fonte de informações hidrológicas o Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado do Ceará - PERH, datado de 1992. Aquele estudo teve como principal objetivo servir de subsídio para o estabelecimento de balanços hídricos de cada bacia, balanços estes, projetados para diversos horizontes futuros.

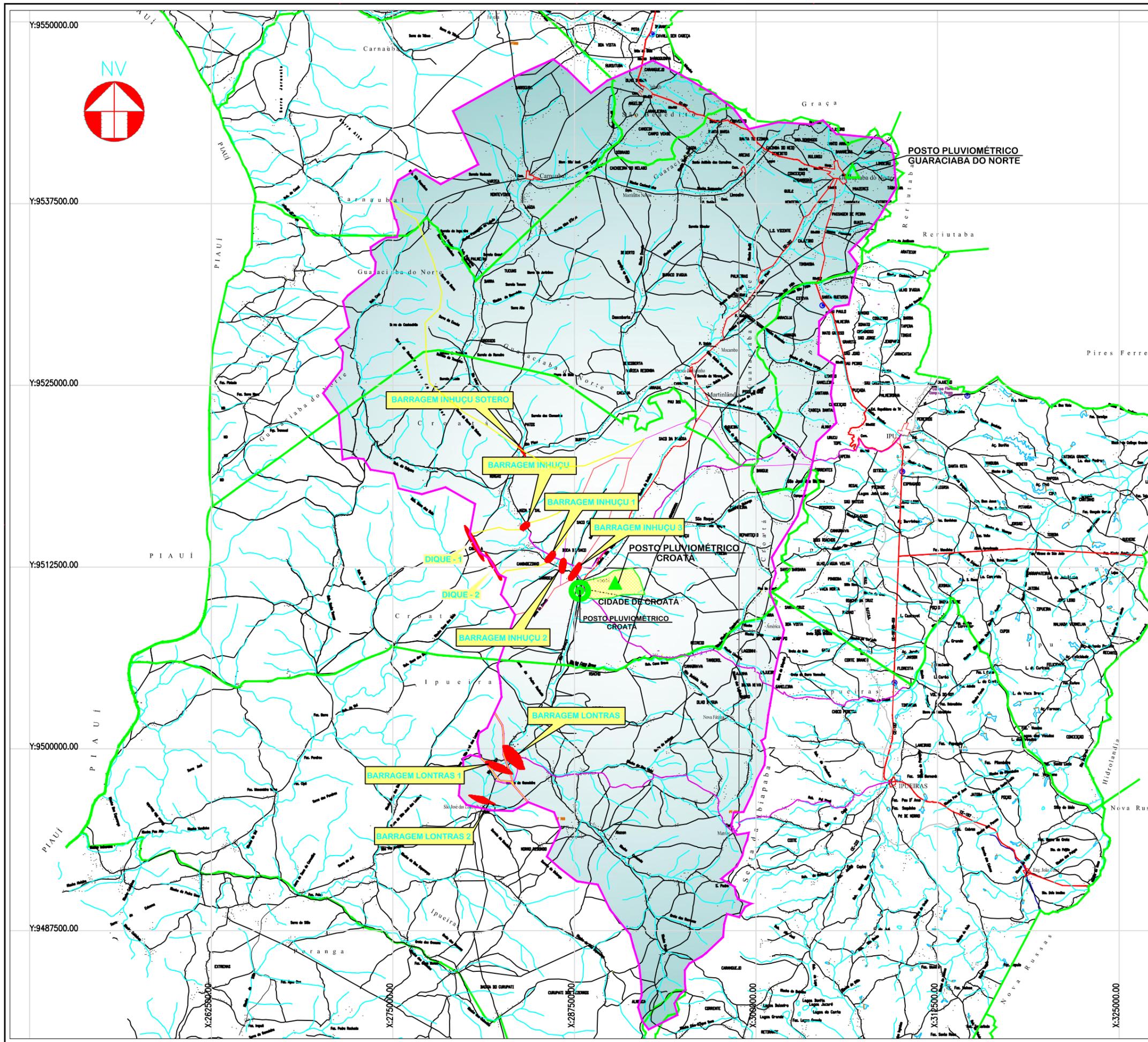
O presente estudo é mais específico, foca a pequena parte da Bacia do Poti, mais precisamente a sub-bacia do rio Macambira (Inhuçú/Lontras), à montante do boqueirão denominado Lontras 2. No interior desta área poderão ser construídos barramentos para reservatórios previstos para controlar o regime do rio Macambira, propiciando a utilização plena e eficiente de suas descargas regularizadas.

O estudo considera como base maior quantidade e qualidade de dados hidrológicos se comparado aos trabalhos anteriores, já que utiliza séries mais extensas e atuais de medições de níveis de água e vazões na estação fluviométrica Croatá. Esta estação está localizada no mesmo rio onde serão projetadas as barragens, e próxima aos boqueirões barráveis.

As simulações hidrológicas realizadas fornecem informações indispensáveis sobre o balanço hídrico em cada boqueirão avaliado, que permitem analisar a influência da localização de cada alternativa nas capacidades de armazenamento e potencialidade de regularização de vazões, para cada boqueirão isolado, ou fazendo parte de um sistema constituído por duas barragens em série.

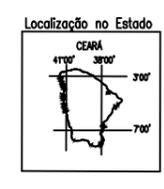
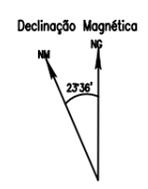
No estudo foi considerada a implantação de dois barramentos sendo o primeiro, Inhuçú, mais a montante com 05(cinco) alternativas, e o segundo Lontras, á jusante, com (3 alternativas).

A **Figura 3.1** mostra a localização dos boqueirões barráveis avaliados no contexto de suas bacias hidrográficas, bem como o posicionamento da estação fluviométrica Croatá de onde foram coletados os principais dados para os estudos apresentados a seguir.



SINAIS CONVENCIONAIS

- Área Urbana 
  - Revestimento sólido 
  - Revestimento solto 
  - Caminho, Trilha 
  - Limite Municipal 
  - Igreja, Escola, Casa, Cemitério 
  - Ponto Cotado 
  - Curso d'água Intermitente 
  - Lagoa Intermitente 
  - Açudes 
  - Curva de Nível 
  - Bacia Hidrográfica 
- ESTUDO DE BARRAGENS
- POSTO PLUVIOMÉTRICO DE CROATÁ 
  - POSTO PLUVIOMÉTRICO DE CROATÁ 
  - POSTO PLUVIOMÉTRICO DE CROATÁ 



DATUM: SAD- 69  
 PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR  
 ORIGEM DA QUILOMETRAGEM UTM: "EQUADOR E MERIDIANO 39°W.GR."  
 ACRESCIDAS AS CONSTANTES: 10.000 KM E 500 KM,RESPECTIVAMENTE.  
 DECLINAÇÃO MAGNÉTICA DO CENTRO DA FOLHA EM 2000:23°36'W.  
 CRESCE 5' ANUALMENTE.

BOQUEIRÃO	A(km²)	L(m)	AH(m)
INHUÇU 3	894,48	59,47	379
INHUÇU 2	877,12	58,28	379
INHUÇU 1	865,45	57,06	376
INHUÇU SOTERO	848,10	52,73	374
LONTRAS 2	693,56	46,77	361
LONTRAS 2	522,89	78,87	445
LONTRAS 1	516,04	77,21	434
LONTRAS	509,94	75,92	425

Ministério da Integração Nacional - MI Programa Nacional de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos - PROAGUA NACIONAL  
 Projeto de Gestão Integrada dos Recursos Hídricos PROGERIRH II  
 GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ  
 SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH

FIGURA 3.1. BACIAS HIDROGRÁFICAS ESTUDADAS: BOQUEIRÕES,POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA

CONSORCIO:  ESCALA: 1:60.000 DATA: ABRIL/2011 DESENHISTA: AC  
 ARQUIVO: Fig. 3.1-Planta Hidrológica dos 7 Eixos RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:

### 3.2. CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA

Para caracterizar pluviometricamente a bacia hidrográfica do rio Inhuçú/Lontras (objeto do presente estudo) foram selecionados 2 (dois) postos pluviométricos considerados os mais representativos por se situarem nas cabeceiras da bacia (Posto Guaraciaba do Norte) e nas imediações dos boqueirões barráveis (Posto Croatá). Os postos pluviométricos utilizados tem como responsável a Agência Nacional de Águas - ANA e como operadora a CPRM - Serviço Geológico do Brasil para o Posto de Croatá, e a FUNCEME como responsável e operadora do Posto de Guaraciaba do Norte.

Os dados diários e mensais de precipitação dos postos referidos foram obtidos junto à Agência Nacional de Águas - ANA através do Sistema de Informações Hidrológicas - Hidroweb localizado no endereço eletrônico <http://hidroweb.ana.gov.br>.

O posto pluviométrico de Croatá (ver **Figura 3.2**) dispõe de uma série de informações de 1962 a 2010 com dados diários de precipitação, ou seja, 49 anos de observação.

**CROATÁ (00440005)**

Dados da Estação	
Código	00440005
Nome	CROATÁ
Código Adicional	2788825
Bacia	ATLÂNTICO,TRECHO NORTE/NORDESTE (3)
Sub-bacia	RIO PARNAÍBA (34)
Rio	-
Estado	CEARÁ
Município	CROATÁ
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	-4:24:59
Longitude	-40:54:15
Altitude (m)	820
Área de Drenagem (km2)	-

Consultar série de:

**Arquivo Access**   **Arquivo Texto**

Clique em:

- **Arquivo Access** - para criar arquivo Access compactado com os dados da consulta (esse arquivo pode depois ser importado pelo Hidro).
- **Arquivo Texto** - para criar arquivo texto compactado com os dados da consulta.

© 2001 Agência Nacional de Águas (ANA).

**Figura 3.2: Características do posto pluviométrico de Croatá - 00440005**

O posto pluviométrico de Guaraciaba do Norte (ver **Figura 3.3**) possui uma série de dados de 1912 a 2009 com resultados de registros diários de precipitação, ou seja, 98 anos de observação.

**GUARACIABA DO NORTE (00440023)**

Dados da Estação	
Código	00440023
Nome	GUARACIABA DO NORTE
Código Adicional	053
Bacia	ATLÂNTICO, TRECHO NORTE/NORDESTE (3)
Sub-bacia	RIOS ACARAÚ, PIRANGI E OUTROS (35)
Rio	-
Estado	CEARÁ
Município	GUARACIABA DO NORTE
Responsável	FUNCEME
Operadora	FUNCEME
Latitude	-4:11:0
Longitude	-40:45:0
Altitude (m)	380
Área de Drenagem (km2)	-

Consultar série de:

Clique em:

- **Arquivo Access** - para criar arquivo Access compactado com os dados da consulta (esse arquivo pode depois ser importado pelo [Hidro](#)).
- **Arquivo Texto** - para criar arquivo texto compactado com os dados da consulta.

© 2001 Agência Nacional de Águas (ANA).

**Figura 3.3: Características principais do posto pluviométrico de Guaraciaba do Norte - 00440023.**

A seguir na **Figura 3.4** apresentam-se os dados anuais de pluviometria para os dois postos pluviométricos em análise. E na **Figura 3.5** ilustram-se as precipitações médias mensais.

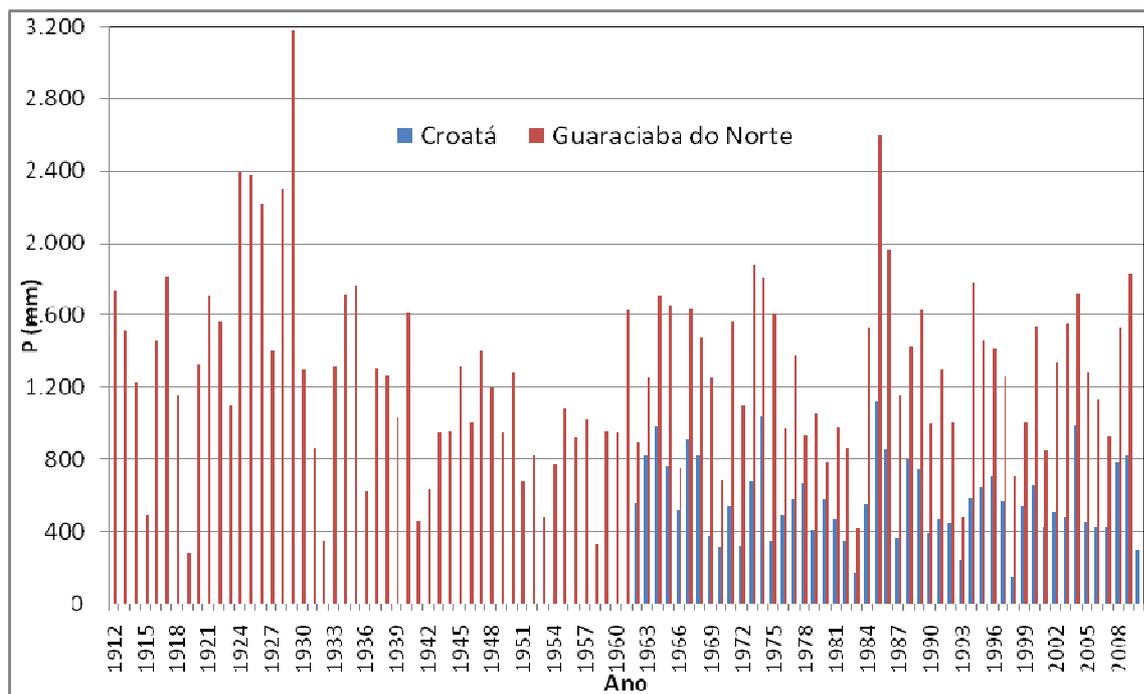


Figura 3.4: Precipitação anual dos postos pluviométricos de Croatá e Guaraciaba do Norte.

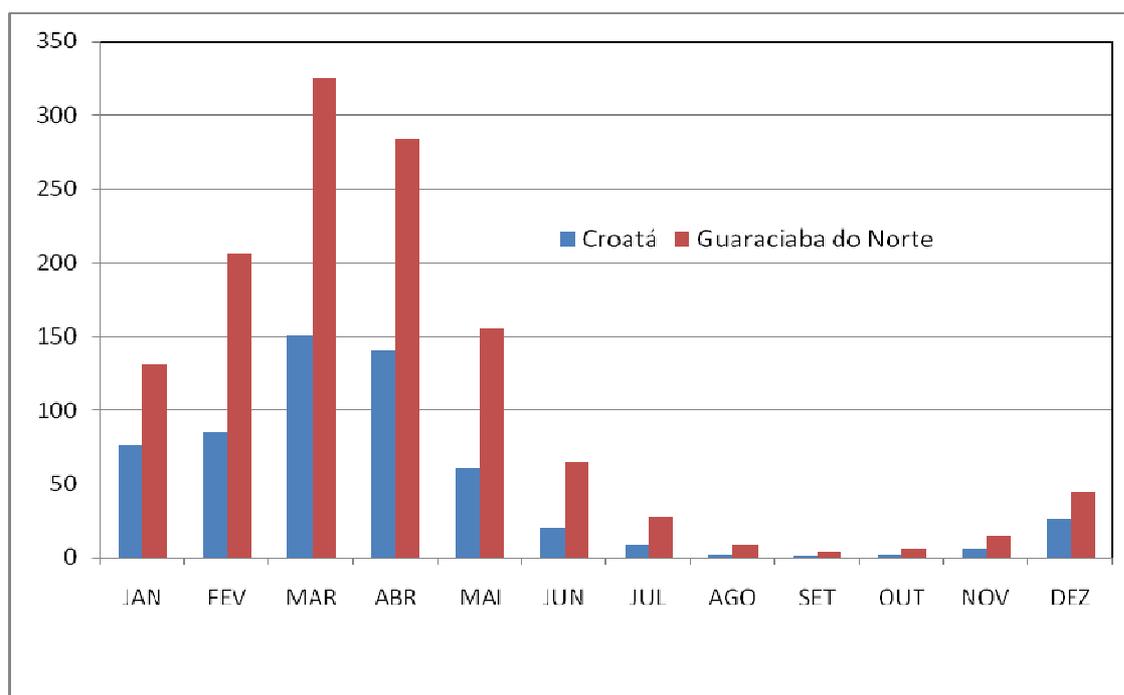


Figura 3.5: Precipitações Médias mensais em mm/mês

Os cálculos realizados indicam que o posto pluviométrico de Croatá tem média de 575,68 mm de pluviometria anual, enquanto o posto de Guaraciaba do Norte 1.268,65 mm. Estes resultados demonstram que nos locais onde se situarão os barramentos e lagos dos reservatórios ocorrem

precipitações em quantidades inferiores às nas nascentes, correspondendo a menos de 50%. Este valor médio é característico da região denominada Carrasco da Ibiapaba, e inferior às médias do restante do Estado do Ceará.

Em se tratando de pluviometria média mensal, o trimestre mais chuvoso é de Fevereiro a Abril onde o posto de Croatá acumula 375,15 mm e em Guaraciaba do Norte 815,26 mm.

Quanto ao trimestre mais seco, de Agosto a Outubro, no posto de Croatá precipita apenas 3,76 mm de média e no posto de Guaraciaba do Norte 16,33 mm.

O mês de Março é o mês mais chuvoso nos dois postos, onde em média, em Croatá precipita 150,68 mm e em Guaraciaba do Norte 324,91 mm.

### **3.3. ESTIMATIVA DE VAZÕES**

#### **3.3.1. Metodologia**

Para se estimar as vazões nas seções estudadas, onde estão previstos prováveis barramentos, utilizou-se os registros da Estação Fluviométrica de Croata. Este fato foi motivado pela mesma dispor de série de registros diários de cotas de água no período de 1962 a 2010, que possibilitam estimar as vazões a partir de curvas de calibragem elaborada com base em 101 medições de vazões.

#### **3.3.2. Coleta de Dados Fluviométricos**

O posto fluviométrico de Croatá (ver **Figura 3.6**) tem como responsável a Agência Nacional de Águas - ANA e como operadora a CPRM - Serviço Geológico do Brasil. O mesmo dispõe de uma série de dados de 1962 a 2010 com registros diários de medição de cotas (alguns anos de falhas) e 101 medições de vazão ao longo da operação do posto. Os dados utilizados no presente estudo são os dados consistidos publicados pela Agência Nacional de Águas - ANA.

Em recente visita da equipe técnica do Consórcio ao local do posto, verificou-se o bom estado das réguas, como pode-se observar nas **Fotos 3.1a a 3.1d**.

**CROATÁ (34730000)**

Dados da Estação	
Código	34730000
Nome	CROATÁ
Código Adicional	-
Bacia	ATLÂNTICO,TRECHO NORTE/NORDESTE (3)
Sub-bacia	RIO PARNAÍBA (34)
Rio	RIO MACABIRA
Estado	CEARÁ
Município	CROATÁ
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	-4:24:56
Longitude	-40:54:39
Altitude (m)	580
Área de Drenagem (km2)	1242

Consultar série de:

**Arquivo Access**   **Arquivo Texto**

Clique em:

- **Arquivo Access** - para criar arquivo Access compactado com os dados da consulta (esse arquivo pode depois ser importado pelo [Hidro](#)).
- **Arquivo Texto** - para criar arquivo texto compactado com os dados da consulta.

© 2001 Agência Nacional de Águas (ANA).

Figura 3.6: Características principais do posto fluviométrico de Croatá - 34730000.



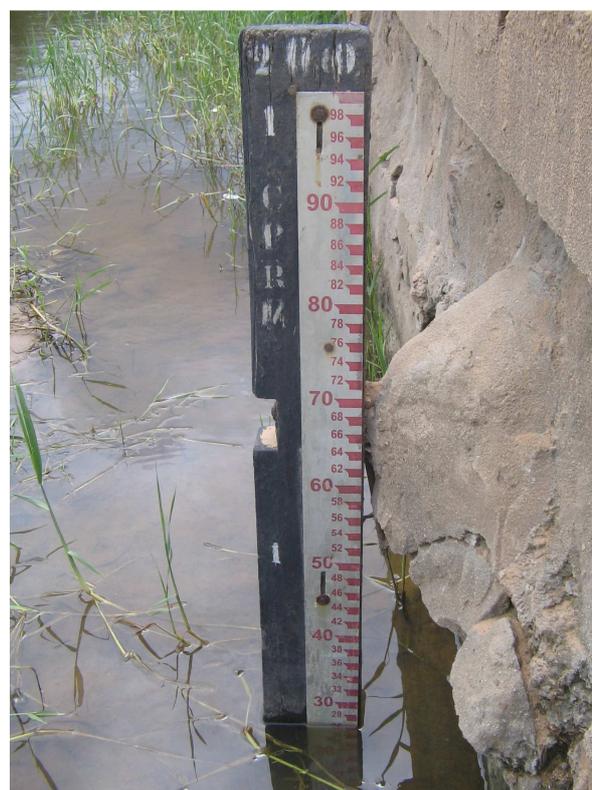
(a)



(b)



(c)



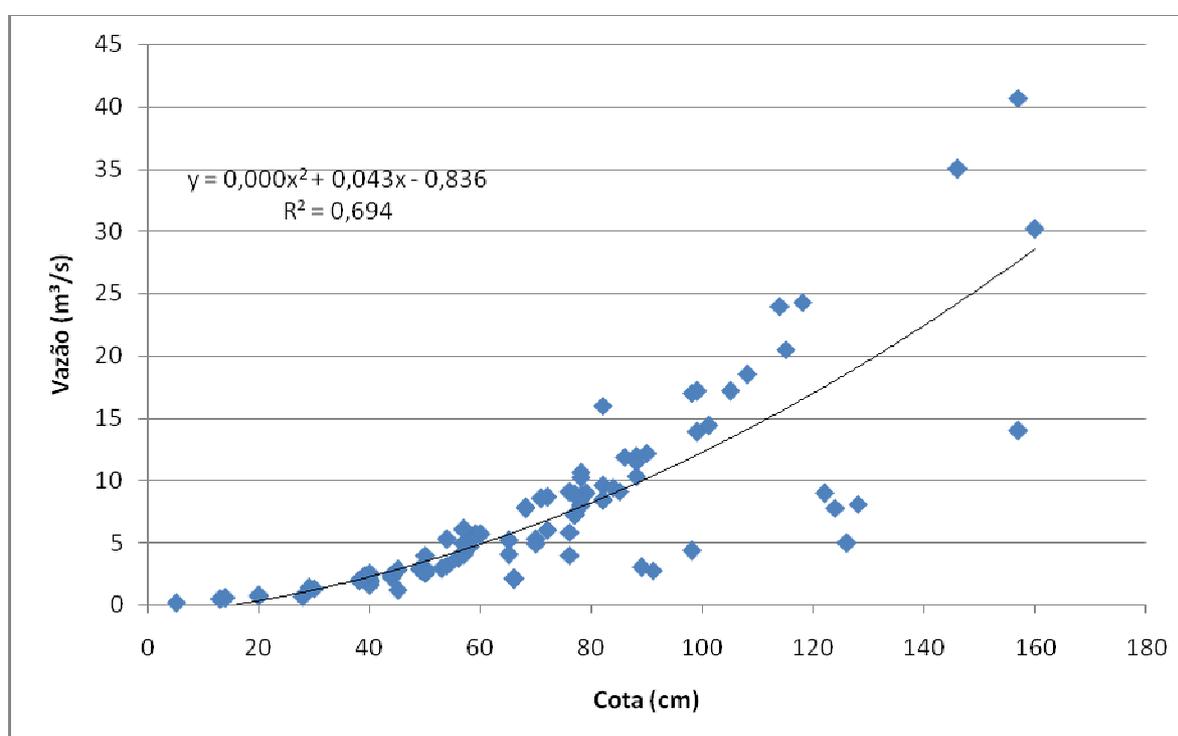
(d)

Fotos 3.1a, 3.1b, 3.1c, 3.1d: Posto Fluviométrico de Croatá quando da visita de campo em Mar/2011.

### 3.3.3. Estabelecimento da Curva Chave

Como já referido, o Posto Fluviométrico de Croatá conta com registros de 101 medições de vazão ao longo do seu período de funcionamento, sendo a primeira medição ocorrida em 15/05/1962 e a última medição de vazão em 20/07/2006. A mínima vazão medida foi de 0,20 m<sup>3</sup>/s sendo a máxima vazão verificada de 40,70 m<sup>3</sup>/s. O posto, instalado no rio Inhuçú, (também) na sede do município de Croatá drena uma área de 1.242 km<sup>2</sup>.

A **Figura 3.7** a seguir apresenta a curva de descarga X cotas completa para o posto fluviométrico de Croatá.



**Figura 3.7: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para todo o período de funcionamento.**

Tendo em vista o ajuste não ter ficado satisfatório para a curva completa, optou-se por identificar em que período ocorreu a mudança de regime neste posto. Após esta análise verificou-se que a partir da década de 90 o posto fluviométrico passou a fornecer um novo padrão de medições cota versus descarga, como pode-se identificar nas **Figuras 3.8 e 3.9**.

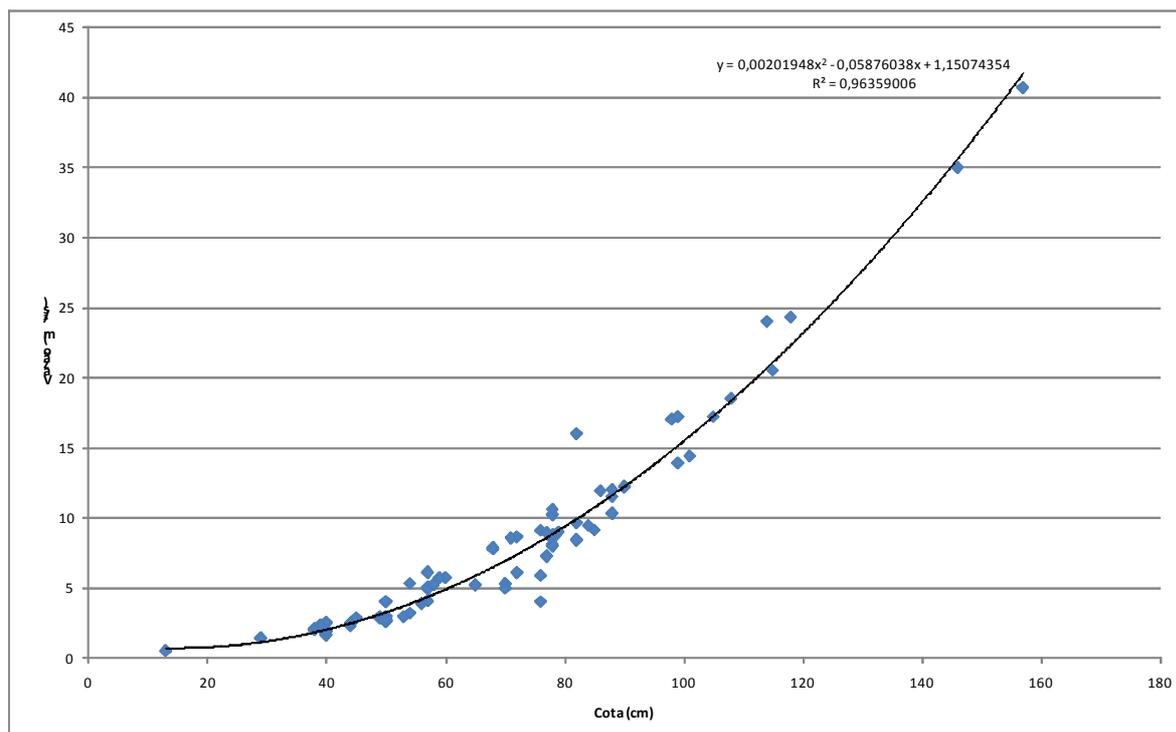


Figura 3.8: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para as décadas de 60 a 80.

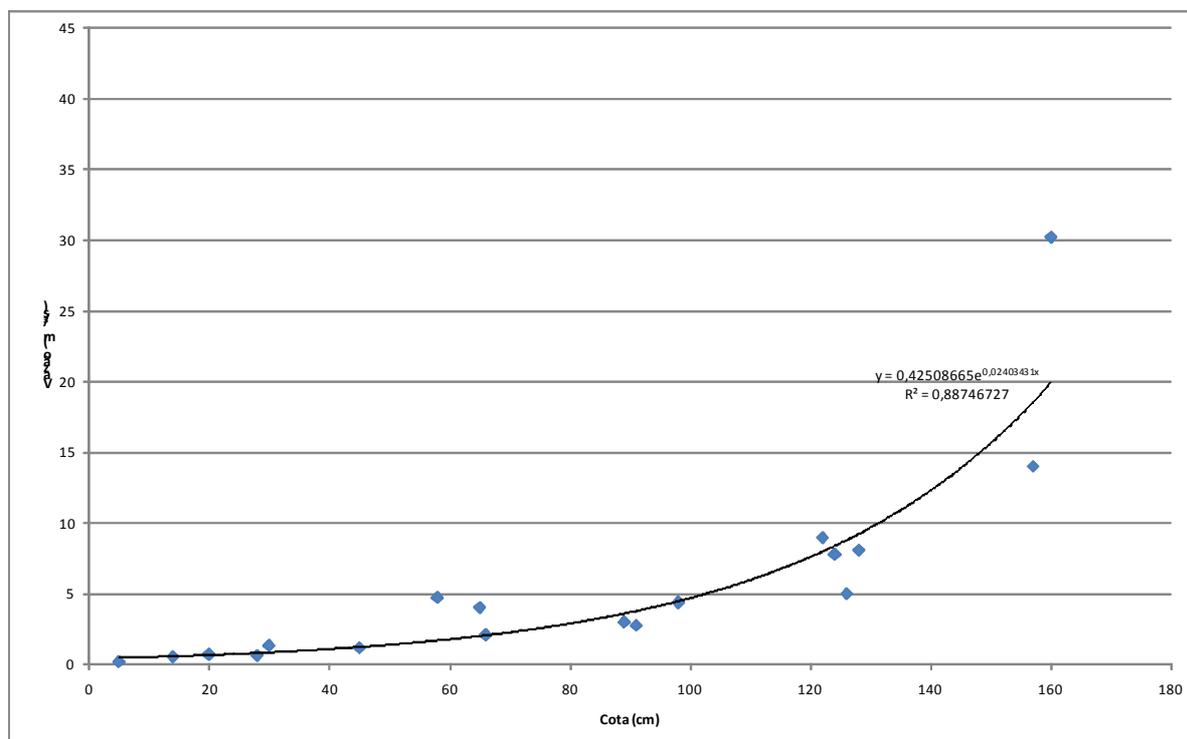


Figura 3.9: Curva de descarga do posto fluviométrico de Croatá, para as décadas de 90 a 00.

### 3.3.4. Transformação Cotas em Vazão

O posto possui medição de cotas de 1961 a 1962, 1965 a 1976 e 1987 a 2010, ou seja 38 anos com medições de cotas diárias, às 7:00h e às 17:00h.

Ano									
1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
Ano									
1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
Ano									
1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Ano									
1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
Ano									
2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010

Para o procedimento de transformação das cotas em vazão utilizou-se a curva-chave das décadas de 60 a 80 (**Figura 3.10**) até o ano de 1989, e para 1990 em diante adotou-se a curva-chave das décadas de 90 a 00 (**Figura 3.11**).

As **Figuras 3.12** e **3.13** apresentada a seguir, mostra as vazões obtidas da transformação para o período de observação do posto fluviométrico de Croatá.

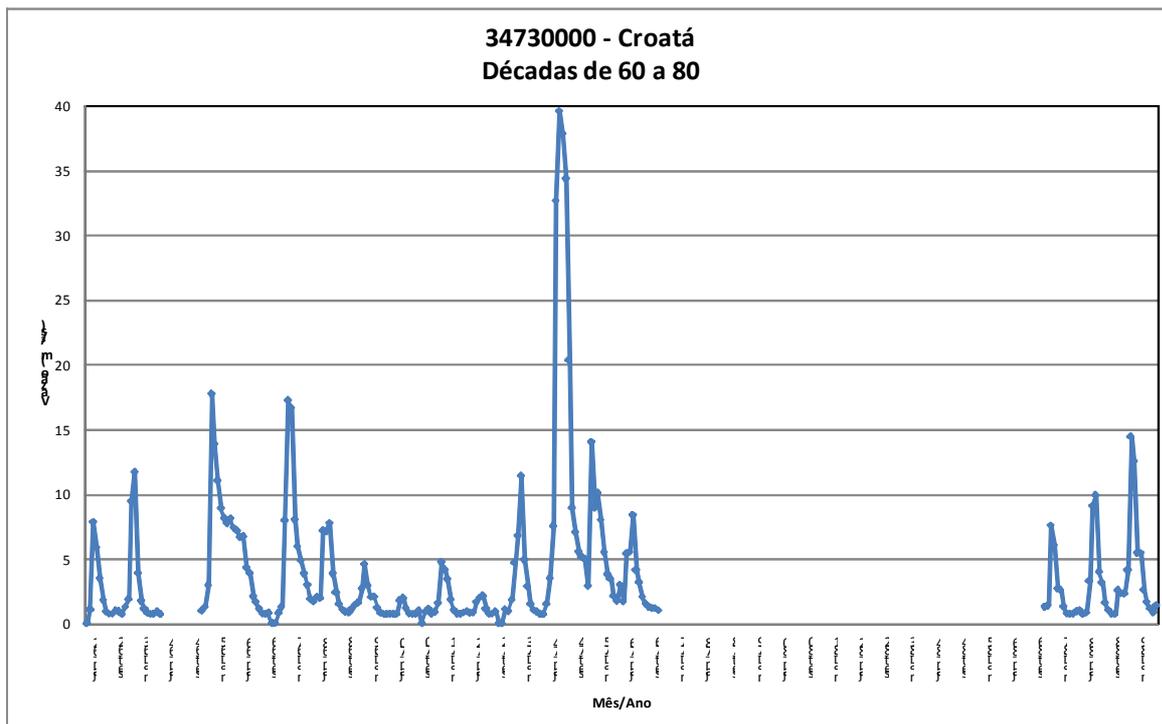


Figura 3.10: Vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá.

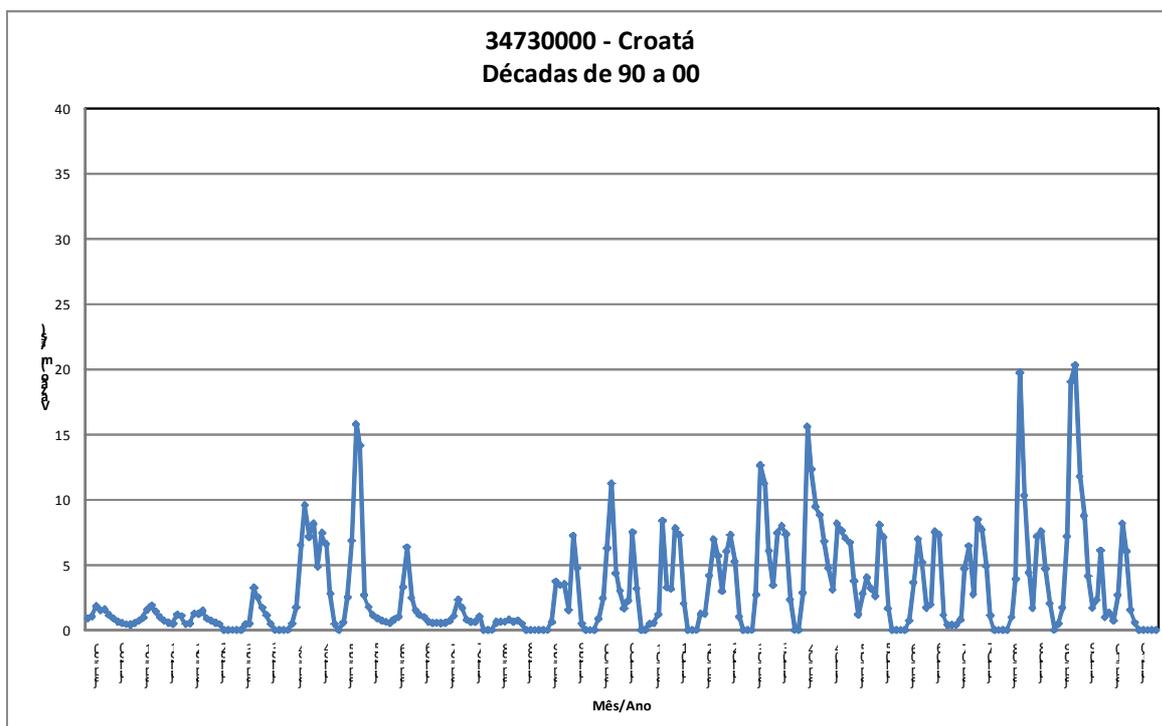
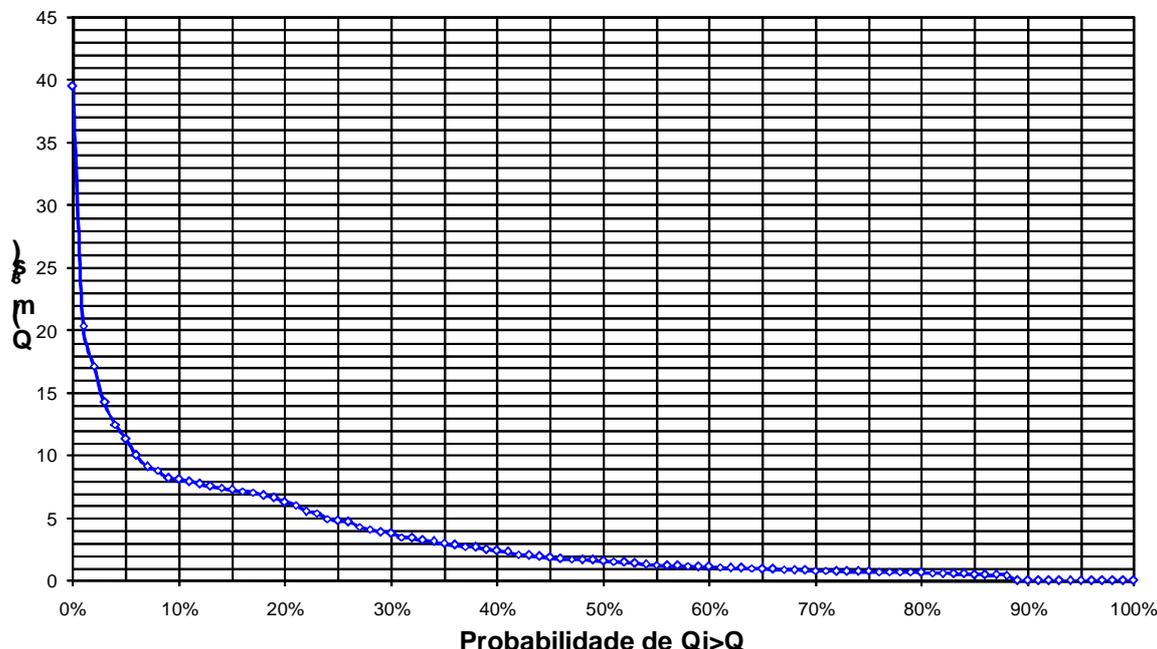


Figura 3.11: Vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá.

Do processo de transformação cota/vazão resultou a estimativa de vazão média anual de 3,48 m<sup>3</sup>/s, com desvio padrão de 2,99 e um coeficiente de variação - CV de 0,86. A **Figura 2.20** a seguir apresenta as vazões transformadas em forma de curva de permanência.



**Figura 3.12: Curva de permanência das vazões transformadas do posto fluviométrico de Croatá.**

Considerando que a área drenada do posto fluviométrico é de 1.242 km<sup>2</sup>, resulta em uma vazão específica de 2,80 l/s para cada 1,00 km<sup>2</sup> de bacia hidrográfica. Usando essa vazão específica e adotando-a em função das áreas drenadas por cada um dos boqueirões analisados, obteve-se em termos médios anuais os volumes afluentes gerados (ver **Quadro 3.1**).

**Quadro 3.1 - Boqueirões analisados e seus respectivos volumes afluentes anuais**

Boqueirões	Área (km <sup>2</sup> )	Vazão Específica (l/s por Km <sup>2</sup> )	Vazão Média Anual (m <sup>3</sup> /s)	Va (m <sup>3</sup> /ano)	Va (hm <sup>3</sup> /ano)
Inhuçú 3	894,48	2,80	2,51	79.037.641,74	79,04
Inhuçú 2	877,12	2,80	2,46	77.504.057,53	77,50
Inhuçú 1	865,45	2,80	2,42	76.472.704,25	76,47
Inhuçú	848,10	2,80	2,38	74.939.771,64	74,94
Inhuçu/Sotero	693,56	2,80	1,94	61.241.902,85	61,24
Lontras 2	522,89	2,80	1,47	46.203.676,75	46,20
Lontras 1	516,04	2,80	1,45	45.598.100,71	45,60
Lontras	509,94	2,80	1,43	45.059.509,69	45,06

### 3.4. ESTUDO PRELIMINAR DAS CAPACIDADES DE ARMAZENAMENTO DOS RESERVATÓRIOS ALTERNATIVOS

Para se estudar as capacidades de armazenamento nos boqueirões alternativos utilizou-se o Método de Dimensionamento de Reservatórios com a aplicação do Diagrama Triangular de Regularização de Nilson Campos publicado em 1996.

Os Diagramas Triangulares de Regularização foram desenvolvidos a partir de simulações dos reservatórios na suposição de que o volume instantâneo de reserva era igual ao menor valor entre 20% do deflúvio médio anual e 50% da capacidade de do reservatório, isto é  $Z_{\min} = \min(0,20u; 0,50 K)$ .

As etapas do dimensionamento foram:

- Determinou-se através de séries históricas de vazões, os parâmetros estatísticos que caracterizam os deflúvios anuais, quais sejam: média, desvio padrão e coeficiente de variação;
- com os dados na tabela cota x volume, determinou-se o coeficiente de forma do reservatório ( $\alpha$ ) através da reta dos mínimos quadrados  $y = \alpha x$ , onde  $y$  representa o volume acumulado e  $x$  o cubo da altura d'água correspondente;
- determinou-se os valores do coeficiente adimensional de evaporação  $f_E = 3 \alpha^{1/3} \cdot E_1/\mu^{1/3}$  e o fator adimensional de capacidade  $f_K = K/\mu$ ;
- selecionou-se o diagrama correspondente ao  $C_V$  determinado na etapa 1 e, a partir do ponto de encontro das isolinhas de  $f_E$  e  $f_K$ , estimou-se, finalmente, os percentuais de sangria, evaporação e utilização.

Os resultados dos estudos de regularização são os percentuais regularizados (90% de garantia), sangrados e evaporados. Os **Quadros 3.2 e 3.3** apresentam para cada boqueirão avaliado e para as capacidades de armazenamento de 50 hm<sup>3</sup>, 100 hm<sup>3</sup>, 150 hm<sup>3</sup>, 200 hm<sup>3</sup>, 250 hm<sup>3</sup>, 300 hm<sup>3</sup> e 350 hm<sup>3</sup>, os valores de entrada nos diagramas ( $f_E$ ,  $K$ ,  $\mu$ ,  $f_K$ ), os percentuais liberados, sangrados e evaporados em cada barramento, para o valor do coeficiente de variação da série histórica de vazões que foi 0,86, aproximado para 0,90.

**Quadro 3.2: Dados de Entrada e Resultados Obtidos do Diagrama Triangular de Regularização para as Alternativas da Barragem Inhuçú**

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	50.000.000,00	79.037.641,74	0,63	24	62	14
INHUÇÚ 02	0,30	50.000.000,00	77.504.057,53	0,65	24	62	14
INHUÇÚ 01	0,30	50.000.000,00	76.472.704,25	0,65	24	62	14
INHUÇÚ	0,26	50.000.000,00	74.939.771,64	0,67	28	61	11

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	100.000.000,00	79.037.641,74	1,27	36	40	24
INHUÇÚ 02	0,30	100.000.000,00	77.504.057,53	1,29	36	40	24
INHUÇÚ 01	0,30	100.000.000,00	76.472.704,25	1,31	36	40	24
INHUÇÚ	0,26	100.000.000,00	74.939.771,64	1,33	40	36	24

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	150.000.000,00	79.037.641,74	1,90	40	24	36
INHUÇÚ 02	0,30	150.000.000,00	77.504.057,53	1,94	42	24	38
INHUÇÚ 01	0,30	150.000.000,00	76.472.704,25	1,96	42	24	38
INHUÇÚ	0,26	150.000.000,00	74.939.771,64	2,00	46	24	30

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	200.000.000,00	79.037.641,74	2,53	46	16	18
INHUÇÚ 02	0,30	200.000.000,00	77.504.057,53	2,58	46	16	18
INHUÇÚ 01	0,30	200.000.000,00	76.472.704,25	2,62	46	16	18
INHUÇÚ	0,26	200.000.000,00	74.939.771,64	2,67	50	18	32

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	250.000.000,00	79.037.641,74	3,16	46	10	44
INHUÇÚ 02	0,30	250.000.000,00	77.504.057,53	3,23	46	10	44
INHUÇÚ 01	0,30	250.000.000,00	76.472.704,25	3,27	46	8	42
INHUÇÚ	0,26	250.000.000,00	74.939.771,64	3,34	52	10	38

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	300.000.000,00	79.037.641,74	3,80	48	6	46
INHUÇÚ 02	0,30	300.000.000,00	77.504.057,53	3,87	48	6	46
INHUÇÚ 01	0,30	300.000.000,00	76.472.704,25	3,92	48	6	46
INHUÇÚ	0,26	300.000.000,00	74.939.771,64	4,00	54	6	40

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
INHUÇÚ 03	0,32	350.000.000,00	79.037.641,74	4,43	48	2	50
INHUÇÚ 02	0,30	350.000.000,00	77.504.057,53	4,52	48	2	50
INHUÇÚ 01	0,30	350.000.000,00	76.472.704,25	4,58	48	2	50
INHUÇÚ	0,26	350.000.000,00	74.939.771,64	4,67	56	4	40

**Quadro 3.3: Dados de Entrada e Resultados Obtidos do Diagrama Triangular de Regularização para as Alternativas da Barragem Lontras**

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	50.000.000,00	117.904.552,06	0,42	23	73	4
LONTRAS 01	0,15	50.000.000,00	117.298.976,02	0,43	23	71	6
LONTRAS	0,19	50.000.000,00	116.760.385,00	0,43	22	70	8

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	100.000.000,00	117.904.552,06	0,85	38	56	6
LONTRAS 01	0,15	100.000.000,00	117.298.976,02	0,85	36	56	8
LONTRAS	0,19	100.000.000,00	116.760.385,00	0,86	33	55	12

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	150.000.000,00	117.904.552,06	1,27	47	44	9
LONTRAS 01	0,15	150.000.000,00	117.298.976,02	1,28	44	44	12
LONTRAS	0,19	150.000.000,00	116.760.385,00	1,28	40	44	16

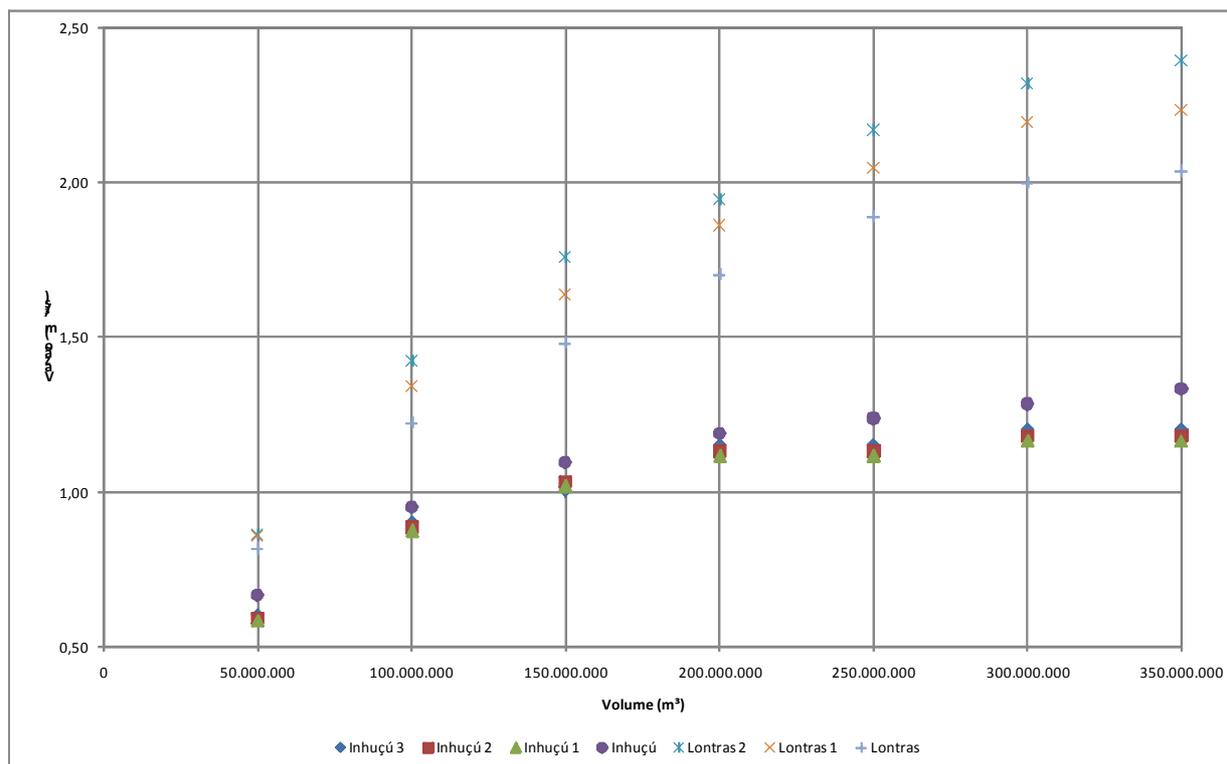
Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	200.000.000,00	117.904.552,06	1,70	52	36	15
LONTRAS 01	0,15	200.000.000,00	117.298.976,02	1,71	50	35	15
LONTRAS	0,19	200.000.000,00	116.760.385,00	1,71	46	36	18

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	250.000.000,00	117.904.552,06	2,12	58	30	12
LONTRAS 01	0,15	250.000.000,00	117.298.976,02	2,13	55	30	15
LONTRAS	0,19	250.000.000,00	116.760.385,00	2,14	51	28	21

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	300.000.000,00	117.904.552,06	2,54	62	24	14
LONTRAS 01	0,15	300.000.000,00	117.298.976,02	2,56	59	23	18
LONTRAS	0,19	300.000.000,00	116.760.385,00	2,57	54	22	24

Boqueirão	Fe	K	$\mu$	Fk	%		
					Liberado	Sangrado	Evaporado
LONTRAS 02	0,12	350.000.000,00	117.904.552,06	2,97	64	21	15
LONTRAS 01	0,15	350.000.000,00	117.298.976,02	2,98	60	21	19
LONTRAS	0,19	350.000.000,00	116.760.385,00	3,00	55	20	25

A **Figura 3.13** ilustra o comportamento de cada reservatório com relação às suas capacidades e descargas regularizadas.



**Figura 3.13: Descargas Regularizadas para as Diferentes Alternativas de Boqueirões**

Pela observação do gráfico citado pode-se concluir o seguinte:

- 1ª) Dentre os boqueirões alternativos ao Inhuçú pode-se concluir que o denominado Inhuçú é o que proporciona maior descarga regularizada com relação aos demais seguido pelo Inhuçú 3;
- 2ª) A partir do volume acumulado de 150 hm<sup>3</sup> para cima, os ganhos com relação á descarga regularizada passam a ser pequenos o que inviabiliza a adoção de capacidades maiores para os boqueirões alternativos ao Inhuçú;
- 3ª) As descargas regularizadas obtidas para os boqueirões alternativos ao Inhuçú, são próximas entre eles, e não ultrapassam a 1,20 m<sup>3</sup>/s;
- 4ª) Dentre os boqueirões alternativos ao Lontras pode-se concluir que o denominado Lontras 2 é o que proporciona maior descarga regularizada com relação aos demais seguido pelo Lontras 1;
- 5ª) A capacidade dos açudes alternativos ao Lontras foi limitada no presente estudo à situação da área urbana da sede municipal de Croatá para que a mesma não seja inundada. Pelos estudos, o aumento nas capacidades dos açudes alternativos acima de 350 hm<sup>3</sup> proporcionam sensíveis aumentos de descargas regularizadas;

6ª) As descargas regularizadas obtidas para os boqueirões alternativos ao Lontras, são próximas entre eles, e não ultrapassam a 2,50 m<sup>3</sup>/s até a capacidade de 350hm<sup>3</sup>;

7ª) Dos boqueirões analisados, em termos hidrológicos a melhor alternativa para o açude Inhuçú é o boqueirão Inhuçú, e para o Açude Lontras o boqueirão Lontras 2.

### 3.5. ESTUDO PRELIMINAR DA OPERAÇÃO CONJUNTA DOS RESERVATÓRIOS INHUÇÚ E LONTRAS 2

Considerando-se que os boqueirões mais favoráveis em termos hidrológicos são os denominados Inhuçú e Lontras 2 realizou-se a operação conjunta dos mesmos fixando a capacidade do Lontras 2 á máxima possível de 350 hm<sup>3</sup>, e variando-se as capacidades do Inhuçú entre 40 e 180 hm<sup>3</sup>.

A capacidade de regularização dos reservatórios foi analisada, a partir de simulações da estação fluviométrica mais próxima aos respectivos reservatórios (Estação Croata), utilizando as séries de vazões afluentes da mesma, determinadas conforme já relatado no item 3.3. Os estudos foram desenvolvidos por meio da equação do balanço hídrico, tomando por base as seguintes premissas:

- a unidade de tempo é um mês;
- a retirada do reservatório é constante ao longo dos anos e ao longo dos meses;
- a contribuição líquida sobre o lago - precipitação menos evaporação - é admitida constante ao longo dos anos, mas variável ao longo dos meses.

A Equação do Balanço Hídrico de um Reservatório.

A determinação do comportamento do reservatório é feito pela equação de seu balanço hídrico, que consiste em igualar as entradas e saídas do reservatório como se segue:

$$dV/dt = E - S \quad (3.1)$$

onde dV/dt é a variação do volume ao longo do tempo, E o resultado de todas as entradas no sistema e S o resultado de todas as saídas. As entradas são compostas dos deflúvios afluentes e das precipitações diretas sobre o espelho d'água do reservatório; as retiradas, por sua vez, são formadas pelas evaporações e pelas retiradas. A equação do balanço hídrico usada neste modelo é dada por:

$$V_{i+1} = V_i + (P_i - E_i) \times \frac{1}{2} (A_{i+1} + A_i) + I_i - R_i - S_i \quad (3.2)$$

onde:

- $V_{i+1}$  e  $V_i$  = representam os volumes de água estocados no reservatório no início dos meses  $i+1$  e  $i$  respectivamente;
- $P_i$  = precipitação média sobre o espelho de água do açude durante o mês  $i$ ;
- $E_i$  = lâmina média evaporada da superfície do lago durante o mês  $i$ ;
- $A_{i+1}$  e  $A_i$  = representam as áreas do lago do reservatório no início dos meses  $i+1$  e  $i$  respectivamente;
- $l_i$  = volumes afluentes ao reservatório durante o mês  $i$ ;
- $M_i$  = retirada do reservatório durante o mês  $i$ ;
- $S_i$  = volume sangrado do reservatório.

Considerando-se que o reservatório está com um volume inicial  $V_0$ , simular-se-á, para uma garantia  $G$ , o reservatório a nível mensal para a respectiva série histórica de vazões durante  $H$  anos, onde  $H$  é a extensão da série histórica. Inicialmente considera-se a retirada  $M = \min(K/2, \mu/2)$ . Ao final de cada ano é calculado se o volume anual armazenado é suficiente para atender a demanda (= retirada  $M$ ); se não for, é considerado que naquele ano ocorreu uma falha.

A regra de operação é definida por:

$$V_{i+1} = 0, \text{ se } (V_i + (P_i - E_i) \times \frac{1}{2} (A_{i+1} + A_i) - M_i + l_i) \leq 0 \quad (3.3)$$

$$V_{i+1} = (V_i + (P_i - E_i) \times \frac{1}{2} (A_{i+1} + A_i) + l_i), \text{ se } 0 < (V_i + (P_i - E_i) \times \frac{1}{2} (A_{i+1} + A_i) - M_i + l_i) < k \quad (3.4)$$

$$V_{i+1} = k, \text{ se } (V_i + (P_i - E_i) \times \frac{1}{2} (A_{i+1} + A_i) - M_i + l_i) \geq k \quad (3.5)$$

No final dos  $H$  anos é verificado se a retirada  $M$  assumida inicialmente ( $\min(K/2, \mu/2)$ ) corresponde à frequência de falhas pretendida. Caso seja superior, diminui-se a retirada, caso contrário, eleva-se a retirada e simula-se novamente o comportamento do reservatório para  $H$  anos e assim sucessivamente até que a retirada correspondente a uma frequência de falhas pretendida seja encontrada.

### Simulação do Reservatório Utilizando o Programa SIMRES

As simulações dos reservatórios foram realizadas utilizando o módulo **SIMULAÇÃO** do programa SIMRES, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade

Federal do Ceará (*Campos et.al.*, 1999). O módulo executa a simulação do reservatório, resolvendo a equação de seu balanço hídrico conforme descrito no item 3.8.7.2.1.

O programa utiliza dois arquivos de entrada:

- arquivo dos dados gerais, denominado de TAPE2.DAT, no qual são informados ao programa os dados gerais do reservatório e os procedimentos da simulação; sua tela de entrada tem a forma mostrada nas **Figuras 3.14 e 3.15**; e
- arquivo dos deflúvios mensais afluentes ao reservatório, no qual o arquivo se apresenta no formato denominado TAPE3.DAT.

**Figura 3.14: Tela de Entrada dos Dados Gerais da Simulação e do Reservatório (Tela 1)**

Figura 3.15: Tela de Entrada dos Dados Gerais da Simulação e do Reservatório (Tela 2)

### Dados de Entrada do SIMRES

São descritos nos itens a seguir os dados utilizados para a formação dos arquivos de entrada do SIMRES.

### Dados do TAPE3.DAT

As simulações dos açudes utilizaram como TAPE3.DAT a série histórica dos deflúvios afluentes médios geradas pelo modelo SMAP.

### Dados do TAPE2.DAT

Foram adotados os seguintes dados das simulações correspondentes aos reservatórios:

- Garantias
  - Nível Anual - 85, 90, 95 e 99%
- Horizonte de Planejamento

- Série histórica - 38 anos (1962-2010)
  - Evaporação líquida do lago ( $E_L$ ) - Os dados de evaporação líquida e dos coeficientes de distribuição das evaporações utilizados nas simulações podem ser observados no **Quadro 3.4**. Ressalta-se que os valores das evaporações foram de tanque classe A.

**Quadro 3.4: Evaporação Líquida Anual (E - P) e Coeficientes de Distribuição das Evaporações (e) - Município de Croatá**

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
$E_i$	190,00	162,00	166,00	148,00	138,00	130,00	143,00	162,00	177,00	195,00	189,00	192,00	1.992,00
$P_i$	76,76	84,82	150,68	139,65	59,88	19,66	8,25	1,35	1,15	1,26	5,94	26,29	575,68
$E_i - P_i$	113,24	77,18	15,32	8,35	78,12	110,34	134,75	160,65	175,85	193,74	183,06	165,71	1.416,32
$\frac{E_L = E_i - P_i}{\sum E_i - P_i}$	0,08	0,05	0,01	0,01	0,06	0,08	0,10	0,11	0,12	0,14	0,13	0,12	1,00

- Curvas Cota x Volume - Obtidas pela planimetria da modelagem de terreno a partir das imagens do Google Earth. As **Figuras 3.16, 3.17 e 3.18** mostram as bacias hidráulicas consideradas e o quadro resumo cota x área x volume os dados das curvas Cota x Volume dos reservatórios, utilizados nas simulações, são observadas no Anexo 6 do Tomo 1B.

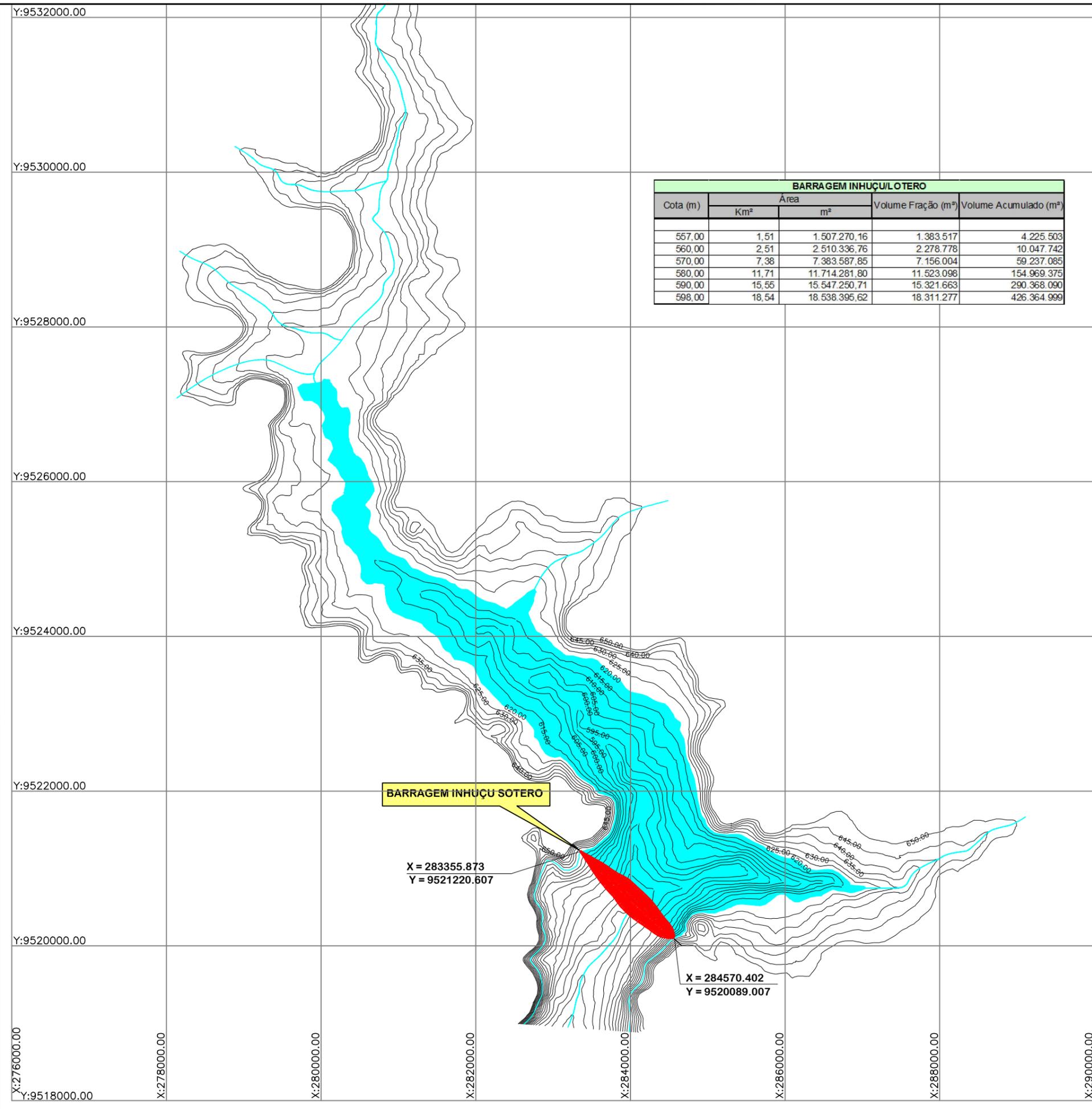
### 3.6. CONCLUSÃO DOS ESTUDOS DE SIMULAÇÕES PARA VAZÕES REGULARIZADAS DOS BOQUEIRÕES BARRÁVEIS

O **Quadro 3.5** apresenta o sumário das vazões regularizadas dos boqueirões analisados da bacia hidrográfica do rio Inhuçú/Lontras.

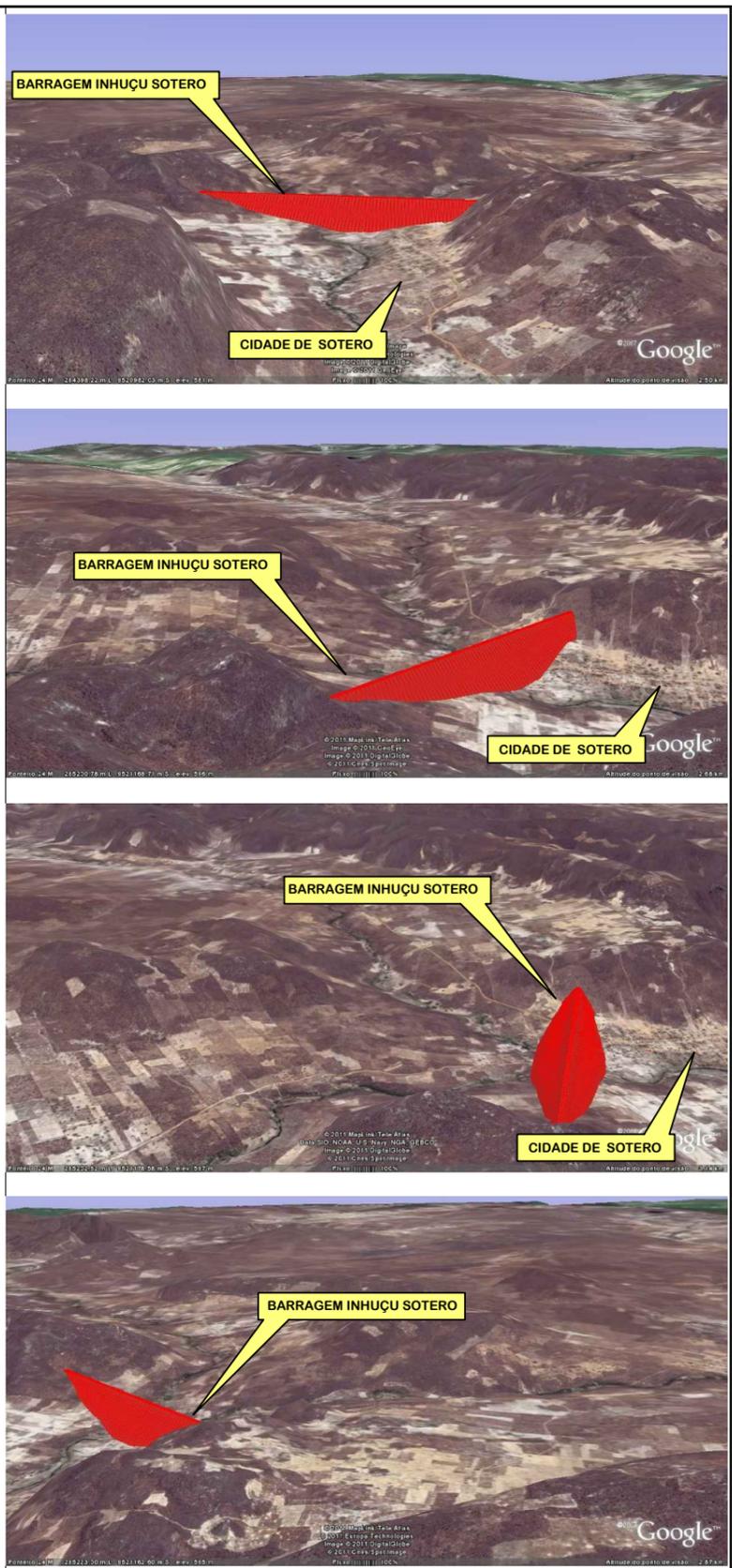
**Quadro 3.5: Vazões Regularizadas (90%) dos Boqueirões Analisados - Inhuçú e Lontras 2**

Inhuçú		Lontras 2	
K (hm <sup>3</sup> )	Qreg (m <sup>3</sup> /s)	K (hm <sup>3</sup> )	Qreg (m <sup>3</sup> /s)
40	0,91	350	1,85
60	1,10	350	1,68
80	1,23	350	1,53
100	1,36	350	1,42
120	1,44	350	1,36
180	1,60	350	1,25





BARRAGEM INHUÇU/LOTERO				
Cota (m)	Área		Volume Fração (m³)	Volume Acumulado (m³)
	Km²	m²		
557.00	1,51	1.507.270,16	1.383.517	4.225.503
560.00	2,51	2.510.336,76	2.278.778	10.047.742
570.00	7,38	7.383.587,85	7.156.004	59.237.085
580.00	11,71	11.714.281,80	11.523.098	154.969.375
590.00	15,55	15.547.250,71	15.321.663	290.368.090
598.00	18,54	18.538.395,62	18.311.277	426.364.999

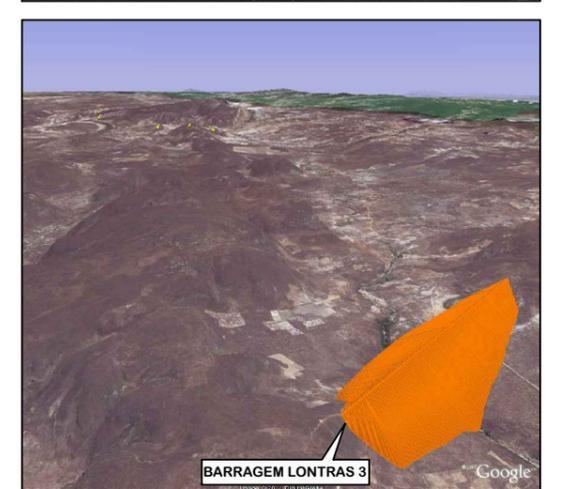
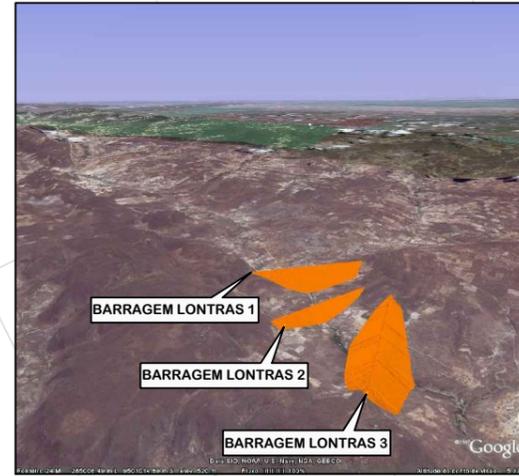
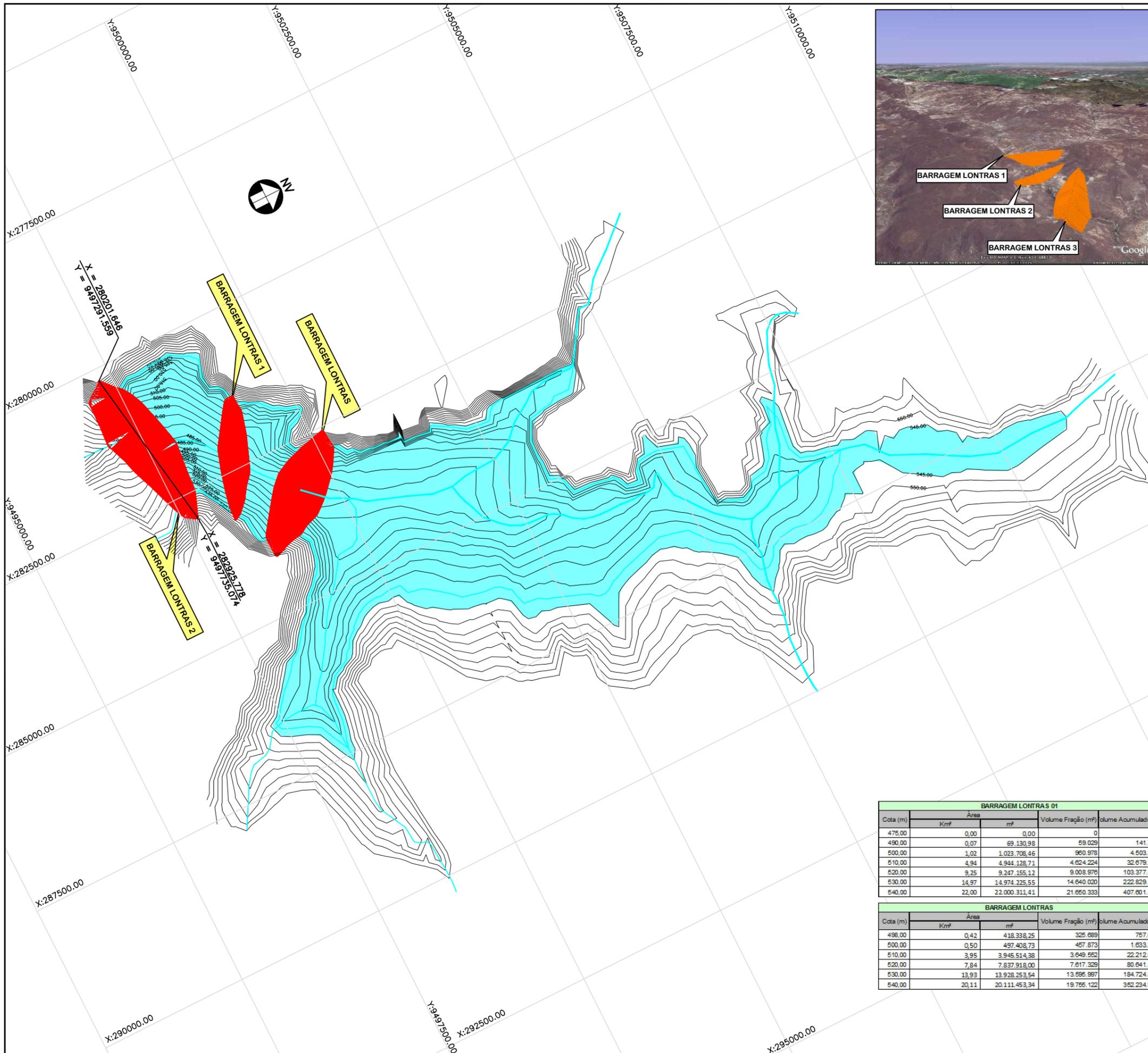


Ministério da Integração Nacional - MI Programa Nacional de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos - PROÁGUA NACIONAL  
 Projeto de Gestão Integrada dos Recursos Hídricos PROGERIRH II  
 GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ  
 SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH

**FIGURA 3.17-BACIA HIDRÁULICA DO BARRAMENTO INHUÇU SOTERO**

CONSORCIO:	ESCALA: 1/60.000	DESENHISTA: AC
	DATA: ABRIL/2011	
	ARQUIVO: Fig. 3.17-Bacia Hidráulica Barragem Sotero	
	RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:	



BARRAGEM LONTRAS 01				
Cota (m)	Área		Volume Fração (m³)	Volume Acumulado (m³)
	Km²	m²		
475,00	0,00	0,00	0	0
490,00	0,07	69.130,98	59.029	141.738
500,00	1,02	1.023.708,46	960.978	4.503.815
510,00	4,94	4.944.128,71	4.624.224	32.679.215
520,00	9,25	9.247.155,12	9.008.976	103.377.639
530,00	14,97	14.974.225,55	14.640.020	222.629.173
540,00	22,00	22.000.311,41	21.650.333	407.601.169

BARRAGEM LONTRAS 02				
Cota (m)	Área		Volume Fração (m³)	Volume Acumulado (m³)
	Km²	m²		
474,00	0,00	33.402.754.537,00	0	0
480,00	107,66	107.645,91	67.051	331.330
490,00	834,56	834.545,58	786.465	4.323.920
500,00	2.506,04	2.506.043,82	2.408.262	19.942.258
510,00	7.096,93	7.095.929,96	6.742.796	60.291.373
520,00	12.143,06	12.143.057,00	11.343.660	139.523.883
530,00	17.678,18	17.676.175,05	17.398.454	288.090.267
540,00	26.065,54	26.065.543,12	25.691.051	607.373.249

BARRAGEM LONTRAS				
Cota (m)	Área		Volume Fração (m³)	Volume Acumulado (m³)
	Km²	m²		
498,00	0,42	418.338,25	325.689	757.044
500,00	0,50	497.408,73	457.873	1.633.256
510,00	3,95	3.945.514,38	3.648.662	22.212.858
520,00	7,84	7.837.918,00	7.617.329	80.641.144
530,00	13,93	13.928.253,54	13.596.967	184.724.889
540,00	20,11	20.111.453,34	19.765.122	352.234.964

Ministério da Integração Nacional - MI Programa Nacional de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos - PROAGUA NACIONAL  
 Projeto de Gestão Integrada dos Recursos Hídricos PROGERIRH II  
 GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ  
 SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

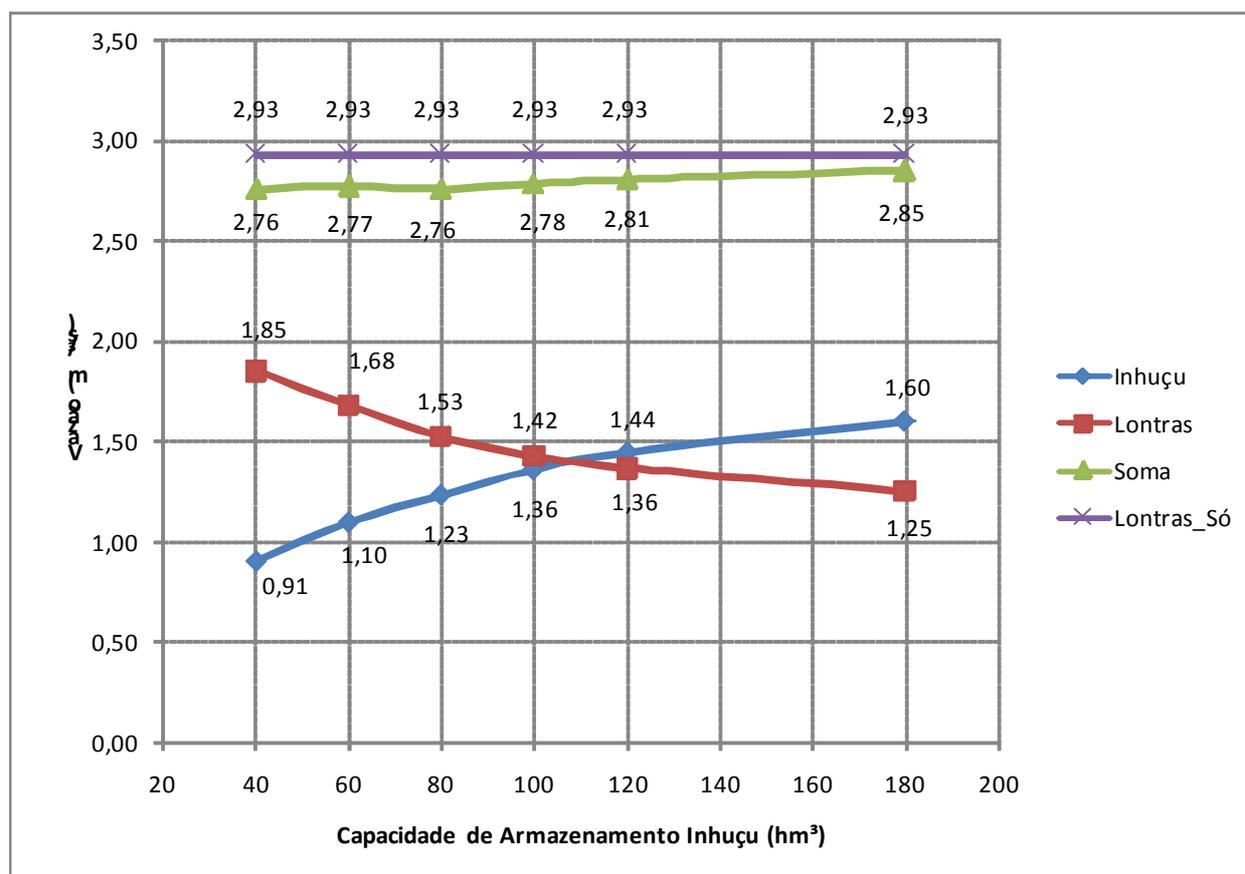
ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH

**FIGURA 3.18-BACIA HIDRÁULICA DOS BARRAMENTOS LONTRAS, LONTRAS 1 E LONTRAS 2**

CONSORCIO:	ESCALA: 1:60.000	DESENHISTA: AC
	DATA: ABRIL/2011	
	ARQUIVO: Fig. 3.18 Bacia Hidráulica	
	RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:	

A capacidade de acumulação do Inhuçú em 180 hm<sup>3</sup> é limitada pela cota do distrito de Barra do Sotero. A capacidade de acumulação do Lontras em 350 hm<sup>3</sup> é limitada pela cota da sede municipal de Croatá.

A simulação considerando somente o Lontras 2, sem a existência do Inhuçú, resultou em uma vazão regularizada de 2,93 m<sup>3</sup>/s para 90% de garantia.



**Figura 3.19: Vazões regularizadas com 90% de garantia**

Pelos resultados obtidos mostrados no **Quadro 3.5** e ilustrados na **Figura 3.19** pode-se concluir:

- O açude Lontras isoladamente regulariza mais do que somado com o Inhuçú. Este fato pode ser justificado em virtude das características morfológicas do boqueirão Lontras 2 propiciarem menores perdas por evaporação ( $Fe_{Lontras\ 2} - 0,12$  e  $Fe_{Inhuçú} - 0,26$ );
- Não vale a pena aumentar a capacidade de armazenamento do Inhuçú já que em conjunto o sistema regulariza praticamente a mesma coisa (2,80 m<sup>3</sup>/s) com o Inhuçú variando entre 40 hm<sup>3</sup> e 180 hm<sup>3</sup>;

- Preliminarmente, pode-se verificar que a descarga regularizada do sistema Inhuçú-Lontras 2 (Inhuçú + Lontras 2; Só Inhuçú, ou só Lontras 2) não chega à 3 m<sup>3</sup>/s;
- O açude Inhuçú tem importância estratégica para a região já que se situa próximo à sede municipal de Croatá, e imediatamente à montante de importantes vales com potencialidade de desenvolvimento agrícola.

## 4. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM INHUÇÚ

## 4. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM INHUÇÚ

### 4.1. DESCRIÇÃO DOS EIXOS E ARRANJO DAS OBRAS

Todos os eixos alternativos, com exceção do Inhuçú/Soteros, transcorrem por vales do tipo U alongado, ou seja, uma extensa planície aluvional ladeada de elevações montanhosas escarpadas. Esta configuração impossibilita a concepção de estruturas de sangria através de escavações nas ombreiras, principalmente pelas dimensões necessárias para escoar as vazões projetadas. No entanto, para as alternativas Inhuçú 3, 2 e 1 é possível localizar a estrutura de vertimento em uma depressão situada no divisor de águas da bacia, aproximadamente nas coordenadas E 280.584 e N 9.514.430. O caudal vertido nesse local cairá no riacho Saco dos Bois, que segue na direção Sudoeste até desembocar no rio Poty, já em terras do estado do Piauí.

O eixo Inhuçú, original do Estudo de Viabilidade elaborado pela Montgomery Watson/Engesoft, apresenta na ombreira direita uma sela topográfica com possibilidades de receber uma estrutura de sangria. As vazões descarregadas nesse ponto voltariam ao rio Inhuçú, por meio de um riacho afluente, no local denominado Volta do Rio, situado a cerca de 2 km a jusante do eixo.

A alternativa Inhuçú/Sotero, com eixo imediatamente a montante da zona urbana de Barra de Sotero, apresenta, na ombreira direita, um contraforte com uma região plana que aparentemente pode comportar uma estrutura de sangria. O caudal vertido nesse local retorna ao rio Inhuçú, por meio de um talvegue, dentro da zona urbana. Embora ao longo deste talvegue as construções sejam em número reduzido, faz-se necessário estudar uma proteção da margem esquerda do rio para evitar erosões que atinjam as casas da cidade.

O maciço da barragem proposto no Estudo de Viabilidade constitui-se de uma seção em terra, homogênea, dotada de um sistema de drenagem interna formado por um dreno chaminé, interligado a um tapete horizontal de areia. A saída deste sistema de drenagem liga-se a um rock-fill, de formato trapezoidal, que tem as fundações repousadas no substrato rochoso. A proteção do talude de montante, rip-rap, consiste de uma camada de blocos de arenito são, sobrejacente a uma camada de arenito fraturado, que funciona como transição. A proteção do talude de jusante contra erosões provocadas pelas chuvas, constitui-se de uma camada de matações de arenito com diâmetro máximo de 15 cm.

A princípio esta seção poderia ser aplicável às demais alternativas, pois encontram-se relativamente próximas, dentro de uma região considerada no aspecto geológico como

praticamente homogênea. No entanto, não se pode afiançar a viabilidade da concepção de maciço homogêneo, diante da escassez de solos coesivos na região. O mais provável é que seja concebido apenas com um núcleo central impermeável e espaldares de material permeável não coesivo. Para os espaldares existe a possibilidade de ser estudado o uso de enrocamentos e transições de rocha arenítica, proveniente das escavações obrigatórias do canal do sangradouro.

O sangradouro do eixo Inhuçú, proposto pela Montgomery Watson/Engesoft, constitui-se de um canal escavado em rocha, não revestido, com um muro vertedouro do tipo Creager, posicionado em uma sela topográfica na linha de cumeeira da ombreira direita.

Com as informações disponíveis nesta etapa dos trabalhos pouco se pode avançar em relação ao arranjo das obras proposto no Estudo de Viabilidade da Montgomery Watson/Engesoft e nas possibilidades aventadas para as outras alternativas. Serão necessárias investigações do substrato rochoso com avaliação de sua resistência as solicitações das estruturas, resistência a ação dos processos erosivos e condutibilidade hidráulica. Investigações mais abrangentes sobre os potenciais materiais construtivos deverão ser realizadas para uma idealização consubstanciada das opções de maciços.

#### 4.2. VOLUMES DAS OBRAS

Para uma comparação entre os volumes de implantação dos maciços das alternativas de eixo, idealizou-se uma seção de terra com largura de coroamento de 8,0 metros e com os seguintes taludes, por segmentos de altura do maciço:

Altura a partir do Coroamento (m)	Talude Montante (v:h)	Talude jusante (v:h)
< 20,0	2,5 : 1,0	2,5 : 1,0
> 20,0 e < 60,0	3,0 : 1,0	2,5 : 1,0
> 60,0 e < 85,0	3,5 : 1,0	3,0 : 1,0

Com o relevo topográfico do eixo, lançou-se a seção idealizada para o maciço e calculou-se o volume de terra para diversas alturas máximas (entre o nível do rio e o coroamento), gerando uma curva altura x volume, para cada alternativa selecionada para a barragem Inhuçú. Na **Figura 4.1** é apresentado um gráfico com as curvas altura x volume das 5 alternativas selecionadas.

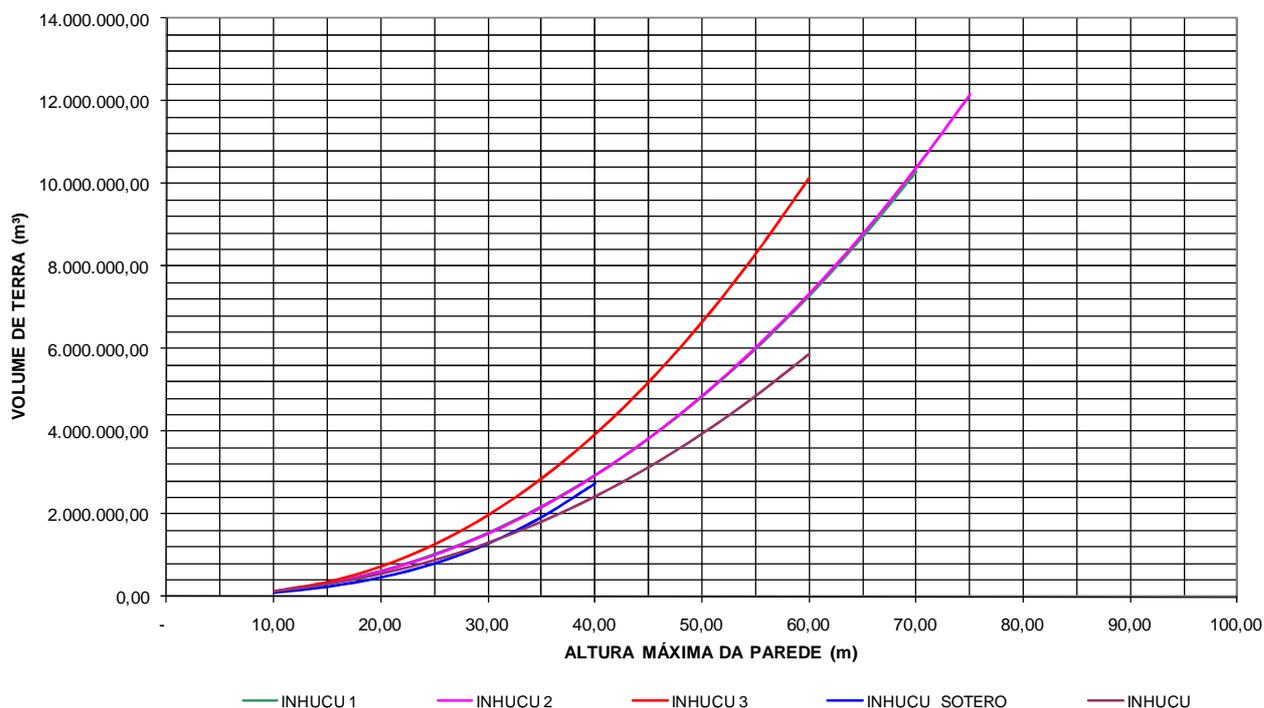


Figura 4.1: Altura máxima da barragem x volume de maciço de terra na Barragem Inhuçú

### 4.3. ANÁLISE E JUSTIFICATIVA DAS ALTERNATIVAS

Os fatores positivos e negativos envolvidos nas alternativas de barramentos do Açude Inhuçú foram avaliados no presente documento de forma preliminar.

A análise abrangeu a ponderação dos diversos fatores, de forma qualitativa, com pesos proporcionais a situação do barramento com relação aos demais alternativos e com relação ao aspecto avaliado. Os pesos dados para cada item foram:

- Se a condição do aspecto avaliado for Excelente – 4
- Se Bom - 3
- Se Regular - 2
- Se Ruim - 1

No nível de informações atualmente disponível ainda não é possível determinar quais os melhores boqueirões já que a influência de cada um destes fatores pode ser maior ou menor dependendo do detalhamento dos estudos.

O **Quadro 4.1** resume as principais características (preliminares) das alternativas de barramentos consideradas.

**Quadro 4.1: Características Principais dos Boqueirões Barráveis - Inhuçú**

<b>Características Principais dos Boqueirões Barráveis</b>	<b>Inhuçú 3</b>	<b>Inhuçú 2</b>	<b>Inhuçú 1</b>	<b>Inhuçú</b>	<b>Inhuçú Barra do Sotero</b>
Coordenada UTM do Eixo (E)	287.997	286.794	286.195	284.391	284.682
Coordenada UTM do Eixo (N)	9.512.778	9.513.146	9.513.603	9.515.547	9.520.406
Rio barrado	Inhuçú	Inhuçú	Inhuçú	Inhuçú	Inhuçú
Localidade mais próxima	Croatá	Croatá	Croatá	Croatá	Barra do Sotero
Cota Máxima (m)	564,00	566,00	568,00	575,00	614
Capacidade (hm <sup>3</sup> )	176	176	184	184	180
Extensão aproximada pelo coroamento (m)	1.220	860	980	650	1.540
Altura máxima aproximada (m)	24,00	26,00	25,00	30,00	54
Área da bacia hidráulica (ha)	1.765,49	1.752,49	1.742,30	1.434,33	8525,63
Área da bacia hidrográfica (km <sup>2</sup> )	894,48	877,12	865,45	848,10	693,56
Volume afluente anual (hm <sup>3</sup> )	79,04	77,50	76,47	74,94	61,24
Descarga regularizada 90% (m <sup>3</sup> /s)	1,08	1,07	1,06	1,09	1,49
Volume Aproximado do Maciço de Terra (m <sup>3</sup> )	1.200.000,00	1.000.000,00	1.000.000,00	1.300.000,00	5.800.000,00
Número de construções inundadas na bacia hidráulica (ud)	537	493	464	417	310
Largura média do vale inundado (m)	1600	1400	1300	1000	1400

O **Quadro 4.2** mostra a ponderação de cada fator para cada alternativa

**Quadro 4.2: Ponderação dos Aspectos Envolvidos nas Alternativas de Barramentos – Inhuçú**

<b>Fatores</b>	<b>Inhuçú 3</b>	<b>Inhuçú 2</b>	<b>Inhuçú 1</b>	<b>Inhuçú</b>	<b>Inhuçú Sotero</b>
A situação do empreendimento face à proximidade dos centros consumidores, tanto atuais quanto potenciais;	3	2	2	2	2
A população a ser beneficiada pelo sistema;	3	3	3	3	3
As facilidades de adução (extensão de futuras adutoras, desníveis, terrenos a serem atravessados);	2	2	2	2	2
Possibilidades de uso da água com irrigação e manchas de solos situadas a uma distância viável;	1	1	2	3	4
Condições geológicas e geotécnicas dos locais;	2	2	2	2	2
Morfologia dos locais dos barramentos, do canal/túnel e da hidrelétrica;	1	2	2	3	1
Volume do Maciço de Terra	1	2	2	3	3
A existência de jazidas de materiais para a construção das obras;	1	1	1	1	1

Fatores	Inhuçu 3	Inhuçu 2	Inhuçu 1	Inhuçu	Inhuçu Sotero
A altura da queda de água para a geração de energia e a energia produzida;	3	3	3	3	3
Populações atingidas com a implantação do empreendimento;	1	2	2	3	4
Quantidade de benfeitorias e de terras que serão indenizadas;	1	2	2	3	4
Infra-estruturas públicas a serem relocadas (linhas elétricas e estradas);	3	3	3	3	3
Qualidade das terras a serem cobertas pelo reservatório;	1	2	2	3	4
Condições geológicas e geotécnicas no local barrável;	2	2	2	2	2
Dificuldades de exploração das jazidas de materiais;	1	1	1	1	1
Condições Hidrológicas	1	2	2	3	3
Situação do Vertedouro com relação a descarga no vale	1	1	1		

Em síntese as principais evidências relevantes a respeito de cada alternativa para a barragem Inhuçu são explicitadas a seguir:

#### Eixo Inhuçu 3

- Apresenta um lago com o maior impacto sobre a população residente e sobre áreas de solos cultiváveis;
- Apresenta o maior fator de evaporação entre as alternativas, portanto implica numa menor vazão de regularização;
- Representa a maior extensão de barramento, portanto o mais oneroso para uma mesma altura;
- A possibilidade de local de sangria implica numa transposição do caudal de vertimento, para outra bacia;

#### Eixo Inhuçu 2

- Representa o segundo maior impacto sobre populações e terras agricultáveis;
- Representa o segundo maior volume de maciço, para uma mesma altura, entre as alternativas estudadas;
- Apresenta a segunda menor vazão regularizada ;
- A possibilidade de local de sangria implica numa transposição do caudal de vertimento, para outra bacia;

### Eixo Inhuçú 1

- Representa o terceiro maior impacto sobre populações e terras agricultáveis;
- Apresenta a terceira menor vazão regularizada;
- Representa o segundo maior volume de maciço, para uma mesma altura, entre as alternativas estudadas. Semelhantemente ao Inhuçú 2;
- A possibilidade de local de sangria implica numa transposição do caudal de vertimento, para outra bacia;

### Eixo Inhuçú

- Apresenta um menor impacto sobre as populações e terras agricultáveis do que as alternativas Inhuçú 3, 2 e 1;
- Proporciona uma vazão regularizada maior que das alternativas Inhuçú 3, 2 e 1;
- Entre todas as alternativas é a que repercute em menor volume de maciço, para uma mesma altura de barragem;
- A possibilidade de local de sangria reconduz o caudal de vertimento para o leito do rio Inhuçú ( 2 km a jusante);

### Eixo Inhuçú/Soteros

- Proporciona o menor impacto sobre as populações residentes e terras agricultáveis a serem exploradas;
- O sistema de sangria deve ser lateral ao maciço implicando numa proteção das margens do rio, no local de restituição, para segurança de parte das casas do distrito de Barra do Sotero;
- O volume de maciço é comparável com a alternativa Inhuçú (a melhor) para alturas de barragem de até cerca de 35,0 metros;
- Para a mesma capacidade de armazenamento dos alternativos (180 hm<sup>3</sup>) este boqueirão necessita de uma altura de barragem de 54 m bem maior que os demais

## 5. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM LONTRAS

## 5. ALTERNATIVAS PARA A BARRAGEM LONTRAS

### 5.1. DESCRIÇÃO DOS EIXOS E ARRANJO DAS OBRAS-

Os eixos estudados como alternativas de implantação da barragem Lontras situam-se num trecho onde o rio apresenta uma declividade acentuada (média de 8%), com leito encaixado e ombreiras relativamente suaves. No eixo Lontras 2 o rio transcorre por um “Canyon” de 35 m de altura, no Lontras 1 por um acidente semelhante, porém com cerca de 15 m de altura e no Lontras numa grota menos abrupta.

O maciço da barragem proposto no Estudo de Viabilidade constitui-se de uma seção em terra, homogênea, dotada de um sistema de drenagem interna e proteções de taludes semelhantes a descrita para a barragem Inhuçú.

A princípio esta seção poderia ser aplicável às demais alternativas, pois encontram-se dentro de uma região considerada geologicamente como praticamente homogênea. No entanto, não se pode afiançar a viabilidade da concepção de maciço homogêneo, diante da escassez e pouca profundidade de solos coesivos na região. O mais provável é que seja concebido apenas um núcleo central impermeável e espaldares com material permeável não coesivo. Para os espaldares existe a possibilidade de ser estudado o uso de enrocamentos e transições de rocha arenítica, proveniente das escavações obrigatórias do canal do sangradouro.

No sítio do eixo Lontras foi sugerido, no Estudo da Montgomery Watson/Engesoft, um arranjo de obras tal que a estrutura de sangria se posiciona na ombreira direita, imediatamente anexa ao maciço da barragem. Tal estrutura consiste num canal escavado em rocha, com um muro vertedouro do tipo Creager, sem previsão de revestimento com concreto.

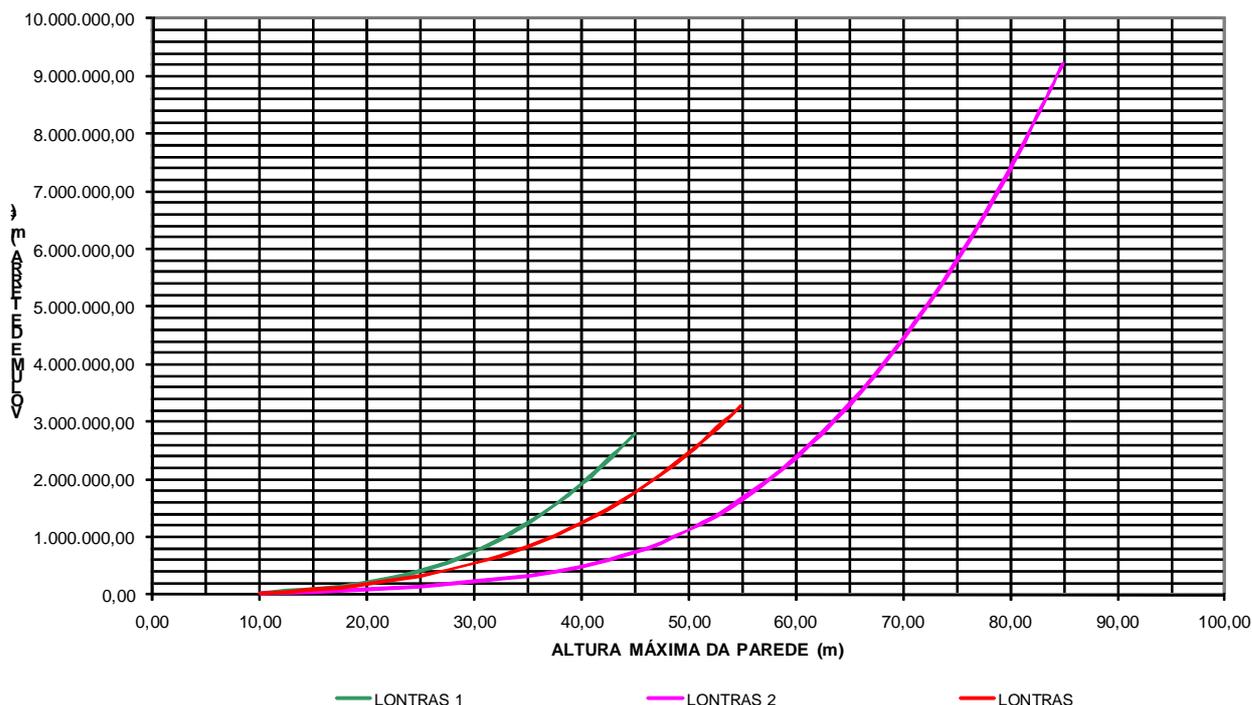
Numa primeira análise, sem qualquer informação da competência da rocha de fundação, o arranjo parecer ser uma opção viável tanto para este eixo como para os outros dois eixos alternativos. Na bacia do reservatório, para qualquer alternativa, não existem regiões baixas ao longo do divisor de águas que possam abrigar um sangradouro.

Investigações do substrato rochoso, com avaliação de sua resistência e condutibilidade hidráulica, além de prospecções de materiais construtivos, deverão ser realizadas para embasar um estudo consistente de opções de arranjos.

## 5.2. VOLUMES DAS OBRAS

Utilizando-se a mesma seção tipo adotada para os maciços da barragem Inhuçú gerou-se curvas altura máxima x volume de maciço para cada eixo alternativo da barragem Lontras.

Na **Figura 5.1** é apresentado um gráfico com as curvas altura x volume das 3 alternativas selecionadas para a barragem Lontras.



**Figura 5.1: Altura máxima da barragem x volume de maciço de terra na barragem Lontras**

## 5.3. ANÁLISE E JUSTIFICATIVA DAS ALTERNATIVAS

Da mesma forma que para o barramento Inhuçú, os fatores positivos e negativos envolvidos nas alternativas de barramentos do Açude Lontras foram avaliados no presente documento de forma preliminar.

A análise abrangeu a ponderação dos diversos fatores, de forma qualitativa, com pesos proporcionais a situação do barramento com relação aos demais alternativos e com relação ao aspecto avaliado. Os pesos dados para cada item foram:

- Se a condição do aspecto avaliado for Excelente – 4
- Se Bom - 3

- Se Regular - 2
- Se Ruim - 1

No nível de informações atualmente disponível ainda não é possível determinar quais os melhores boqueirões já que a influência de cada um destes fatores pode ser maior ou menor dependendo do detalhamento dos estudos.

O **Quadro 5.1** resume as principais características (preliminares) das alternativas de barramentos consideradas.

**Quadro 5.1: Características Principais dos Boqueirões Barráveis – Lontras**

<b>Características Principais dos Boqueirões Barráveis</b>	<b>Lontras 2</b>	<b>Lontras 1</b>	<b>Lontras</b>
Coordenada UTM do Eixo (E)	282.309	282.348	283.052
Coordenada UTM do Eixo (N)	9.496.575	9.497.800	9.498.414
Rio barrado	Macambira	Macambira	Macambira
Localidade mais próxima	São José das Lontras	São José das Lontras	São José das Lontras
Cota Máxima (m)	533,00	537,00	540,00
Capacidade (hm <sup>3</sup> )	352	345	352
Extensão aproximada pelo coroamento (m)	1.900	1.800	1.400
Altura máxima aproximada (m)	59,00	52,00	46,00
Área da bacia hidráulica (ha)	2.042,02	1.992,48	2.011,15
Área da bacia hidrográfica (km <sup>2</sup> )	522,89	516,04	509,94
Volume afluente anual (hm <sup>3</sup> )	46,20	45,60	45,06
Descarga regularizada 90% (m <sup>3</sup> /s)	2,40	2,20	2,05
Volume Aproximado do Maciço de Terra (m <sup>3</sup> )	2.400.000,00	4.400.000,00	1.800.000,00
Número de construções inundadas na bacia hidráulica (ud)	271	270	265
Largura média do vale inundado (m)	2500	2000	1800

O **Quadro 5.2** mostra a ponderação de cada fator para cada alternativa .

## Quadro 5.2: Ponderação dos Aspectos Envolvidos nas Alternativas de Barramentos - Lontras

Fatores	Lontras	Lontras 1	Lontras 2
A situação do empreendimento face à proximidade dos centros consumidores, tanto atuais quanto potenciais;	1	1	1
A população a ser beneficiada pelo sistema;	3	3	3
As facilidades de adução (extensão de futuras adutoras, desníveis, terrenos a serem atravessados);	1	1	1
Possibilidades de uso da água com irrigação e manchas de solos situadas a uma distância viável;	1	1	1
Condições geológicas e geotécnicas dos locais;	1	2	2
Morfologia dos locais dos barramentos, do canal/túnel e da hidrelétrica;	3	2	1
Volume do Maciço de Terra	2	1	3
A existência de jazidas de materiais para a construção das obras;	1	1	1
A altura da queda de água para a geração de energia e a energia produzida;	3	3	3
Populações atingidas com a implantação do empreendimento;	4	3	3
Quantidade de benfeitorias e de terras que serão indenizadas;	4	3	3
Infraestruturas públicas a serem relocadas (linhas elétricas e estradas);	4	4	4
Qualidade das terras a serem cobertas pelo reservatório;	4	4	4
Condições geológicas e geotécnicas no local barrável;	1	2	2
Dificuldades de exploração das jazidas de materiais;	1	1	1
Condições Hidrológicas	1	2	3
Situação do Vertedouro com relação a descarga no vale			

Em síntese, as principais evidências relevantes que justificaram a ponderação adotada a respeito de cada alternativa para a barragem Lontras são explicitadas a seguir:

### Eixo Lontras

- Apresenta a calha do rio em vale pouco encaixado, o que facilita os processos construtivos e simplicidade do plano de ataque das obras;
- Existe indícios de forte anomalia geológica na ombreira esquerda que poderá acarretar em complexas e onerosas soluções para garantir um nível desejável de segurança ao maciço da barragem;
- Proporciona um lago com o menor volume de reservação
- Apresenta o maior fator de evaporação entre as alternativas, portanto implica numa menor vazão de regularização, que as demais alternativas;

### Eixo Lontras 1

- Apresenta a calha do rio em vale medianamente encaixado o que requererá a escolha de processos construtivos e plano de ataque com alguma complexidade. Neste aspecto esta alternativa é melhor que o Lontras 2 e pior que o Lontras;
- Não apresenta evidencias de anomalias geológicas diferenciadas das representadas pela geologia regional;
- Proporciona um lago com reservação intermediária entre Lontras e Lontras 2;
- Apresenta uma vazão regularizada intermediária entre as alternativas Lontras e Lontras 2
- Para uma mesma altura do maciço, proporciona o maior volume de aterro entre as alternativas estudadas

### Eixo Lontras 2

- Apresenta um “Canyon” na calha do rio que exigirá complexas soluções construtivas e minucioso plano de ataque;
- Proporciona o maior volume de reservação entre as alternativas;
- Acarreta em uma maior vazão regularizada entre as alternativas;
- Para uma mesma altura do maciço, proporciona o menor volume de aterro entre as alternativas estudadas.

## 6. ALTERNATIVAS PARA SISTEMA TUNEL/ PCH

## 6. ALTERNATIVAS PARA SISTEMA TUNEL/ PCH

### 6.1. DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO DELINEADA NOS ESTUDOS ANTERIORES

Nesta fase dos estudos, após a análise pormenorizada da solução delineada no Anteprojeto e das principais condicionantes, procedeu-se ao estudo de identificação de alternativas para os locais das obras e para o tipo de solução, nomeadamente no que se refere a soluções técnicas alternativas ao túnel.

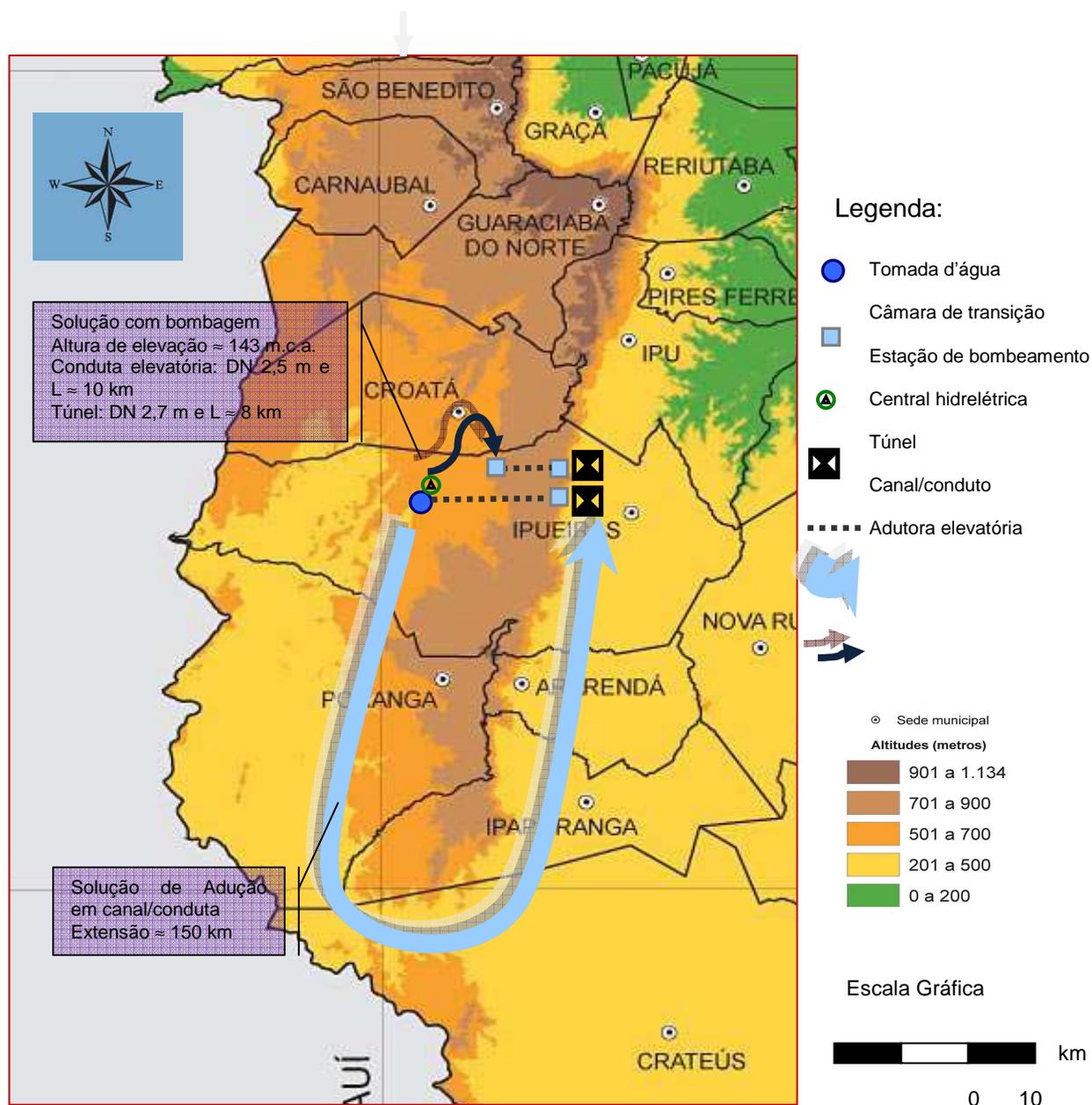
Efetuuou-se também uma visita de reconhecimento ao local do aproveitamento, com o objetivo de confirmar a viabilidade das soluções propostas e definir as condições de implantação das obras.

Dada a complexidade da execução e morosidade construtiva usualmente associadas ao túnel de adução, procuraram-se alternativas que permitissem diminuir a extensão desta estrutura linear, nomeadamente procurando locais alternativos para a localização da tomada d'água ou analisando a viabilidade de uma solução mista de bombeamento/adutora elevatória e túnel.

Em alternativa à solução do túnel foi analisada a hipótese de canal/conduto, assim como a solução mista de bombeamento/adutora elevatória e túnel. Estas duas hipóteses encontram-se esquematizadas na **Figura 6.1**.

Na solução mista de adução por intermédio de canal/conduto será necessário contornar a Serra do Ibiapaba. O traçado deste canal/conduto tem um desenvolvimento de cerca de 150 km, o que dificulta uma comparação mais apurada com o túnel já que tal alternativa só pode ser melhor avaliada com uma cartografia em melhor escala.

Na hipótese de existir bombeamento até cota adequada do circuito hidráulico, verifica-se que será necessária uma altura de elevação da ordem dos 143 m.c.a., de modo a ser possível transpor o patamar altimétrico dos 600 m. Transposto este patamar, as cotas dos terrenos diminuem ligeiramente para depois aumentarem progressivamente de até 850 m. A adutora elevatória permitiria atravessar os primeiros 10 km e teria um diâmetro de 2,5 m por forma a limitar a perda de carga (total de aproximadamente 8 m.c.a.) e conseqüentemente a altura de elevação. A transposição das cotas mais elevadas da Serra do Ibiapaba teria de ser sempre feita através de um túnel, que nesta solução, teria uma extensão da ordem dos 8 km.



**Figura 6.1: Esquema das hipóteses alternativas (canal/conduta ou com bombeamento) ao túnel para o circuito hidráulico captação-túnel-penstock e hidrelétrica**

Por conseguinte, a solução de bombeamento adotado no circuito hidráulico não possibilita suprimir por completo o túnel que é sempre necessário para transpor as altitudes entre as cotas 630 e 850 m. Em termos de custos de investimento, verifica-se que a conduta elevatória assume um custo unitário equivalente ao do túnel. A este custo, é ainda necessário incluir o custo de construção da estação elevatória e os correspondentes custos de exploração. Esta solução é economicamente mais desfavorável que a solução base.

Após a primeira análise de soluções alternativas globais para implantação do circuito hidráulico da transposição, e por não se dispor de base cartográfica diferente da já utilizada, procuraram-se neste RIO alternativas baseadas nessa solução base de anteprojeto, que permitissem diminuir a extensão do circuito hidráulico, designadamente do trecho em túnel.

Para este efeito, foram identificadas localizações alternativas para a tomada de água e para a PCH. Para cada local alternativo da tomada de água corresponde um alinhamento alternativo para o túnel (ver Desenho 001). Na ausência de limitações geológicas e geotécnicas, o alinhamento do túnel será fundamentalmente determinado pelo critério da menor extensão e adequadas condições de implantação e acesso aos emboquilhamentos de montante e jusante.

A análise da topografia e morfologia disponível para a área da casa da força permitiu identificar uma localização alternativa para a central, que permitiria aumentar a queda em cerca de 20 m, traduzindo-se, em contrapartida, num aumento da extensão da tubulação do “penstock” em cerca de 300 m. Este segundo lugar para a casa de força, permitirá fazer a restituição praticamente junto a uma linha de água.

A concepção geral e a identificação de alternativas são subordinadas às condições impostas pelo sistema de abastecimento público e rural (adutora de Ararendá) que tem origem na câmara de transição, pelas demandas a garantir a jusante do canal de restituição (embora com menor influência) e pelas regras de operação e exploração do sistema de Inhuçú-Lontras.

Na **Figura 6.2** apresenta-se o esquema altimétrico do sistema Inhuçú-Lontras e PCH, identificando-se as principais condicionantes da central hidrelétrica.

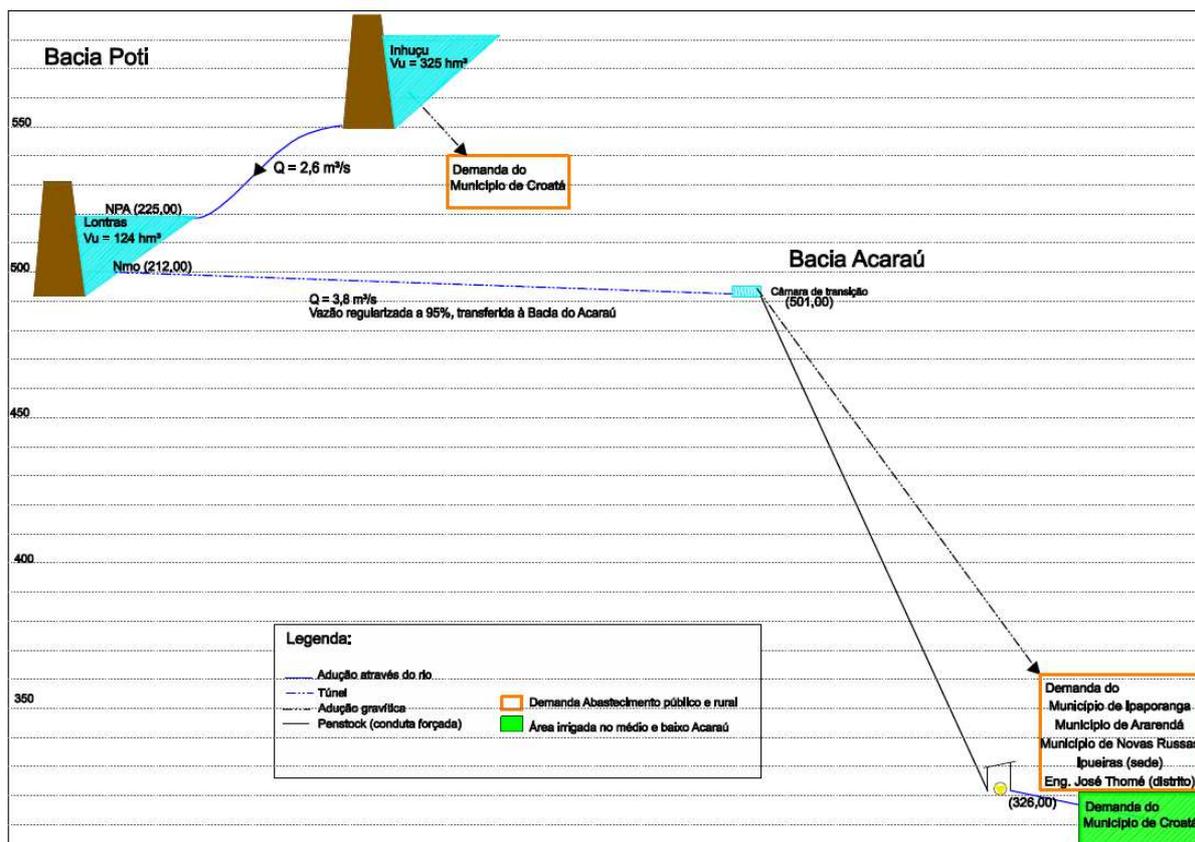


Figura 6.2: Esquema altimétrico do Sistema Inhuçú-Lontras e circuito hidráulico captação-túnel-penstock e hidrelétrica

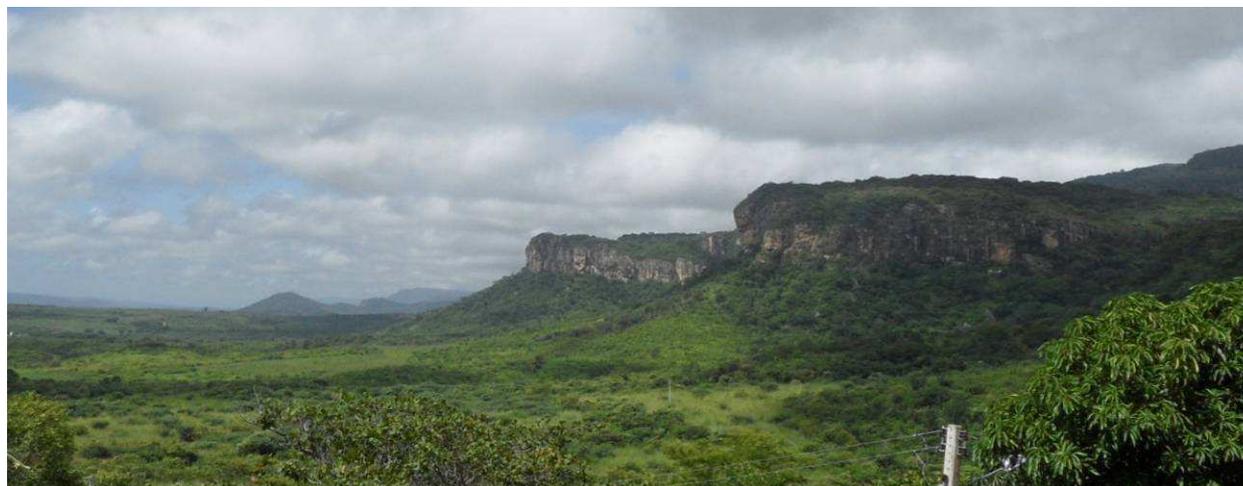


Foto 6.1: Serra do Ibiapaba

Os perfis longitudinais do circuito hidráulico obtidos da cartografia disponível (escala 1:100 000) são apresentados nos Desenhos 002, 003 e 004.

## 6.2. DESCRIÇÃO GERAL DO CIRCUITO HIDRÁULICO DA TRANSPOSIÇÃO

O circuito hidráulico de transposição entre as bacias do Poti e do Acaraú, tal como acima definido, terá um desenvolvimento total de aproximadamente 19 km e será constituído pelos seguintes componentes principais:

- Tomada de água no reservatório de Lontras;
- Túnel de adução;
- Conduto forçado;
- Pequena Central Hidrelétrica (PCH).

O circuito hidráulico terá como função principal concretizar a transposição de vazões entre bacias, sendo também prevista a instalação de uma PCH para aproveitamento da queda natural disponível na transição entre a zona alta da Serra do Ibiapaba e a zona plana da base da Serra.

Nos estudos de Anteprojeto considerou-se uma vazão de dimensionamento de 4,0 m<sup>3</sup>/s, igual à vazão regularizada.

A vazão de dimensionamento a adotar para o circuito hidráulico dependerá da vazão regularizada garantida pelo sistema de açudes Inhuçú-Lontras e da parte dessa vazão que for considerada como excedente da bacia do Poti e que assim poderá ser transferida para a bacia do Acaraú. Deverá ainda ser considerada a possibilidade de derivação da vazão que em período de chuvas excede a capacidade de armazenamento desses açudes e que assim poderá ser transferida e armazenada em açudes da bacia do Acaraú (açude Araras), e eventualmente também turbinada, que de outra forma seria descarregada pelo vertedouro do açude Lontras.

Será também avaliada a possibilidade de funcionamento da PCH em períodos diários de maior valorização da energia, aproveitando a capacidade de armazenamento nos açudes a montante, o que poderá conduzir ao aumento da vazão de dimensionamento do circuito hidráulico.

### 6.2.1. Tomada d'água

A tomada d'água será implantada no reservatório de Lontras, afastada do corpo do açude, do lado da margem esquerda, de forma a minimizar o comprimento do circuito hidráulico.

A sua localização dependerá do eixo selecionado para o açude das Lontras e do nível mínimo de operação, que será estabelecido em função das demandas a suprir nas bacias do Poti e do Acaraú.

A cota de soleira da entrada tomada de água será estabelecida em função dos níveis de exploração a fixar para o açude Lontras e das condições de funcionamento hidráulico da entrada da tomada. Nos estudos anteriores a cota de soleira da entrada tomada foi fixada à cota 510,0 m, ou seja, 5,0 m acima do nível mínimo de exploração do açude de 505,0 m, dado que se admite que parte da capacidade de armazenamento deverá ser mantida como reserva para consumos locais, ou seja em períodos de déficit hídrico será interrompida a transposição de vazões para a bacia do Acaraú.

Considerando a cota do nível máximo operacional prevista para o reservatório, de 525,0 m e a folga necessária até ao coroamento do açude, a estrutura da tomada de água terá uma altura de cerca de 20,0 m.

A montante da entrada da tomada de água existirá um canal escavado no leito do rio e na encosta, com rasto fixado a uma cota semelhante à da soleira de entrada, tendo por objetivo garantir um recobrimento mínimo da seção inicial do túnel e em simultâneo minimizar o comprimento do túnel. A torre de tomada ficará em princípio na transição entre as seções em canal e em túnel, com ponte de acesso até à margem, sendo a definição da transição objeto de otimização em função do custo de execução do corte para criação do canal e o custo do túnel.

No Desenho 001 estão representadas as localizações da tomada de água para quatro alternativas:

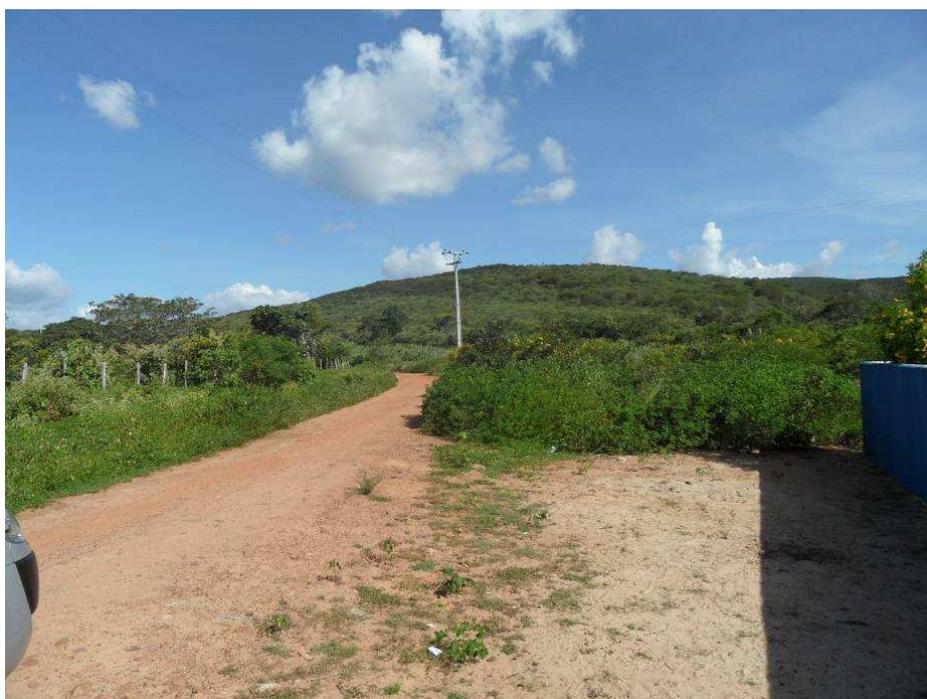
- T1 e T4 – Eixo do açude Lontras e localização da tomada estabelecidos no Anteprojeto, sendo que T1 corresponde ao eixo definido no Anteprojeto e T4 ao eixo alternativo definido no presente estudo.
- T2 – Eixo do açude Lontras estabelecido no Anteprojeto e localização da tomada num braço do reservatório, com escavação de um canal de acesso, diminuindo assim o comprimento do túnel.
- T3 – Possível localização para a tomada d'água, considerando o eixo barrável Lontras 3.

Para a tomada d'água poderão considerar-se vários níveis de captação da água, tendo em consideração que será utilizada para atendimento hídrico das populações (exige maior qualidade de água e captação mais à superfície) e para irrigação.

As fotografias seguintes mostram a zona prevista para implantação da tomada de água.



**Foto 6.2: Leito do rio Macambira a montante do local do açude Lontras Vista da encosta da margem esquerda, onde será implantada a tomada de água**



**Foto 6.3: Vista da encosta da margem esquerda do reservatório de Lontras, onde é prevista a implantação da tomada de água**

### 6.2.2. Túnel

Tendo em consideração as características morfológicas e topográficas da região, a transposição para a bacia do Acaraú deverá ser efetuada através da construção de um túnel com cerca de 18 km de desenvolvimento.

No Anteprojeto, foi referido que o túnel teria uma seção circular hidráulica de 2,7 m de diâmetro, condicionada essencialmente pela dimensão mínima considerada adequada para a execução da escavação. Atendendo ao valor da vazão de dimensionamento, relativamente baixo para a seção de vazão disponível, foi considerado o escoamento em superfície livre.

Nos estudos a realizar serão encaradas as alternativas de escoamento em superfície livre ou em pressão, cuja seleção dependerá dos seguintes fatores:

- Escoamento em superfície livre: A regulação da vazão será realizada por uma comporta a montante, na tomada de água, funcionando o túnel como um canal em superfície livre. A regulação do escoamento será mais complexa, atendendo à necessidade de garantir em cada instante que a vazão admitida à turbina é idêntica à vazão captada na tomada de água, podendo exigir um volume de água significativo na câmara de transição entre o túnel e o conduto forçado (câmara de carga). Tem como principal vantagem as baixas velocidades de escoamento e a facilidade em garantir a estanqueidade do túnel (fator que poderá ser importante, atendendo às formações de arenito atravessados), possibilitando a adoção de um revestimento mais ligeiro, em concreto projetado. Em contrapartida é perdida a energia disponível entre o nível de água no reservatório e o nível de água no escoamento no interior do túnel.
- Escoamento em pressão: A regulação da vazão captada e turbinada, embora seja operacionalmente mais simples e possibilite a adoção de um traçado em perfil a maiores profundidades, conduz a necessidade de execução de uma chaminé de equilíbrio numa seção de jusante do túnel, de forma a garantir quer a regulação da turbina quer o controlo das variações transitórias de pressão (choque hidráulico) no túnel e conduto forçado. O funcionamento em pressão exige maior garantia de estanqueidade, o que provavelmente conduziria à adoção de um revestimento em concreto armado e a um aumento significativo do custo de execução. Por outro lado será possível aproveitar a totalidade da queda disponível desde o nível do reservatório de Lontras, ou seja, mais cerca de 20 m do que na solução de escoamento em superfície livre.

- Admitindo o escoamento em pressão e também o revestimento em concreto armado, poderia ainda ser considerado um traçado em perfil do túnel com ligação direta à PCH, embora neste caso o túnel ficasse sujeito a importantes pressões.

Admitindo o coeficiente de rugosidade de Manning de  $0,025 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$  (coeficiente de rugosidade para túnel sem revestimento escavado em rocha sã ou com revestimento em betão projetado), um declive de  $0,5 \text{ m/km}$ , verifica-se que, para o regime permanente e uniforme, o escoamento no interior do túnel, para a vazão de dimensionamento, será feito em superfície livre.

No **Quadro 6.1** apresenta-se a verificação hidráulica do túnel para o regime de escoamento permanente e uniforme em superfície livre.

Realizando-se o escoamento em superfície livre, a perda de carga corresponde à inclinação do túnel, ou seja,  $0,5 \text{ m/km}$ .

**Quadro 6.1 – Verificação hidráulica do túnel para escoamento em superfície livre (regime de escoamento e uniforme)**

h/D	h (m)	$\theta$ (rad)	Área (m <sup>2</sup> )	R (m)	Vazão (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )
0.25	0.675	2.09	1.12	0.40	0.55
0.35	0.945	2.53	1.79	0.52	1.05
0.50	1.35	3.14	2.86	0.68	2.00
0.75	2.025	4.19	4.61	0.81	3.65
0.80	2.16	4.43	4.91	0.82	3.91
<b>0.82</b>	<b>2.214</b>	<b>4.53</b>	<b>5.02</b>	<b>0.82</b>	<b>4.00</b>
0.94	2.538	5.29	5.59	0.78	4.30
1.00	2.7	6.28	5.73	0.68	4.00

h - altura de escoamento

$q = 2 \text{ arc cos } (1-2h/D)$

D - diâmetro

R - raio hidráulico

Em regime de exploração normal, o escoamento à entrada do túnel será feito em pressão, dado que o nível normal de água no reservatório será habitualmente superior ao topo da seção do túnel, pelo que será prevista a instalação de comportas na tomada de água para regulação da vazão. A câmara de transição entre o túnel e o conduto forçado será também equipada com comportas para seccionamento do escoamento.

Admitindo o escoamento em pressão ao longo da totalidade do desenvolvimento do túnel, a perda de carga pode ser estimada pela fórmula de Darcy-Weisbach, sendo o valor do coeficiente de atrito dado pela expressão explícita proposta por Barr (1972) para a fórmula de Colebrook-White.

## Quadro 6.2 – Cálculo da perda de carga no túnel para escoamento em pressão

### Cálculo da perda de carga no túnel com escoamento em pressão

Desenvolvimento do túnel	17956 m
Vazão máxima de dimensionamento	4 m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>
Seção circular	
Diâmetro	2.7 m
Velocidade de escoamento	0.7 m s <sup>-1</sup>

### Equação de Darcy Weisbach

Fator de rugosidade, Eq. Colebrook White - Explicitação de Barr (1972)	
Viscosidade cinemática do líquido, $\gamma$	0.000001 m <sup>2</sup> s <sup>-1</sup>
Rugosidade equivalente da parede do tubo	0.07 m
Número de Reynolds	1.89E+06
Fator de atrito, f	0.0539
Perda de carga unitária	0.0005 m/m
Perda de carga contínua no túnel	8.92 m
Perda de carga singular	0.89 m
<b>Perda de carga total</b>	<b>9.81 m</b>

A extensão do túnel dependerá das localizações do eixo barrável do açude, da tomada de água e da central hidrelétrica. Para as alternativas indicadas no Desenho 02 o comprimento do túnel é de 17 960 m na Alternativa 1 e de 16+990 na Alternativa 2.

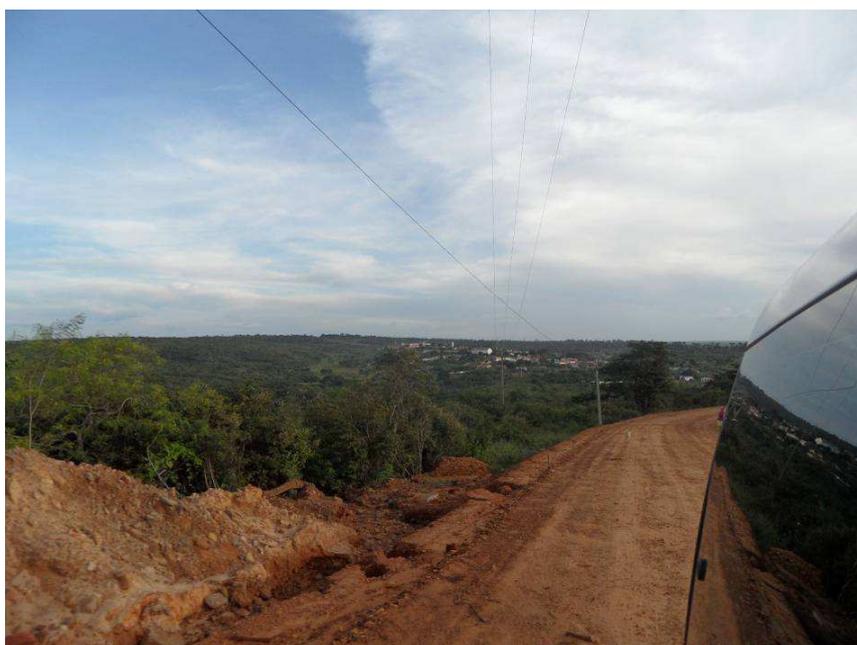
A Alternativa 2 possibilita reduzir a extensão do túnel em 967 m mas será provavelmente necessário prever a construção de um canal de aproximação. A necessidade e extensão deste canal só poderá ser devidamente analisada com topografia de maior detalhe.



Foto 6.4: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona de montante



**Foto 6.5: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona intermédia**



**Foto 6.6: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona intermédia**



**Foto 6.7: Vista geral do maciço a atravessar pelo túnel – zona de jusante**

### **6.2.3. Câmara de transição**

A câmara de transição estabelecerá a ligação entre o túnel e a tubulação do conduto forçado.

Considerando o funcionamento do túnel em superfície livre, a câmara de transição será constituída por uma câmara de carga com o volume de armazenamento necessário para a regulação das vazões admitidas à(s) turbina(s). Tendo em consideração a extensão do circuito de adução, e numa estimativa do lado da segurança, o seu dimensionamento será efetuado de modo a prever um volume de reserva de 2 400 m<sup>3</sup>, correspondente a 10 minutos de funcionamento. A instalação de equipamento para regulação das vazões permitirá otimizar o volume de reserva da câmara de transição.

Para a alternativa de funcionamento do túnel em pressão, a câmara de transição será equipada com uma válvula de segurança, e será necessária a execução de uma chaminé de equilíbrio a montante da câmara.

### **6.2.4. Conduto Forçado (“Penstock”)**

O conduto forçado terá origem na câmara de transição e terminará na PCH, atravessando terrenos com elevada pendente. A tubulação será, em princípio, constituída por tubagem em aço-carbono, instalada aérea em apoios em concreto. A pressão estática máxima, junto à PCH, será da ordem de 20 bar.

Na solução proposta no Anteprojeto, o conduto forçado é constituído por dois tubos de aço-carbono DN 1200 mm. Tendo em consideração a vazão máxima de alimentação prevista de 4 m<sup>3</sup>/s e a fiabilidade mecânica e estrutural dos tubos de aço-carbono, preconiza-se que o seja constituído por uma única tubagem de aço-carbono DN 1500 mm.

Na Alternativa 1, o comprimento da tubulação é de 1 630 m e o desnível geométrico é de 175 m.

No **Quadro 6.3** apresenta-se o cálculo da perda de carga na tubulação para essa alternativa, em que se considerou a utilização da equação de Darcy-Weisback. O coeficiente de atrito foi obtido pela explicitação da fórmula de Colebrook-White proposta por Barr (1972).

### Quadro 6.3 – Cálculo da perda de carga na tubulação do Conduto Forçado (“Penstock”)

#### Cálculo da perda de carga na tubulação da Penstock

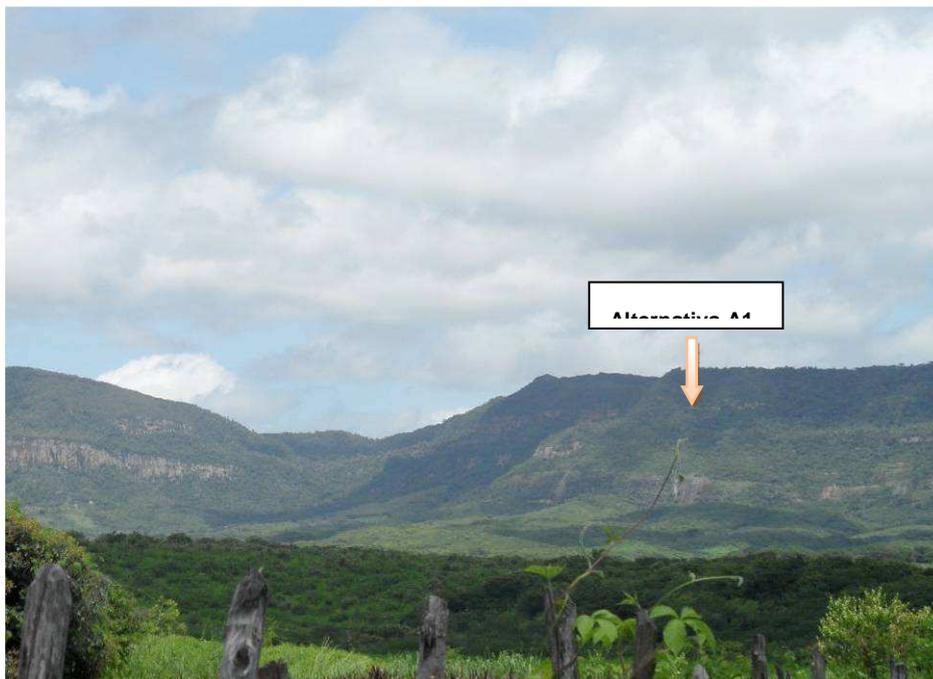
Desenvolvimento da conduta forçada	1630 m
Caudal de dimensionamento	4 m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>
Diâmetro	1.5 m
Velocidade de escoamento	2.3 m s <sup>-1</sup>

#### Equação de Darcy Weisbach

Fator de rugosidade, Eq. Colebrook White - Explicitação de Barr (1972)	
Viscosidade cinemática do líquido, $\gamma$	0.000001 m <sup>2</sup> s <sup>-1</sup>
Rugosidade equivalente da parede do tubo	0.00009 m
Número de Reynolds	3.40E+06
Fator de atrito, f	0.0117
Perda de carga unitária	0.0020 m/m
Perda de carga contínua	3.32 m
Perda de carga singular	0.33 m
<b>Perda de carga total</b>	<b>3.65 m</b>

A perda de carga total, para a Alternativa 1, é estimada preliminarmente em 3,65 m, incluindo a perda de carga singular, que ocorrerá ao nível da câmara de transição e dos equipamentos de controle.

Na Alternativa 2, a tubulação do conduto forçado tem um desenvolvimento maior, cerca de 1 942 m, mas o desnível geométrico é um pouco superior, de 195 m.



**Foto 6.8:** Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1



**Foto 6.9:** Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1 (vista de montante para jusante)



Foto 6.10: Vista da zona do conduto forçado – Alternativa A1 (vista de jusante para montante)

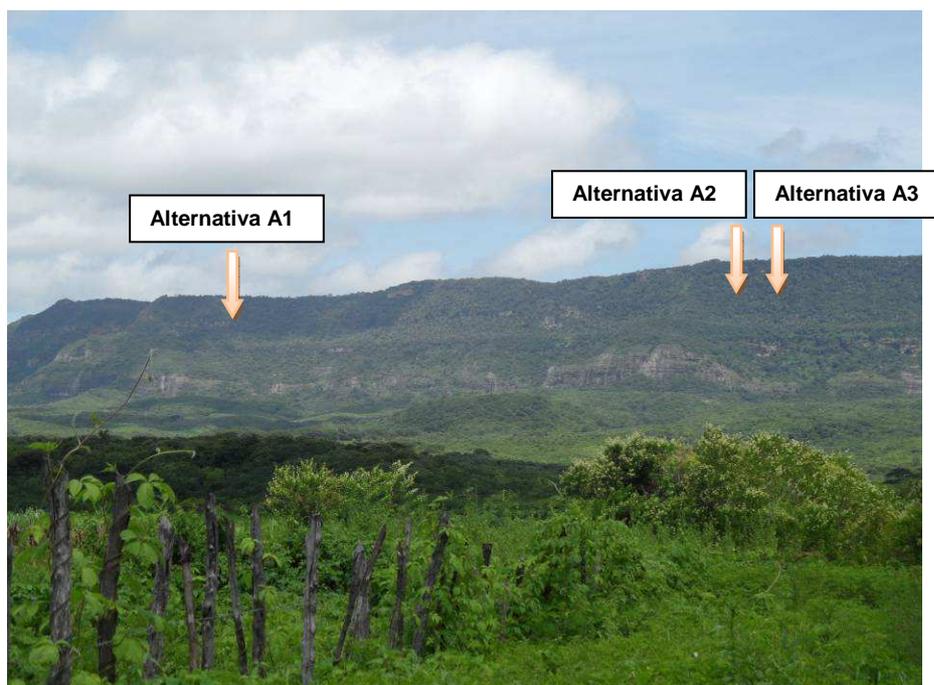
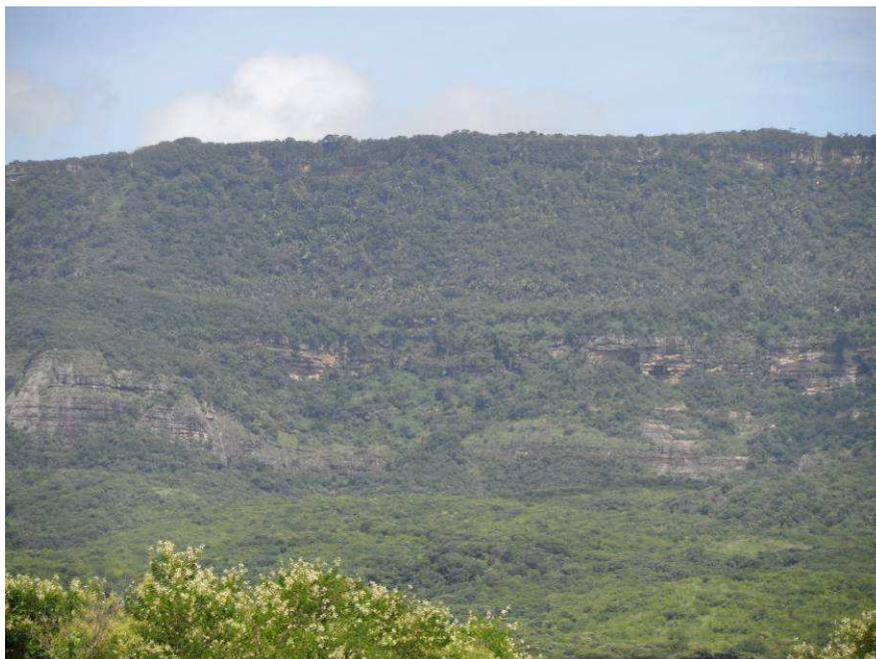


Foto 6.11: Vista da zona do conduto forçado – Alternativas A1, A2 e A3



**Foto 6.12: Vista da zona de implantação do “penstock” – Alternativas A2 e A3**

#### **6.2.5. Central hidrelétrica (PCH)**

A PCH ficará implantada aproximadamente à cota 320 m, com restituição para um afluente do rio Jatobá ou para o riacho de São Francisco (Alternativas A2, A3 e A4), também afluente do rio Jatobá. Será constituída por um edifício onde ficará instalado o(s) grupo(s) gerador(es), e um canal de restituição das vazões turbinadas.

A central deverá dispor de um circuito de by-pass ao equipamento gerador, equipado com dispositivos de dissipação de energia (placas orifício, válvulas redutoras de pressão, válvulas dispersoras, bacias de dissipação ou outros), de forma a garantir a derivação das vazões de transposição em caso de inoperacionalidade dos grupos.

Será ainda prevista a possibilidade de futura alimentação de um sistema de adução de água para ligação a uma Estação de Tratamento de Água a localizar em Ipueiras, que abastecerá várias localidades dessa região, diretamente a partir do circuito da transposição. Para o efeito será prevista uma derivação em carga no conduto forçado (a obturar inicialmente por uma flange cega), imediatamente a montante dos grupos geradores. A captação de água para abastecimento poderá também ser efetuada a partir da câmara de carga, contudo será necessário um trecho adicional de conduta de adução com traçado paralelo ao do conduto forçado.

A seleção do tipo de turbina é função da vazão de equipamento adotada e da queda útil disponível, prevendo-se a adoção de equipamentos normalizados.

Para o presente aproveitamento, com uma queda útil máxima da ordem de 170 m e vazão total de 4,0 m<sup>3</sup>/s, a(s) turbina(s) serão certamente do tipo Francis, em princípio de eixo horizontal.

O número de unidades geradoras deve ser fixado ponderando vários aspectos: reserva de geração; flexibilidade operativa; proporção entre a capacidade unitária e as dimensões do sistema elétrico; custo de construção; limites físicos do arranjo, capacidade de engolimento mínimo, entre outros.

Tendo em consideração a potência da PCH, e o fato de existirem alternativas de fornecimento de energia elétrica às povoações, admite-se que a central deverá ser equipada com uma ou duas unidades, sem necessidade de instalação de grupos de reserva (o Anteprojeto previa a instalação de um grupo de reserva). A potência instalada será assim igual à potência efetiva. Com a instalação de duas unidades, cada uma dimensionada para metade da vazão máxima, garante-se flexibilidade de geração em função das variações de vazão disponível para turbinamento.

A avaliação do potencial hidroelétrico do local é feita preliminarmente a partir da potência a instalar e da vazão da transposição, que definem a produção anual de energia.

A potência efetiva gerada pela central hidrelétrica é calculada pela equação:

$$P_e = 9,81 \times \eta \times Q \times H_{liq}$$

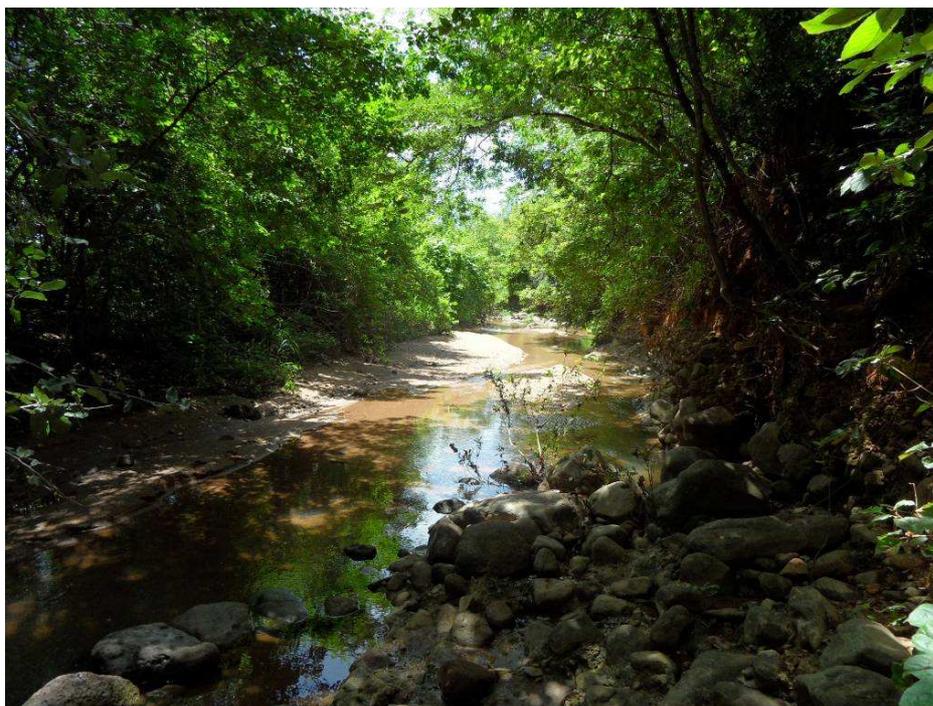
onde:

- $P_e$  = potência líquida em kW;
- $\eta$  = rendimento do conjunto turbina-gerador;
- $Q$  = vazão turbinada (m<sup>3</sup>/s);
- $H_{liq}$  = queda útil (m).

Considerando os rendimentos das turbinas Francis ( $\eta=0,90$ ) e dos geradores ( $\eta=0,95$ ), o rendimento global do conjunto é estimado em 0,855. A queda útil é calculada a partir da queda geométrica, reduzindo a perda de energia, resultando um valor de aproximadamente 170 m.

Admitindo que a vazão de equipamento é igual à vazão prevista no Anteprojeto, ou seja 4,0 m<sup>3</sup>/s, a potência a instalar será da ordem de 5,7 MW. Refira-se, contudo, que os estudos preliminares realizados revelam que as disponibilidades hídricas serão inferiores ao estimado no Anteprojeto, pelo que a potência a instalar poderá provavelmente ser também inferior. A produção de energia dependerá da vazão que efetivamente for possível transferir.

A determinação do caudal de equipamento a adotar será objeto de otimização econômica nos estudos da fase seguinte (estudos hidro-energéticos), através da simulação da exploração da central, que considerará os custos de construção e exploração e as receitas de venda de energia ao longo do período de vida útil da PCH. Será utilizada a série de vazões derivadas pela transposição e serão consideradas várias alternativas de vazão de equipamento e de cenários de exploração (em contínuo 24 h por dia ou num menor número de horas por dia).



**Foto 6.13: Leito do Riacho de São Francisco no local da restituição – Alternativa A2**

#### **6.2.6. Linha de transmissão**

De acordo com as indicações do Anteprojeto, a linha de transmissão para interligação com o sistema elétrico regional, será feita por uma linha à tensão de 60 kV, com ligação à subestação de Ipuemas, e terá uma extensão de aproximadamente 30 km.

### **6.3. METODOS CONSTRUTIVOS E SUPORTE DURANTE A CONSTRUÇÃO**

#### **6.3.1. Método convencional**

O método convencional, conhecido como NATM (New Austrian Tunneling Method) ou SEM (Sequential Excavation Method) consiste em realizar avanços discretos mediante explosivos, em rochas duras, e por escavação mecânica com fresa ou martelo hidráulico de grande capacidade, em rochas brandas, posterior extração do material removido com equipamento de carga e transporte adequado, saneamento do trecho escavado e da frente, e instalação do suporte

primário necessário e suficiente para estabilizar o maciço e permitir a realização de um novo avanço em condições de segurança.

Pela configuração topográfica do terreno e as características do traçado, não parece possível a escavação de galerias de acesso intermédias para permitir a multiplicação de frentes de ataque e diminuir os trechos de escavação unidirecional que, quando são muito compridos, acarretam dificuldades acrescidas, em particular no sistema de ventilação que deve ser assistido por estações de bombeamento intermédias ou chaminés dotadas com equipamento de ventilação adicional, e no sistema de extração do material escavado, que nestes casos deveria ser realizado por locomotivas elétricas e carruagens com configuração adequada.

A drenagem das águas subterrâneas constitui um problema importante nos túneis compridos, em particular nas galerias que progridem em descida, obrigando ao bombeamento de caudais que podem chegar a ser significativos.

O suporte primário, que garante a estabilidade do túnel durante a construção, poderá consistir na colocação de pregos na abóbada e hasteais segundo a zona geotécnica a atravessar, e concreto projetado para providenciar coesão superficial e proteção da rocha exposta aos agentes atmosféricos em forma imediata, para além de constituir uma estrutura de casca quando assim dimensionada.

Na abertura de grande parte do túnel, poderá ser necessário recorrer à utilização de explosivos, os quais poderão afetar as condições geotécnicas do maciço rochoso devido às vibrações produzidas pela detonação e pelo efeito dos gases a alta pressão, gerados durante a explosão, que circulam pelas descontinuidades, diminuindo instantaneamente as tensões efetivas na massa rochosa.

Tendo em consideração essas conseqüências, os planos de fogo devem ser definidos de forma a minimizar os efeitos negativos da explosão sobre as características resistentes do maciço rochoso, recorrendo-se a técnicas de desmonte com contornos suaves ou *smoth-blasting*, com furos e tiros de recorte no contorno da seção e utilização de seqüência de tempos adequados a cada situação.

### **6.3.2. Método mecanizado - TBM**

Para a escavação de um túnel com o comprimento e a seção da galeria de adução do Ibiapaba, a utilização de TBM apresenta múltiplas vantagens relativamente ao método convencional: maior rendimento, melhor acabamento da superfície e conseqüente redução do suporte bem como a

eliminação de gases produto da utilização de explosivos. Apresenta também alguns inconvenientes: maior dificuldade de adaptação a litologias variáveis, maior risco de encravamento da máquina, dificuldades para tratar situações imprevistas (afluência inusual e inesperada de água subterrânea, presença de rochas brandas, etc.), razões pelas quais o conhecimento geológico de maciço deverá ser muito mais preciso de modo a proceder á escolha da máquina mais adequada.

A máquina TBM pode ser de vários tipos dependendo do terreno a atravessar, condições hidrogeológicas, pressão litostática, entre os principais fatores. Em geral, e para este túnel em particular, as TBM podem ser de dois tipos: i) TBM para rocha, que é um sistema relativamente simples que aplica pressão lateral sobre o maciço rochoso através de *grippers*, contando com a reação adequada do maciço para avançar. ii) As TBM com escudo ou *shield* que são máquinas que se aplicam em terrenos brandos, mas perfuram bem terrenos rochosos. As TBM-*shield* aplicam aduelas como suporte primário e são estes anéis que fornecem a reação suficiente para o avanço da máquina.

Em termos de suporte, aplicam-se os comentários feitos para o método convencional. A vantagem da escavação mecanizada neste aspecto é que melhora sensivelmente o acabamento da superfície da galeria permitindo uma redução do suporte a colocar. Como desvantagem é de referir o fato de que a proteção de concreto na proximidade da frente de avanço pode afetar a máquina e as suas componentes, transformando-se numa tarefa complexa que deve ser diferida todo quanto possível.

### **6.3.3. Combinação de métodos de escavação**

Para acelerar o processo de escavação poderá ser necessário combinar os métodos referidos de modo que uma frente avance com método totalmente mecanizado e a outra avance com método convencional.

De referir que existe sempre um tempo de espera até que o TBM comece a operar na obra devido à fase de encomenda, transporte e montagem da máquina. A experiência aconselha considerar essa fase um período de tempo não é inferior a 6 meses. Pelo contrário, a escavação com método convencional poderá ser iniciada de imediato, uma vez instalado o estaleiro e estabelecidos o local de bota-fora, vantagem que torna este método mais competitivo nesse aspecto.

#### 6.3.3.1. *Revestimento definitivo*

Tratando-se de um túnel hidráulico que poderá funcionar quer em superfície livre quer pressurizado, com velocidades de escoamento reduzidas, o revestimento definitivo poderá consistir na colocação de uma camada de concreto projetado em todo o perímetro da escavação. Em geral, o concreto poderá ser reforçado com fibras (metálicas, polipropileno) para aumentar a ductilidade e reduzir a fissuração, incrementando a durabilidade do revestimento.

Nos trechos com rocha mais branda sujeita a grande pressão litostática, p.e. no emboque Leste, ou de rocha alterada com cobertura reduzida, p.e. no emboque Oeste, e nas eventuais zonas de falha, poderá ser necessário colocar armadura de reforço do concreto projetado, dimensionada com os métodos próprios do concreto armado.

#### 6.3.3.2. *Monitoramento do túnel Durante a construção*

As metodologias seguidas na construção de túneis, baseadas na adoção de suportes primários, que por um lado assegurem que o maciço seja auto-portante, mas que, por outro lado, permitam uma certa deformação da rocha, por serem suficientemente flexíveis, têm-se revelado menos onerosas que as soluções tradicionais de suporte rígido, instalado à medida que se abre o túnel.

No sentido de avaliar, com razoável precisão, o modo de deformação do maciço e, conseqüentemente, confirmar a validade do suporte primário preconizado, tornar-se-á fundamental estabelecer, em fase de obra, um programa de observação dos deslocamentos que, na sua essência, deverá ser constituído por medições de convergência, no interior do túnel e medições de deslocamentos com extensômetros e inclinômetros, medições de assentamentos com marcas topográficas, medições de níveis piezométricos, desde a superfície nas zonas com recobrimento reduzido.

#### 6.3.3.3. *Investigações geológico-geotécnicas*

Será elaborado e implementado, em etapa seguinte dos estudos, um programa de investigações de campo e ensaios de laboratório com o objetivo de estabelecer um modelo geológico-geotécnico suficientemente definido da zona a atravessar pelo túnel de modo a reduzir, tanto quanto possível, o risco geotécnico próprio deste tipo de obras.

Dos métodos disponíveis de prospecção direta, considera-se que execução de sondagens com recuperação de testemunhos é o mais adequado. As sondagens deverão ser feitas nos emboques e nas zonas de menor recobrimento. Sugere-se o recurso de sondagens mistas para zonas com

recobrimentos importantes. A técnica de sondagem mista consiste na furação com métodos destrutivos da primeira parte da sondagem e posteriormente executar com furação rotativa com recuperação de testemunhos nos últimos 40 ou 50 metros, na envolvente do túnel.

Os testemunhos deverão ser adequadamente descritos e serão retiradas algumas amostras para ensaios de laboratório. Nos furos serão realizados ensaios de absorção de água sistemáticos para avaliar a permeabilidade do maciço e em alguns casos a definir poderão ser instalados piezômetros.

Os métodos indiretos de prospecção, como a sísmica de refração, não se revelam de grande utilidade neste tipo de maciços devido à existência de estratos mais compactos sobrepostos a estratos menos competentes, o que obstaculiza a penetração das ondas sísmicas e favorece caminhos de refração menos profundos. A sísmica entre furos poderia ser um recurso a utilizar em casos específicos dado que para que seja possível obter informação útil da onda direta os furos não deveriam estar muito afastados como neste caso, pelo menos à partida. A sísmica vertical realizada em cada furo pode dar informação relativa à compacidade das camadas em profundidade. Esta informação complementada com as análises dos testemunhos e medições piezométricas poderão compor um perfil vertical por sondagem de muita utilidade, com possibilidades de ser correlacionável com a informação das outras sondagens.

#### **6.3.4. Considerações finais**

Embora os estudos ainda estejam numa fase insipiente julgamos oportuno referir que, conforme prática corrente em intervenções com a complexidade geológica e geotécnica da presente, todos os elementos de base e todos os pressupostos considerados no projeto deverão ser confirmados em fase de obra e qualquer retificação dos mesmos determinará a necessidade de averiguar as suas conseqüências ao nível da segurança das soluções propostas e, se justificável, proceder à sua revisão. Neste âmbito, destaca-se a importância do Plano de Instrumentação e Observação proposto como ferramenta de gestão do risco geotécnico, permitindo a análise/previsão proativa do comportamento da obra e, conseqüentemente, de validação dos pressupostos de cálculo considerados.

A confirmação dos pressupostos de cálculo assenta na confrontação da informação obtida durante o processo de escavação/furação no que respeita aos terrenos interceptados, com os resultados obtidos nas campanhas de prospecção efetuada e ainda nos resultados obtidos nos ensaios prévios de arranque e ensaios de recepção das pregagens.

Em função do procedimento mencionado no parágrafo anterior, os níveis de escavação definidos no projeto poderão ser alvo de revisão face ao comportamento do terreno na fase da escavação.

Dado tratar-se de uma obra de caráter definitivo deverão ser criadas condições de acessibilidade para garantir a manutenção da mesma, em particular limpeza dos dispositivos de drenagem, incluindo os drenos sub-horizontais.

## **6.4. ESTIMATIVA DAS QUANTIDADES E CUSTOS DAS OBRAS**

### **6.4.1. Considerações prévias**

A estimativa dos custos das obras efetuada no presente RIO é necessariamente preliminar e recorre a curvas paramétricas, obtidas com base em obras similares.

Nesta estimativa se tiveram em conta as curvas estabelecidas pelo Consórcio assim como as curvas estabelecidas pelo Ministério de Minas e Energia (Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas, Edição 2007).

### **6.4.2. Tomada de água e adutora**

Esta conta corresponde à soma das contas das seguintes estruturas:

- Tomada d'água;
- Túnel de adução;
- Câmara de transição.

Na **Figura 6.3** curva apresentada pelo Ministério de Minas e Energia para o cálculo do custo do túnel em função da vazão e das condições geológicas e geotécnicas, para vazões entre 8,66 e 1029,97 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>.

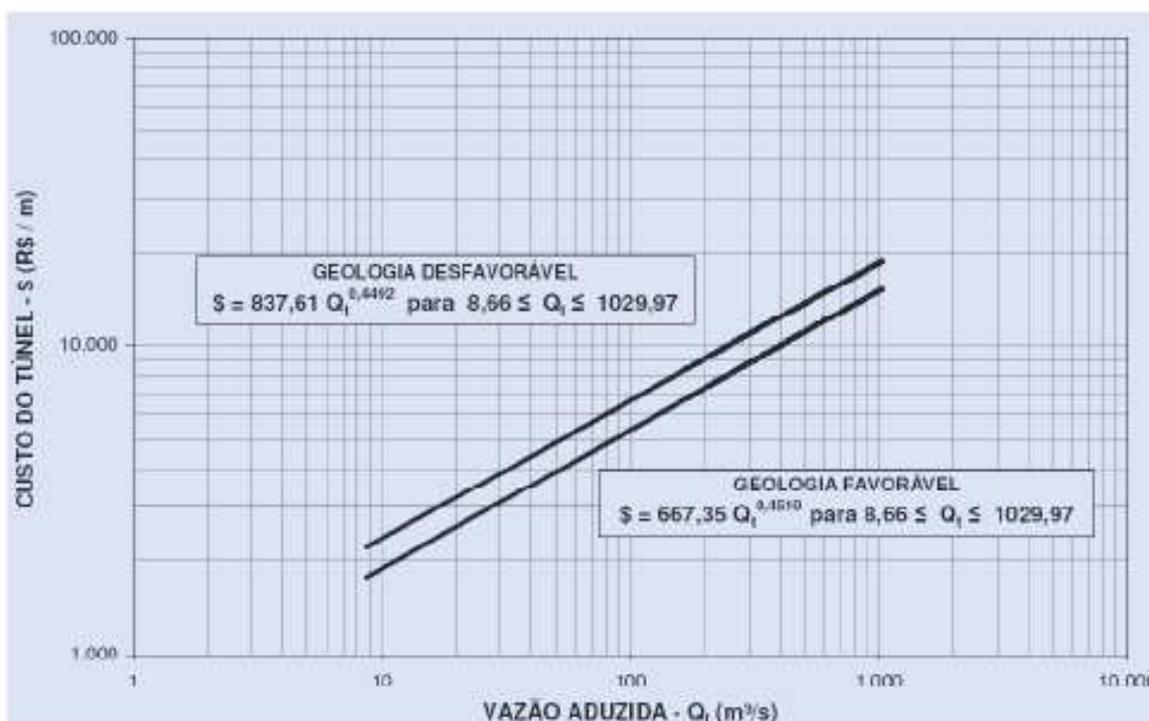


Figura 6.3: Custo dos túneis de adução sem revestimento (Fonte: PCE, 2007).

Para o diâmetro do túnel de 2,7 m e tendo em consideração o volume de escavação, o método de escavação e o revestimento, obtiveram-se os seguintes custos médios por metro linear.

Método de escavação	Custo por metro linear (R\$)
Método convencional, revestido com betão projetado	2 460
TBM Rocha, revestido com betão projetado	3 105
TBM SHIELD revestido com aduelas	3 882

Nesta fase dos estudos, foi admitido que o túnel terá um custo por metro linear de 4 000 (R\$), incluindo o custo da tomada de água e da câmara de transição nos emboquilhamentos de montante e de jusante, respectivamente.

#### 6.4.3. Conduto forçado

Os custos do conduto forçado foram estimados a partir do custo unitário por metros de comprimento de conduta e tendo por base o peso da conduta e o preço de 11,75 R\$ por kg. Assim, o custo unitário é função do diâmetro da conduta e da sua espessura. A espessura é por sua vez obtida em função do diâmetro da conduta e da pressão a que está sujeita.

Admitindo a carga dinâmica de  $22,918 \text{ kgf cm}^{-2}$  (correspondente a um acréscimo de cerca de 30% na carga estática disponível), a espessura da chapa de aço-carbono resultante é de 18 mm.

O custo estimado por metro linear da tubulação do penstock é de 3 010 R\$. A este custo foi considerado um acréscimo de 20% para as obras construção civil associadas.

#### **6.4.4. Central Hidrelétrica**

Como as equações de custo existentes para centrais hidrelétricas davam custos muito diferentes dos exemplos concretos existentes, foi calculada uma nova equação a partir dos custos recentes de PCHs construídas ou em projeto. A equação foi calculada em função da potência instalada P(MW) e da queda bruta H (m):

$$C_{\text{central}} (\text{R}\$) = 2047155 + 795273 \times P - 729 \times H$$

Sendo a potência instalada igual à potência efetiva,  $P = P_e \approx 6 \text{ MW}$  e a queda bruta  $H = 175$ , o custo estimado da central é de 6 700 000 R\$.

O custo total da central foi dividido em três parcelas do modo seguinte:

- Grupo + válvula + equipamento de regulação: 55%
- Restante equipamento eletromecânico e elétrico: 25 %; e
- Construção civil: 20 %.

#### **6.4.5. Ligação elétrica**

A estimativa do custo da ligação elétrica foi efetuada considerando o custo médio por km das linhas de distribuição em 13.8 KV Rural – trifásica, considerando o cabo de bitola 1/0 AWG.CAA, e a extensão da linha e os custos de construção civil (torres de concreto).

Considerando os elementos disponíveis nesta fase de inicial dos estudos, os custos com a linha de transmissão foram estimados em 2 200 000 R\$. Nas fases seguintes do Estudo de Viabilidade, os pressupostos admitidos serão devidamente aferidos.

#### **6.4.6. Estaleiro e ensecadeiras**

Foi admitido que o custo do estaleiro e ensecadeiras provisórias representam, no seu conjunto, 5% do custo do túnel da PCH (penstock + central).

#### 6.4.7. Gestão e Supervisão de Obra

Os custos para gestão e Supervisão de Obra foram considerados em função do custo total da PCH, cerca de 5%.

#### 6.4.8. Imprevistos

Considerando a fase atual dos estudos, foi admitido que os imprevistos representam cerca de 15% do custo global do circuito hidráulico e da PCH.

#### 6.4.9. Resumo da estimativa orçamental

No **Quadro 6.4** apresenta-se a estimativa orçamental do circuito hidráulico da transposição, incluindo tomada de água, túnel de adução, conduta forçada e PCH.

**Quadro 6.4 – Custo do circuito hidráulico de transposição (tomada d'água, túnel, conduto forçado e PCH)**

Item	Custo em R\$
<b>1. Túnel de Adução para a PCH</b>	
1.1 Túnel de 2,7 m de diâmetro, L ≈ 18 km, incluindo tomada d'água no reservatório das Lontras e câmara de transição.	72 000 000
<b>Subtotal do túnel de adução</b>	<b>72 000 000</b>
<b>2 Conduto forçado</b>	
2.1 Tubulação em aço-carbono DN 1500 mm, L ≈ 1,63 km, incluindo montagem, acessórios, equipamentos, proteção, apoios e maciços de concreto e demais obras de construção civil	5 887 560
<b>Subtotal do conduto forçado (Penstock)</b>	<b>5 887 560</b>
<b>3 Central Hidrelétrica (PCH)</b>	
3.1 Grupo + válvula + equipamento de regulação	3 685 000
3.2 Restante equipamento eletromecânico e elétrico	1 675 000
3.3 Construção civil	1 340 000
<b>Subtotal da Pequena Central Hidrelétrica</b>	<b>6 700 000</b>
<b>4. Linha de transmissão para interligação com o sistema elétrico regional</b>	
4.1 Linha de transmissão 60 kV	2 200 000
<b>Subtotal da linha de transmissão</b>	<b>2 200 000</b>
<b>5. Estaleiro e ensecadeiras (5%)</b>	<b>4 339 378</b>
<b>6. Gestão e Supervisão da Obra (5%)</b>	<b>4 339 378</b>

Item		Custo em R\$
7.	Imprevistos (15%)	13 018 134
<b>Total Geral</b>		<b>108 484 450</b>

(preços, 2011)

