



**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.º.: 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 B3 - PROJETOS EXECUTIVOS DAS OBRAS
Projeto de Irrigação da Ibiapaba**

VOLUME I — MEMORIAL DESCRITIVO



Integração
Ministério da Integração Nacional



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



**PROÁGUA
NACIONAL**



**BANCO
MUNDIAL**

JANEIRO/2013



Engenharia e Consultoria S/S



consórcio



**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)**

Etapa B3 – PROJETOS EXECUTIVOS DAS OBRAS

Projeto de Irrigação da Ibiapaba

Volume I – Memorial Descritivo

Janeiro de 2013

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 previa a transferência de águas da Bacia do Rio Poti (Parnaíba) para as Bacias dos Rios Acaraú e Coreaú.

O documento aqui apresentado integra 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 INHUÇU 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.

Referidos estudos visam promover o controle dos recursos hídricos da bacia hidrográfica do Rio Inhuçu da região hidrográfica do Parnaíba/Poti.

Conforme estabelecem os Termos de Referência contratuais, a finalidade principal com o desenvolvimento dos estudos contratados 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 Etapas:

– 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 Inhuçu, 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 Inhuçu, Canal/Túnel e Penstock/PCH
 - Etapa B3 - Projeto Executivo das Barragens Lontras e Inhuçu, 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 Projeto executivo da Ibiapaba faz parte da Etapa B3 – Projetos Executivos das Obras, e abrange especificamente o Projeto de Irrigação de uma área de superfície agrícola útil (SAU) de 2.590,78 ha, constando dos seguintes volumes:

- **Volume I – Memorial Descritivo**
- Volume II – Estudos de Drenagem
- Volume III – Estudos Geotécnicos
- Volume IV – Estudos Pedológicos
- Volume V – Métodos Construtivos
- Volume VI – Projeto Elétrico
- Volume VII – Orçamento
- Volume VIII – Especificações Técnicas
- Volume IX – Desenhos

O Projeto apresentado engloba as informações técnicas necessárias à contratação e implantação das obras necessárias ao aproveitamento com irrigação de uma área de até 3.000 ha com as águas derivadas do controle proporcionado pelos Açudes Lontras e Inhuçu.

O presente relatório trata-se do **Volume I - Memorial Descritivo** do Projeto de Irrigação, englobando a justificativa e descrição da solução adotada bem como a memória de cálculo hidráulico.

ÍNDICE

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	13
2. JUSTIFICATIVA DO EMPREENDIMENTO	15
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO.....	18
3.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS	18
3.2. GEOLOGIA REGIONAL.....	18
3.3. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS	23
3.4. SOLOS	23
3.5. ASPECTOS CLIMÁTICOS.....	24
3.5.1. <i>Caracterização Climatológica.....</i>	<i>24</i>
3.5.2. <i>Temperatura</i>	<i>25</i>
3.5.3. <i>Umidade Relativa</i>	<i>26</i>
3.5.4. <i>Evaporação</i>	<i>27</i>
3.5.5. <i>Evapotranspiração Potencial.....</i>	<i>28</i>
3.5.6. <i>Insolação</i>	<i>29</i>
3.5.7. <i>Velocidade dos Ventos.....</i>	<i>30</i>
3.5.8. <i>Regime de Chuvas.....</i>	<i>30</i>
3.5.9. <i>O Regime de Chuvas Intensas Para o Projeto de Irrigação da Ibiapaba</i>	<i>33</i>
3.5.10. <i>Determinação da duração da chuva crítica.....</i>	<i>33</i>
3.5.11. <i>O posto pluviométrico utilizado</i>	<i>34</i>
3.5.12. <i>Metodologia para cálculo das chuvas intensas.....</i>	<i>34</i>
3.5.13. <i>Seleção da distribuição de probabilidades e estimativas dos valores das precipitações máximas.....</i>	<i>36</i>
3.5.14. <i>Características das Séries de Chuvas Máximas com 1 dia de Duração</i>	<i>37</i>
3.5.15. <i>Chuvas máximas com durações de 24 horas</i>	<i>37</i>
3.5.16. <i>Chuvas Máximas com Duração de 1 hora</i>	<i>38</i>
3.5.17. <i>Conversão da chuva pontual em chuva espacial.....</i>	<i>39</i>
4. ASPECTOS RELEVANTES PARA O PROJETO DE IRRIGAÇÃO	41
4.1. CARTOGRAFIA PARA O PROJETO EXECUTIVO.....	41
4.2. POTENCIALIDADES DE SOLOS PARA IRRIGAÇÃO	42
4.2.1. <i>Generalidades</i>	<i>42</i>
4.2.2. <i>Descrição das Classes de Solos e Unidades</i>	<i>43</i>
4.2.3. <i>Conclusões.....</i>	<i>48</i>
4.2.4. <i>Recomendações (para os Solos Irrigáveis)</i>	<i>49</i>
4.3. DISPONIBILIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO.....	50
4.4. NECESSIDADES DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO.....	53

4.4.1.	<i>Metodologia adotada</i>	53
4.4.2.	<i>Resultados do Balanço Hídrico de Cultura</i>	54
4.4.3.	<i>Necessidades de Água para a Irrigação</i>	54
5.	CRITÉRIOS ADOTADOS NA CONCEPÇÃO DO PROJETO	59
5.1.	LOTEAMENTO	59
5.2.	INFRAESTRUTURA DISPONÍVEL	59
5.3.	CAPTAÇÃO E ADUÇÃO DE ÁGUA PARA O PROJETO.....	59
5.4.	CANAL DE ADUÇÃO.....	60
5.5.	SETORES DE DISTRIBUIÇÃO.....	61
5.6.	SISTEMA VIÁRIO.....	61
5.7.	SISTEMA DE DRENAGEM.....	62
6.	DESCRIÇÃO E JUSTIFICATIVA DAS OBRAS	64
6.1.	ARRANJO GERAL DAS OBRAS	64
6.2.	DESCRIÇÃO DAS OBRAS	65
6.2.1.	<i>Canal de Aproximação</i>	65
6.2.2.	<i>Estação de Bombeamento Principal – EBP</i>	66
6.2.3.	<i>Adutora Principal</i>	72
6.2.4.	<i>Reservatório de Compensação Principal</i>	73
6.2.5.	<i>Canais Adutores</i>	74
6.2.6.	<i>Reservatórios de Compensação Setoriais</i>	78
6.2.7.	<i>Estações de Bombeamento Secundárias</i>	79
6.2.8.	<i>Redes de Distribuição Setoriais</i>	85
6.2.9.	<i>Tomadas de Água para os Lotes</i>	86
6.2.10.	<i>Sistema de Drenagem</i>	87
6.2.11.	<i>Sistema Viário</i>	88
7.	MEMÓRIA DE CÁLCULO	91
7.1.	CÁLCULO DAS NECESSIDADES DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO.....	91
7.1.1.	<i>Necessidades de água nas Tomadas dos Lotes</i>	91
7.1.2.	<i>Necessidades de Água na Captação</i>	91
7.2.	DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	91
7.3.	DIMENSIONAMENTO DOS CANAIS ADUTORES	92
7.4.	DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA PRINCIPAL.....	94
7.5.	DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DA ADUTORA PRINCIPAL	95
7.6.	VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO DOS CONJUNTOS ELEVATÓRIOS	98
7.7.	RESERVATÓRIOS.....	101
7.7.1.	<i>Resultados para o Setor Norte</i>	102

7.7.2.	<i>Resultados para o Setor Sul</i>	102
7.8.	ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE RECALQUE	103
7.9.	DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE IRRIGAÇÃO	105
7.9.1.	<i>Setor Norte</i>	105
7.9.2.	<i>Setor Sul</i>	105
7.10.	CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA.....	118
7.10.1.	<i>Fórmula de DARCY (Universal) - Utilizada para análise e checagem dos resultados</i>	118
7.10.2.	<i>Fórmula de COLEBROOK-WHITE</i>	118
7.10.3.	<i>Fórmula de HAZEN-WILLIAMS</i>	119
7.11.	BLOCOS DE ANCORAGEM.....	119
7.11.1.	<i>Forças envolvidas (Bloco de ancoragem)</i>	120
7.12.	VENTOSAS	122
7.12.1.	<i>Para se dimensionar as ventosas</i>	122
7.13.	TRANSIENTES HIDRÁULICOS.....	123
7.13.1.	<i>Base Metodológica</i>	123
7.13.2.	<i>Avaliação dos Transientes na Linha de Recalque</i>	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: localização e acessos	19
Figura 3.2: Uma extensa fossa tectônica afetou o embasamento cristalino e se refletiu também nos sedimentos devonianos da Formação Serra Geral. A área de interesse aos empreendimentos, assinalada pela elipse, foi afetada pelo referido tectonismo	21
Figura 3.3: Configuração do terreno na região de interesse ao empreendimento, onde se notam os reflexos do tectonismo nas atuais formas de relevo, mesmo na área com cobertura sedimentar da Formação Serra Geral	22
Figura 3.4: Localização das estações climatológicas de Sobral e Crateús em relação à bacia hidrográfica do rio Inhuçú/Lontras (retângulo em vermelho).	25
Figura 3.5: Temperaturas Máximas, Médias e Mínimas na Área em Estudo (em °C).....	26
Figura 3.6: Umidade relativa (%) na Área em Estudo.....	27
Figura 3.7 - Evaporação média mensal na Área em Estudo	27
Figura 3.8: Evapotranspiração mensal média na Área em Estudo Estimada por Hargreaves e Penman-Montheith (mm)	29
Figura 3.9: Insolação mensal média na Área em Estudo (hs)	29
Figura 3.10: Velocidade média dos ventos na Área em Estudo (m/s).....	30
Figura 3.11: Isoietas das bacias do poti, acarauá e coreauá (o retângulo em vermelho marca a área em estudo).....	31
Figura 3.12: O regime de chuvas no posto Guaraciaba do norte	32
Figura 3.13: O regime de chuvas no posto carnaubal	33
Figura 3.14: O regime de chuvas no Posto Croatá.....	33
Figura 3.15: Isozonas de igual relação	35
Figura 3.16: Curva Intensidade-Duração-Frequência com TR= 50 e 100 anos, utilizando o posto Croatá.	38
Figura 4.1: Localização da área	41
Figura 4.2: Localização da área em estudo em relação à bacia do Poti e às suas bacias vizinhas no estado do Ceará.....	50
Figura 4.3: Hidrografia da bacia dos açudes Inhuçu e Lontras.....	51
Figura 6.1: Dispositivos de medição e de controle da água para irrigação do lote	86
Figura 7.1: Curva Característica da Adutora Principal - D = 1800 mm - L = 460 m	97
Figura 7.2: Características Operacionais da Bomba	99
Figura 7.3: Características Dimensionais da Bomba	100
Figura 7.4: Condições Operacionais	101
Figura 7.5: Resultado da Simulação do Transitório Hidráulico da EBP (sem proteção e com proteção)	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1: Características das Estações Climatológicas Sobral e Crateús	25
Quadro 3.2: Umidade Relativa na Área em Estudo (em %)	26
Quadro 3.3: Umidade relativa (%) na Área em Estudo	26
Quadro 3.4: Evapotranspiração mensal média na Área em Estudo Estimada por Hargreaves e Penman-Montheith (mm)	28
Quadro 3.5: Insolação mensal média na Área em Estudo (hs)	29
Quadro 3.6: Velocidade média dos ventos na Área em Estudo (m/s)	30
Quadro 3.7: Características dos postos pluviométricos Croatá, Guaraciaba do Norte e Carnaubal.....	31
Quadro 3.8: Precipitação média mensal dos postos pluviométricos Croatá, Guaraciaba do Norte e Carnaubal	32
Quadro 3.9: Características das áreas de drenagens dos bueiros ao longo do Canal de Irrigação.	34
Quadro 3.10: Posto pluviométrico de Croatá e extensão da série histórica.	34
Quadro 3.11: Precipitações máximas (mm) em Croatá com durações de 1 dia para períodos de retorno de 50 e 100 anos, seguindo a distribuição Pearson Tipo III.	37
Quadro 3.12 - Estatísticas básicas da série de precipitações máximas com duração de 1 dia para os postos pluviométricos Guaraciaba do Norte e Croatá	37
Quadro 3.13: Precipitações máximas para $T_r = 50$ e 100 anos com duração de 24 horas (em milímetros) no posto de Croatá	37
Quadro 3.14: Precipitações máximas intensas com duração de 6 min, 1 hora e 24 horas (mm) associadas aos períodos de retorno de 50 e 100 anos no posto de Croatá.....	38
Quadro 3.15: Determinação da altura de chuva crítica sobre a área de drenagem dos bueiros em função da recorrência e da redução devido a área de contribuição.	39
Quadro 4.1: Distribuição das Unidades de Solos	45
Quadro 4.2: Resumo	46
Quadro 4.3: Vazões Regularizadas pelos Açudes Lontras e Inhuçu-Sotero (em hm^3)	52
Quadro 4.4: Nível de operação do reservatório (em hm^3) e garantia associada a retirada de $3,0 m^3/s$	53
Quadro 4.5: Estimativa do Balanço Hídrico pelo Método Simplificado de Thornthwaite & Mather para Croatá, CE.....	54
Quadro 4.6: Eficiência de Irrigação para Diferentes Métodos de Irrigação	55
Quadro 4.7: Déficit Hídrico Anual e Demandas Hídricas para Croatá	55
Quadro 4.8: Balanço Hídrico de Cultura para Croatá	57
Quadro 6.1: Principais características dos Canais Adutores	74
Quadro 6.2: Principais Características das Estações de Bombeamento Secundárias	80
Quadro 6.3: Características Técnicas da Rede Projetada.....	86
Quadro 6.4: Dimensionamentos dos bueiros do canal Croatá.	87
Quadro 6.5: Localização e características das valetas de drenagem do canal Croatá.....	88
Quadro 6.6: Principais Características das Estradas projetadas.....	89

Quadro 7.1: Capacidade de Condução de Água dos Canais Adutores Calculada Considerando o Regime Permanente e Uniforme	93
Quadro 7.2: Comparação de Investimentos pelo Método do Valor Presente Líquido.....	94
Quadro 7.3: Planilha de Cálculo da Curva Característica da Adutora Principal do Projeto de Irrigação da Ibiapaba	96
Quadro 7.4: Planilha de Cálculo da Curva Característica da Adutora Principal do Projeto de Irrigação da Ibiapaba	101
Quadro 7.5: Cálculo do Dimensionamento dos Reservatórios para 1ha	102
Quadro 7.6: Resumo dos Cálculos das Características das Elevatórias Secundárias	104
Quadro 7.7: Terreno de Boa Resistência Mecânica	121
Quadro 7.8: Resultado da Simulação do Transitório Hidráulico da EBP (sem proteção)	129
Quadro 7.9: Resultado da Simulação do Transitório Hidráulico da EBP (com proteção)	130

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

A região do Planalto da Ibiapaba destaca-se na economia cearense principalmente pelo cultivo de hortaliças, verduras e legumes que abastecem os mercados consumidores do Ceará, Piauí, Maranhão e Pará.

O potencial agrícola da serra da Ibiapaba é incontestável e sem dúvidas crescente e inovador, já é possível identificar algumas mudanças na forma de cultivo com objetivo de melhorar a qualidade dos produtos e respeitar mais os recursos naturais. Dentre essas inovações destacam-se os cultivos orgânicos, de frutas e floricultura.

O cultivo orgânico, hidropônico e cultivo protegido estão cada vez mais em evidência na serra, são incrementados manejos mais tecnificados e os consumidores terão hortaliças saudáveis e o meio ambiente agradece.

A agricultura orgânica é uma atividade que visa promover a preservação do meio ambiente, respeitando a biodiversidade e as atividades biológicas do solo. Desta forma, esta atividade enfatiza o uso de práticas de manejo em oposição ao uso de agrotóxicos, assim fixando de modo mais definitivo o homem no campo. Acredita-se que esta atividade seja uma forma de produção ecologicamente sustentável, socialmente justa e economicamente viável em todas as escalas da produção. No Ceará a agricultura orgânica tem uma área plantada de 13.820 ha, espalhados em vários municípios, sendo a maior concentração na microrregião da Ibiapaba.

A atividade de floricultura também encontra-se em crescimento na região principalmente nas imediações de São Benedito.

O Projeto de Irrigação da Ibiapaba visa a implantação de uma infraestrutura de irrigação eficiente e moderna que possibilitará a irrigação de aproximadamente 3.000 há de solos na parte serrana dos municípios de Croatá e Ipueiras no Estado do Ceará.

A água para o projeto será garantida pela perenização do rio Macambira, com a implantação dos açudes Lontras e Inhuçu.

2. JUSTIFICATIVA DO EMPREENDIMENTO

2. JUSTIFICATIVA DO EMPREENDIMENTO

Os estudos originais do Eixo de Integração da Ibiapaba elaborados pela SRH-CE em 2002 foram realizados a nível de reconhecimento e previam um circuito hidráulico de transposição entre as bacias do Poti e do Acaraú, com um desenvolvimento total de aproximadamente 19 km constituído pelos seguintes componentes principais:

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

O circuito hidráulico teria 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.

A concepção original baseou-se na cartografia disponível da época na escala 1:100.000 (SUDENE/IBGE), e em reconhecimento geológico preliminar da região.

Após a análise pormenorizada da solução delineada nos estudos anteriores e das principais condicionantes, o Consórcio ENGESOFT/IBI aprofundou os estudos de identificação de alternativas para os locais das obras e para o tipo de solução final a ser adotada.

Considerou-se nesta fase posterior a base cartográfica mais consistente na escala 1:25.000 elaborada por restituição de imagens de satélites de 2011, bem como os resultados de investigações geológicas e geotécnicas da região mais detalhadas.

Efetou-se também mais visitas de especialistas em barragens, geologia, túneis e PCH's aos locais do aproveitamento, com o objetivo de confirmar a viabilidade das soluções propostas e definir as condições de implantação das obras.

Estudos de viabilidade econômicas e financeiras realizados no desenvolvimento dos estudos (Etapa A4) demonstraram a inviabilidade da proposta original.

Do exposto, dada a complexidade da execução, dúvidas quanto á geotecnia e morosidade construtivas associadas ao túnel de adução e altos custos das obras, procuraram-se mais alternativas que permitissem diminuir a extensão desta estrutura linear, procurando locais alternativos para a localização da tomada d'água ou analisando a viabilidade de uma solução mista de bombeamento/adutora elevatória e túnel, além da possibilidade de utilização da água em locais mais próximos de modo a reduzir o custo da adução, beneficiar prioritariamente a bacia doadora (região da Ibiapaba), melhorando os indicadores das avaliações econômicas e financeiras para o projeto.

Para escolha da alternativa a ser detalhada considerou-se o atendimento das demandas da população da região do entorno das barragens, representadas pelas organizações políticas governamentais e não governamentais, e empreendedores do setor agrícola de todo o estado do Ceará. Referidos agentes reivindicaram a utilização dos recursos hídricos disponibilizados pelas obras na própria região, já que os potenciais locais para irrigação em termos de clima e solo são incontestes, e com a garantia de água a produção agrícola seria incrementada.

A nova alternativa avaliada e detalhada no presente Projeto Executivo considera a utilização de toda a água produzida, em decorrência dos açudes Inhuçu e Lontras, na região da Ibiapaba sem transposição para a bacia do Acaraú. A quantidade de água regularizada de cerca de 4 m³/s é relativamente pequena para transpor se considerarmos o alto custo do sistema túnel/PCH, e acarreta valores elevados para a água transposta. A nova alternativa envolve a utilização da água com irrigação de áreas na própria bacia onde é captada (Rios Inhuçu/Macambira).

A região conta com solos com vocação para agricultura irrigada, já bastante utilizada. A grande limitação para a exploração é a carência de água. Aquela parte da serra da Ibiapaba faz parte do Carrasco da Ibiapaba, verdadeira ilha de secura (menos de 600 mm de precipitação anual), quando em seu entorno chove uma média anual superior a 1.000 mm.

Após estudo pedológico, os resultados indicaram que cerca de 4.000 há de solos são aptos para irrigação a uma distância de no máximo 3 km da bacia hidráulica do futuro reservatório Lontras. Para a irrigação a água será captada do lago do reservatório do Açude Lontras por uma Estação de Bombeamento em canal de aproximação, bombeada em adutora de 0,46 km com bombeamento da ordem de 36 m, e distribuída por toda a mancha irrigável por canal gravitário.

Do canal a água será distribuída por estações de distribuição em reservatórios de compensação até os locais de tomada para os futuros irrigantes.

O Projeto engloba a implantação da infraestrutura hídrica (sistema de captação e adução, canais, reservatórios de compensação, tomadas para irrigação), infraestrutura viária (estradas de acesso, operação e manutenção), elétrico (subestações e rede de distribuição rural).

Cada parcela contará com equipamento de medição e controle da água a ser derivada para cada módulo. O projeto foi dimensionado voltado à exploração agrícola mixta com horticultura, fruticultura e floricultura.

O aproveitamento de cada área com irrigação ficará a cargo de cada usuário, que deverão ser produtores com áreas de módulos variando entre 40 e 60 ha, a serem integrados em um Distrito de Irrigação.

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO

3.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

As obras integrantes do Projeto de Irrigação da Ibiapaba estarão integradas ao Sistema Hídrico Inhuçu-Lontras, inseridas no território da sub-bacia do Poti, afluente de primeira ordem do rio Parnaíba, mais especificamente na sua região de alto curso, no Estado do Ceará.

As estruturas de captação para o projeto de irrigação estão localizadas no lago da Barragem Lontras e o caminhamento do seu sistema de adução principal intercepta quase o limite entre os municípios de Ipueiras e Croatá no sentido oeste/leste, cruzando o divisor de bacias (Poti/Acaraú).

As áreas irrigáveis contornam a sede municipal de Croatá, englobando 2.590 ha situadas a leste da estrada que liga as localidades de Croatá e São José das Lontras, em terras dos municípios de Croatá e Ipueiras no estado do Ceará.

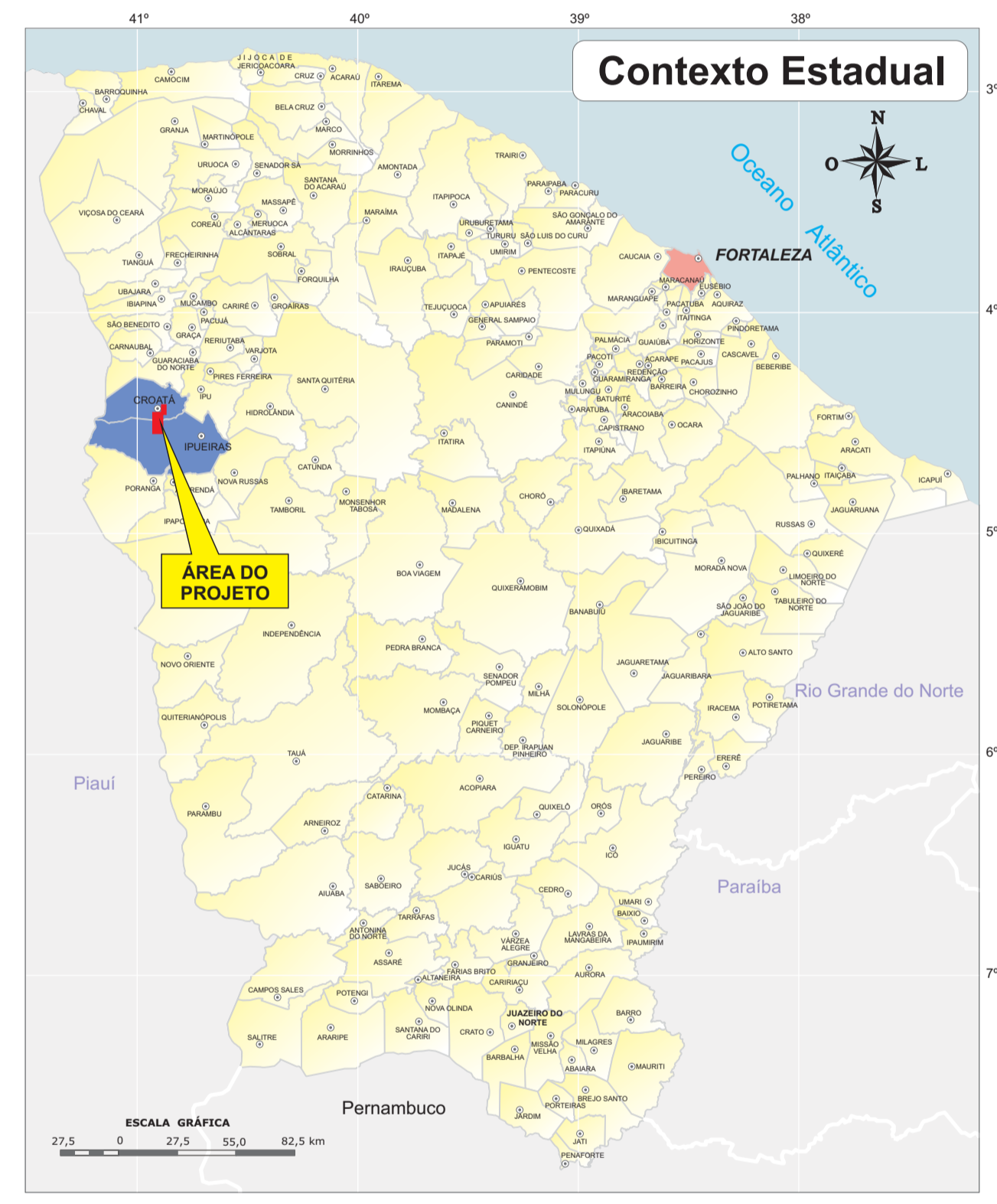
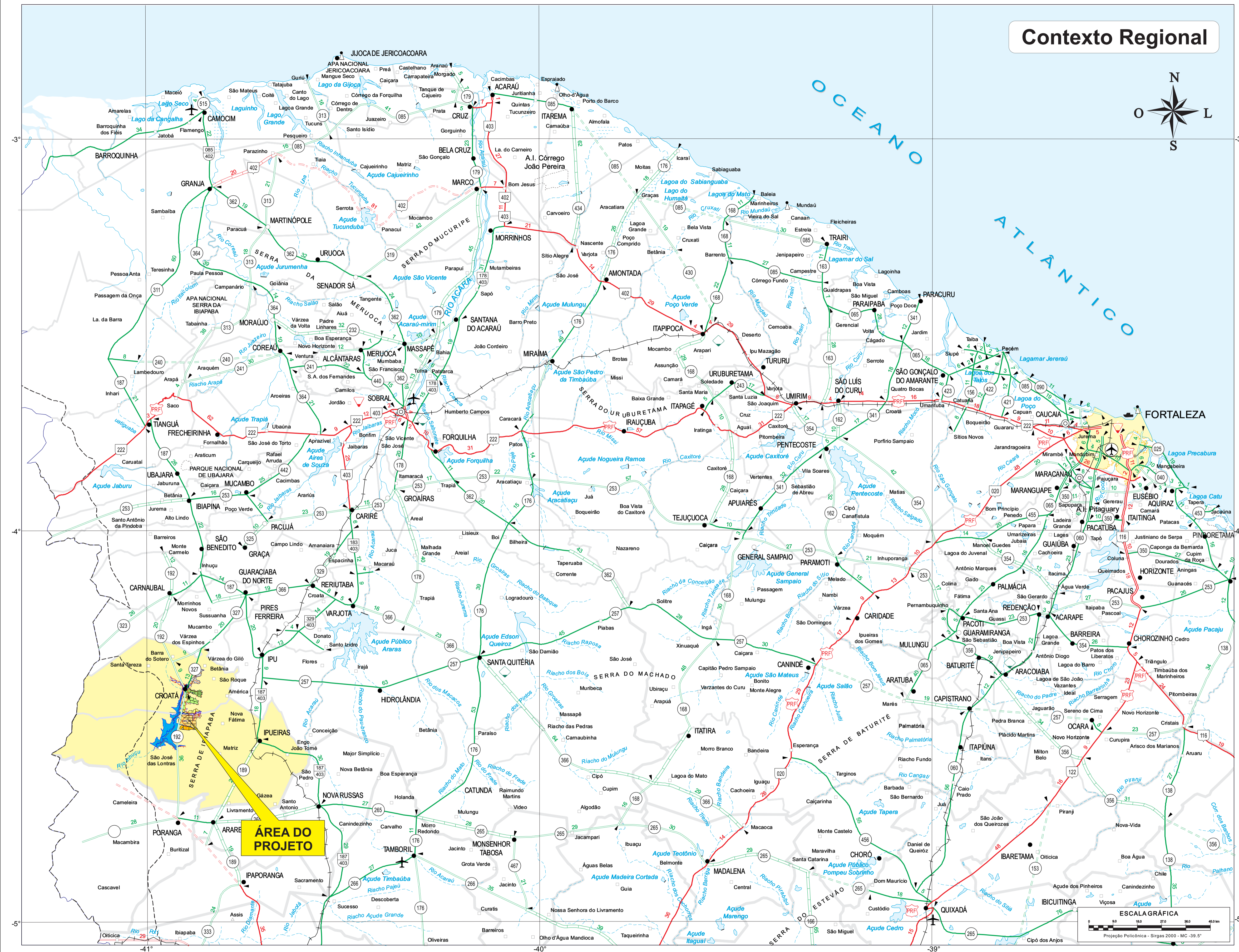
Desde Fortaleza o acesso a área do empreendimento pode ser feito através da BR-222, percorrendo-se nesta cerca de 297 km até a cidade de Tianguá. A partir daí toma-se a CE-187, rodovia pavimentada que permite o acesso às sedes dos municípios de Guaraciaba do Norte e Ipueiras (104 km). O principal acesso a cidade de Croatá se dá tomando-se a CE-327, no entroncamento desta com a CE-187, em Guaraciaba do Norte, percorrendo-se nesta 35 km.

Outra opção de percurso pode ser feita a partir de Fortaleza tomando-se a BR-020 até a cidade de Canindé (113 km). Toma-se, então, a rodovia CE-257 por cerca de 181 km até a bifurcação com a CE-187, situada 17 km ao norte da cidade de Ipueiras e 26 km ao sul da cidade de Guaraciaba do Norte e do entroncamento com a CE-327, que permite o acesso a Croatá.

Como alternativa, o acesso aéreo a área do empreendimento pode ser feito através dos aeródromos de Ipueiras, Ipu, Tianguá e Hidrolândia. O mapa de localização e acessos da área de abrangência do estudo encontra-se apresentado na **Figura 3.1**.

3.2. GEOLOGIA REGIONAL

O território da área onde será implantado o Projeto de Irrigação Ibiapaba encontra-se quase integralmente assente sobre os sedimentos da Formação Serra Grande, aparecendo com menor representatividade as Aluviões do rio Macambira, afluente do rio Poti.



RODOVIAS		FERROVIAS		LIMITES		ÁREAS URBANAS	
Federais	Estaduais	Existente com tráfego / selva suspensa	Em Construção	Internacional	Intermunicipal	Capital/Região Metropolitana	Cidades
Duplicada	Duplicada	Em Construção	Planejada	Interestadual	Intermunicipal	Acima de 500.000 habitantes	100.000 a 500.000 habitantes
Em Duplicação	Em Duplicação	Planejada	Planejada	Interestadual em Litígio	Intermunicipal	10.000 a 100.000 habitantes	10.000 a 100.000 habitantes
Pavimentada	Pavimentada	Planejada	Hidroviária	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Abaixo de 10.000	Localidades IBGE
Em Pavimentação	Em Pavimentação	Planejada	Hidrografia	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Implantada	Implantada	Planejada	Rio e Lago Permanente	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Em Implantação	Em Implantação	Planejada	Rio e Lago Intermitente	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Letto Natural	Letto Natural	Planejada	Barragem e Açude	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Planejada	Planejada	Planejada	Salinas	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Concedida	Concedida	Planejada	Área Alagadiga	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Distância Parcial em km	Distância Parcial em km	Planejada	Dunas	Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Troncos MP 0.82/2002	Troncos MP 0.82/2002	Planejada		Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades
Unidade Local Federal	Unidade Local Estadual	Planejada		Intermunicipal	Parque Nacional, Reserva Florestal e Terras Indígenas	Localidades IBGE	Outras Localidades

NOTAS

1. Este mapa foi elaborado com base em dados fornecidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e pelo Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE).

2. A área do projeto está destacada em amarelo.

3. O mapa não representa fronteiras políticas oficiais.

4. A escala gráfica é de 1:100.000.

5. O mapa foi elaborado em março de 2012.

Nº	DESCRIÇÃO	DATA

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

PROJETO DE IRRIGAÇÃO DA IBIAPABA
MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

CONSORCIO:

ESCALA: 1/100
 DATA: MARÇO / 2012
 PROJETO:

DESENHISTA:
 DESENHO: 001
 PRANCHA: 01/01

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:

A Formação Serra Grande tem ocorrência restrita à área do Planalto da Ibiapaba. Integra a seqüência de unidades sedimentares da Bacia do Parnaíba (ou Bacia do Maranhão-Piauí) e compreende um pacote de arenitos finos a grosseiros e conglomeráticos, com intercalações siltosas e argilosas, bem definidas, cuja presença pode ser observada nos afloramentos das escarpas da Serra da Ibiapaba. Sua posição é basal, em relação à estratigrafia da bacia, apoiando-se diretamente sobre o substrato cristalino. Quando não perturbado por tectonismo, o acamamento mergulha alguns graus para oeste, isto é, para o interior da bacia sedimentar.

O contato dos arenitos com o embasamento cristalino exhibe a presença de conglomerados heterogêneos, silicificados ou cauliniticos, consolidados, constituídos por rochas do próprio embasamento.

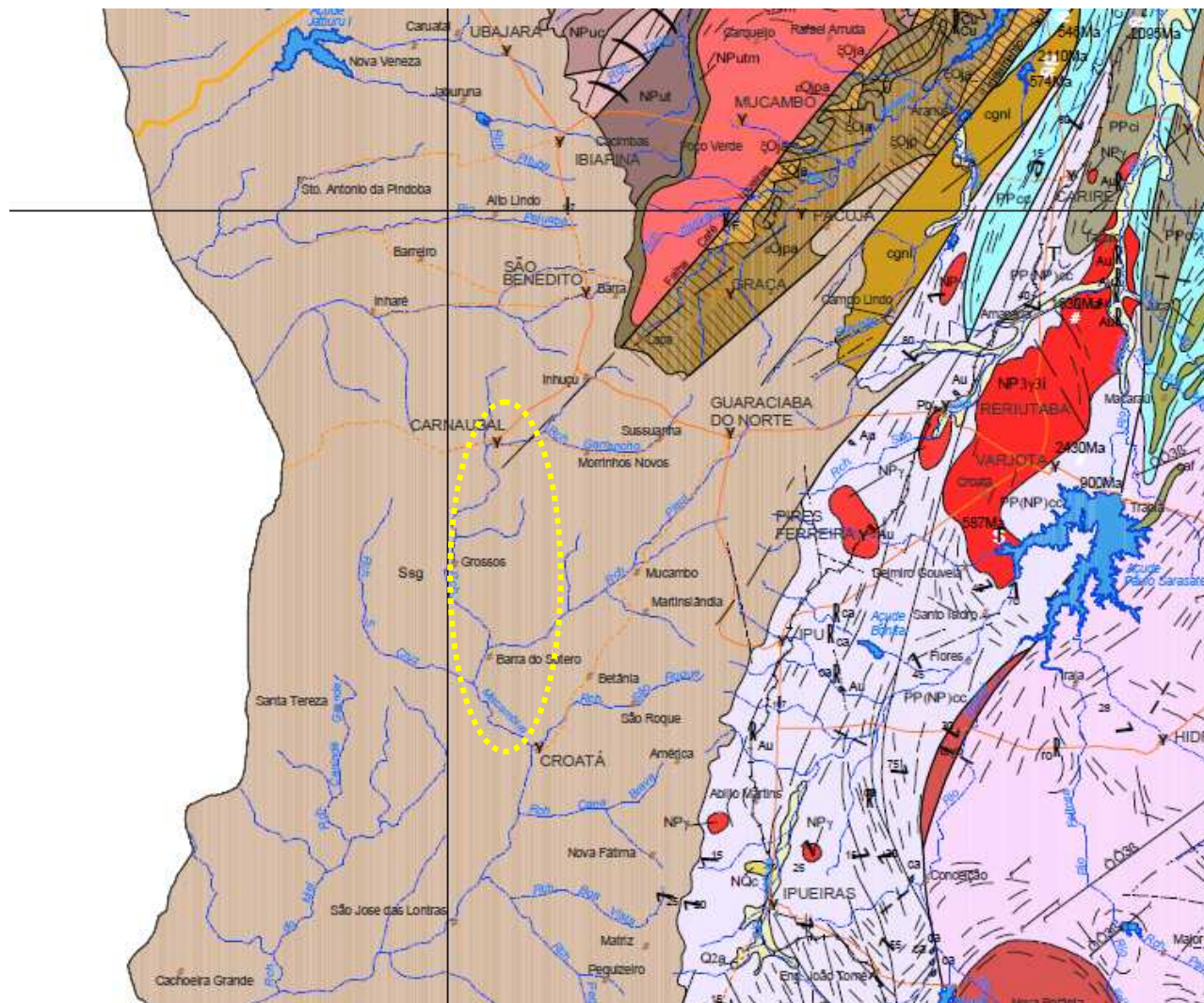
O arenito é geralmente fino e se apresenta associado a estratos sub-horizontais de siltitos e folhelhos intercalados, sendo finamente estratificado, friável e freqüentemente pouco consistente, de cor cinza claro amarelado e, às vezes, vermelho ferruginoso, ou cinza escuro, formando paredões verticais, freqüentemente de grande altura.

Ao longo dos paredões, as variações de resistência e consistência das diversas camadas se refletem na forma de patamares escalonados, que também podem coincidir com juntas de alívio sub-horizontais, ao longo dos quais costumam se instalar os caminhos preferenciais de percolação. Tais fraturas e descontinuidades se apresentam freqüentemente abertas, lisas, com oxidação das paredes e vestígios de circulação d'água.

Além disso, embora, de um modo geral, os arenitos sejam adequados para o assentamento de estruturas de concreto, podem ocorrer variações bruscas e localizadas de coerência do material, capazes de acarretar sobre-escavações significativas, de difícil previsão e antecipação.

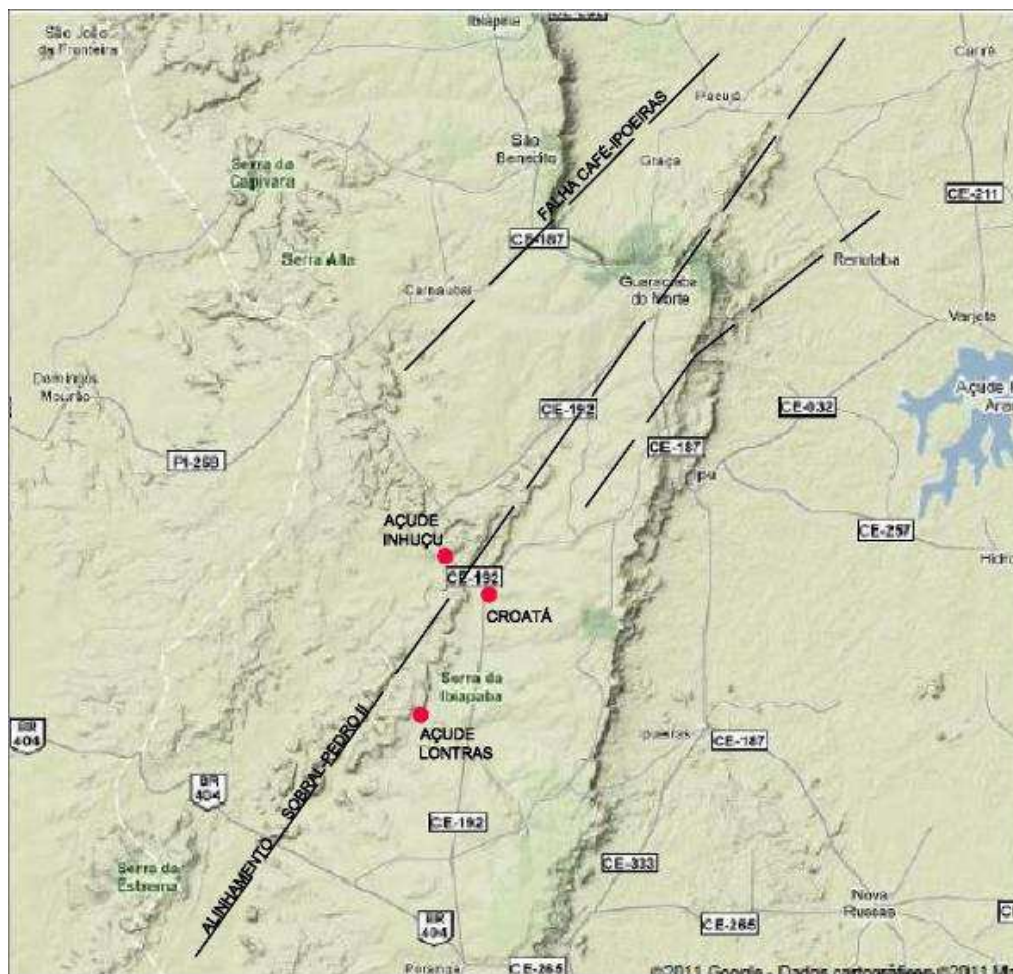
As Aluviões, por sua vez, apresentam-se mais representativas apenas nas planícies fluviais do rio Macambira e Jatobá, estando litologicamente representadas por areias finas a grosseiras, de cores esbranquiçadas. Os afloramentos rochosos são abundantes nas margens dos rios. Nesta unidade geológica deve-se atentar para os riscos de problemas de colapsividade dos solos, em geral, associados aos depósitos arenosos aluvionares.

Em termos estruturais merece destaque a presença na região de dois importantes lineamentos, Sobral-Pedro II, que passa pela cidade de Guaraciaba do Norte e a Falha Café-Ipueiras, que passa próximo à localidade de Inhuçu, estando posicionada paralela ao outro lineamento. Observa-se que na área do estudo a reativação de lineamentos tectônicos, orientados segundo NE-SW, resultou na formação de uma extensa fossa, marcada pelo abatimento e basculamento de blocos, com possíveis reflexos nos projetos (**Figuras 3.2 e 3.3**).



Fonte: Mapa Geológico do CPRM - 2003

Figura 3.2: Uma extensa fossa tectônica afetou o embasamento cristalino e se refletiu também nos sedimentos devonianos da Formação Serra Geral. A área de interesse aos empreendimentos, assinalada pela elipse, foi afetada pelo referido tectonismo



Fonte: Mapas Google

Figura 3.3: Configuração do terreno na região de interesse ao empreendimento, onde se notam os reflexos do tectonismo nas atuais formas de relevo, mesmo na área com cobertura sedimentar da Formação Serra Geral

Quanto as litologias predominantes, observa-se que as obras do projeto de irrigação atravessarão rochas areníticas da Formação Serra Grande, com orientação monoclinial e inclinação de poucos graus Oeste.

Nesta área a Formação Serra Grande apresenta estratos com grande expressão areal, com variações litológicas que vão desde arenitos muito compactos, com cimento ferruginoso, arenitos cinzentos com passagens conglomerádicas, até silto-arenitos de cores claras e aspecto mais brando.

Também foi possível observar nos afloramentos variações importantes no grau de fraturação e alteração das rochas. Estima-se que em profundidade o grau de alteração seja mais reduzido, com exceção das zonas tectonizadas. Ressalta-se, no entanto, que não são referidas falhas geológicas importantes no traçado das principais obras de captação e adução.

3.3. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Com relação à geomorfologia, a área do estudo encontra-se posicionada sobre o Planalto da Ibiapaba, apresentando uma superfície aplainada, que constitui um exemplo de forma estrutural de relevo.

O Planalto da Ibiapaba coincide com um nível de aplainamento desenvolvido nos arenitos da Formação Serra Grande com altitudes variando de 550 a 900 m e rede de drenagem pouco densa. O seu bordo oriental apresenta um relevo de cuesta que é o atual limite da bacia sedimentar do Piauí-Maranhão. A frente desta cuesta está voltada para leste, é contínua, e exibe um aspecto festonado decorrente da ação de processos erosivos de natureza regressiva. Os principais agentes responsáveis por esse festonamento são os rios obseqüentes ou anaclinais.

A cornija é formada por nível arenítico mais resistente, preservado e posto em evidência por erosão diferencial. A superfície do reverso é coincidente com a do aplainamento pliocênico, exibindo, pois, uma inclinação para oeste ligeiramente inferior à de uma superfície coincidente com o mergulho dos leitos areníticos da Formação Serra Grande.

O relevo, de um modo geral, é aplainado, com leves ondulações de onde se destacam pequenos montes de termitas. A monotonia topográfica é quebrada pela presença de patamares interiores escalonados em vários níveis e de áreas isoladas submetidas a intensos processos de dissecação. Tais áreas caracterizam-se por um relevo acidentado e por apresentarem as melhores exposições de rochas. Nas áreas aplainadas é notória a escassez de afloramentos em face de uma espessa cobertura areno-quartzosa de cores esbranquiçada e creme amarelada.

3.4. SOLOS

Analisando a distribuição dos principais tipos de solos na área do projeto observa-se a predominância de solos propícios ao uso agrícola, conforme se pode constatar pelos resultados dos estudos pedológicos específicos elaborados na área ao nível de semi-detalhe.

Predominam os Neossolos Quartzarênicos, seguidos pelos Latossolos Vermelho Amarelo Distróficos e em menor escala pelos Neossolos Litólicos.

Os Neossolos Quartzarênicos caracterizam-se pela baixa fertilidade natural, textura muito arenosa, grande profundidade efetiva e drenagem excessiva, ocorrendo em áreas de relevo plano a suave ondulado. O aproveitamento agrícola racional deste solo requer adubações químicas e orgânicas, inclusive com micronutrientes, irrigação e adoção de práticas de conservação dos solos, com vista a evitar o desencadeamento de processos erosivos.

Os Latossolos Vermelho Amarelo Distróficos são solos profundos a muito profundos, de textura média, se desenvolvendo em relevo plano a suave ondulado. A maior limitação do uso agrícola

destes solos decorre de sua baixa fertilidade natural e da acidez, por vezes excessiva, que requer além de adubação, o uso de corretivos e irrigação.

Os Neossolos Litólicos são solos rasos de textura arenosa/média, apresentando pedregosidade/rochosidade superficial, sendo bastante susceptíveis a erosão, face a reduzida espessura, não se prestando ao uso agrícola, razão pela qual geralmente apresentam sua cobertura vegetal preservada.

Os Neossolos Flúvicos ocupam as partes de cotas mais baixas da região, em relevo plano a suave ondulado apresentando maior expressão geográfica no vale do rio Macambira. São solos de fertilidade natural alta, com drenagem moderada a imperfeita, sem problemas de erosão, mas com riscos periódicos de inundação. São moderadamente profundos a muito profundos, com texturas variando desde arenosas até argilosas. Quanto às propriedades químicas, apresentam reação desde moderadamente ácida até alcalina, argila de atividade alta, baixa saturação de alumínio e alta saturação de bases.

Os Argissolos Vermelho Amarelo apresentam média a alta fertilidade natural, textura argilosa, sendo moderadamente a bem drenados, moderadamente ácidos a ácidos. Ocorrem em relevo suave ondulado nas encostas da chapada e forte ondulado e montanhoso nas proximidades do seu front. Exigem práticas de conservação e adubação simples, tendo como principal limitação ao desenvolvimento agrícola a escassez de recursos hídricos e o relevo movimentado.

Os Latossolos Vermelho Escuro Eutrófico podzólico são solos profundos a muito profundos, porosos, textura argilosa e média, de fertilidade natural média a alta, bem a fortemente drenados e moderadamente ácidos a praticamente neutros. Ocorrem em relevo suave ondulado.

3.5. ASPECTOS CLIMÁTICOS

3.5.1. Caracterização Climatológica

A abordagem climatológica é proveniente dos estudos hidroclimatológicos específicos elaborados para a área de abrangência dos estudos realizados nas bacias hidrográficas dos açudes Inhuçu e Lontras, no que diz respeito ao aproveitamento dos seus recursos hídricos.

Existem quatorze estações climatológicas no Estado do Ceará pertencentes ao INMET - Instituto Nacional de Meteorologia – das quais duas se situam nas proximidades da área em estudo: Sobral (na bacia vizinha do Rio Acaraú) e Crateús (na própria bacia do Rio Poti) (**Figura 3.4**). As características das estações climatológicas mencionadas encontram-se no **Quadro 3.1**.

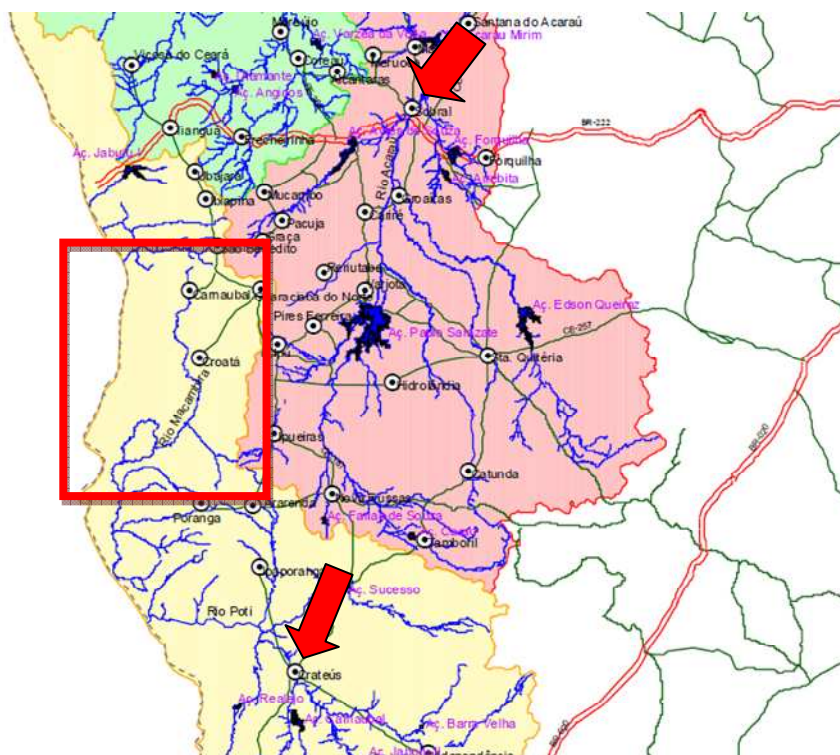


Figura 3.4: Localização das estações climatológicas de Sobral e Crateús em relação à bacia hidrográfica do rio Inhuçú/Lontras (retângulo em vermelho).

Quadro 3.1: Características das Estações Climatológicas Sobral e Crateús

Município	Código	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Total de Anos
Sobral	82392	03°44'S	40°20'W	109,6	23
Crateús	82583	05°10'S	40°40'W	296,8	23

Fonte: INMET (1990)

A estação climatológica Crateús, embora faça parte da bacia do Poti, está localizada na área mais semi-árida do Estado do Ceará, não refletindo o microclima mais ameno das bacias, em decorrência de altitudes mais elevadas. Sendo assim, em não existindo uma estação mais próxima dos barramentos, selecionou-se a estação Sobral como representativa das condições meteorológicas da região estudada.

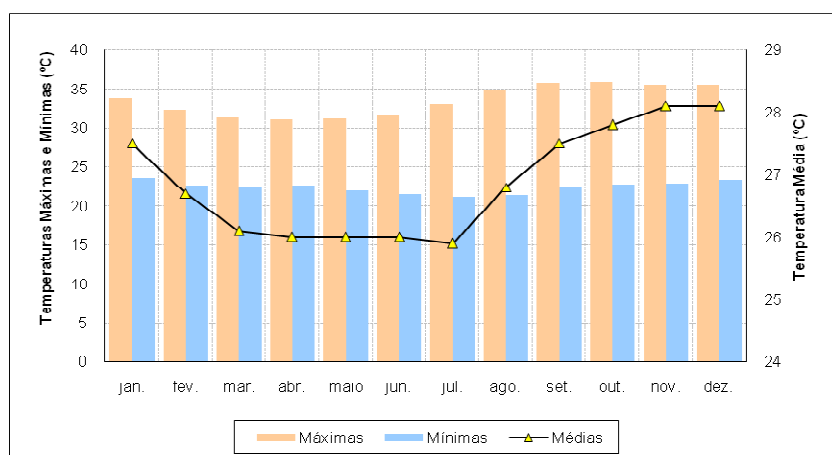
3.5.2. Temperatura

O regime térmico regional é caracterizado por temperaturas médias em torno de 27°C. Os valores máximos ocorrem nos meses de setembro a dezembro e os mínimos, nos meses de abril a julho, durante a quadra chuvosa. No **Quadro 3.2** e na **Figura 3.5** são apresentados os valores de temperaturas médias, máximas e mínimas na estação Sobral.

Quadro 3.2: Umidade Relativa na Área em Estudo (em %)

T (°C)	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.	Média
Máximas	33,8	32,3	31,4	31,1	31,2	31,6	33,0	34,8	35,8	35,9	35,6	35,5	33,5
Mínimas	23,6	22,6	22,5	22,6	21,9	21,5	21,2	21,4	22,4	22,8	22,9	23,3	22,4
Médias	27,5	26,7	26,1	26,0	26,0	26,0	25,9	26,8	27,5	27,8	28,1	28,1	26,9

Fonte: INMET (1990)



Fonte: INMET (1990)

Figura 3.5: Temperaturas Máximas, Médias e Mínimas na Área em Estudo (em °C).

3.5.3. Umidade Relativa

A umidade média anual na região se situa em torno de 70%. As variações mensais estão intimamente relacionadas às irregularidades temporais do regime pluviométrico. A estação de Sobral (considerada como característica da região) apresenta maiores valores de umidade nos meses de março a maio; o período menos úmido, em termos gerais, se situa no segundo semestre do ano, nos meses de agosto a novembro, como pode ser observado no **Quadro 3.3** e na **Figura 3.6**.

Quadro 3.3: Umidade relativa (%) na Área em Estudo

Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Maio	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
69,0	74,0	81,0	85,0	80,0	74,0	66,0	55,0	55,0	58,0	57,0	61,0

Fonte: INMET (1990)

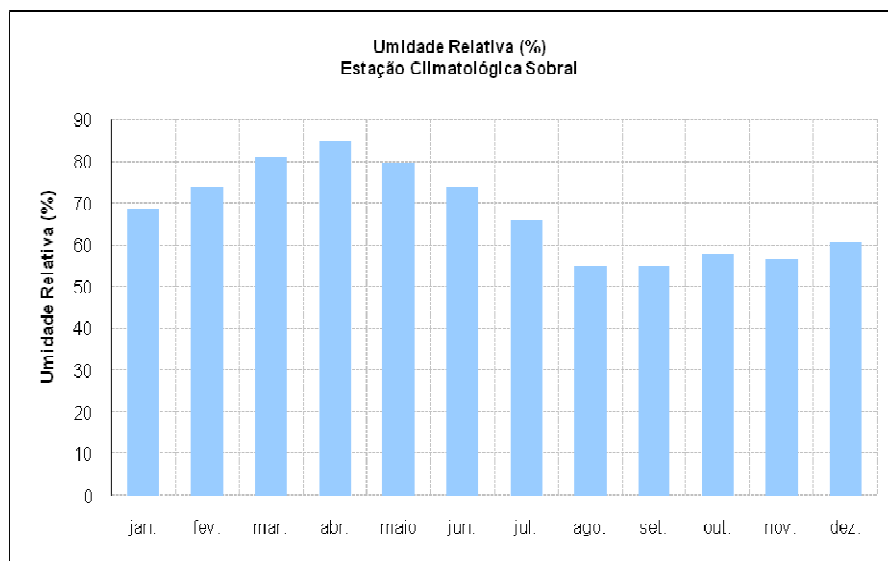
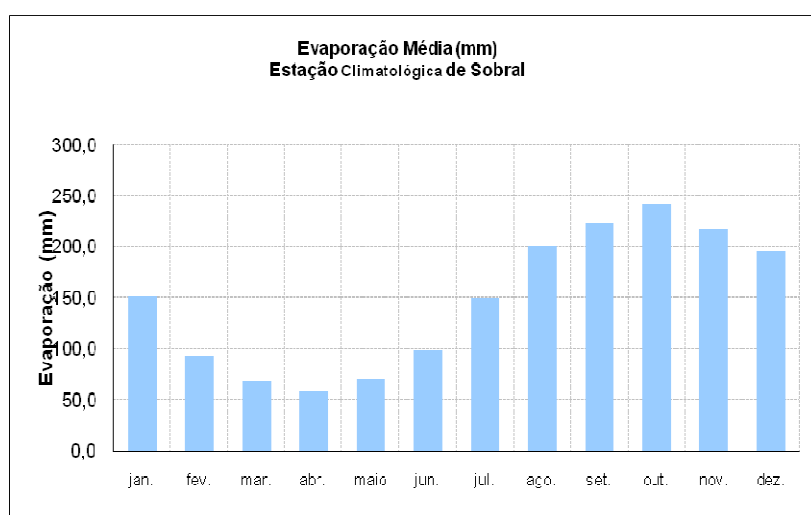


Figura 3.6: Umidade relativa (%) na Área em Estudo

3.5.4. Evaporação

Adotando-se a estação climatológica Sobral como representativa da área em estudo, verifica-se que a evaporação anual média observada é de 1.774,8 mm, distribuída ao longo dos meses segundo a **Figura 3.7**.

A escolha de Sobral, com evaporação menor que Crateús, é ainda corroborada pelo valor da evaporação encontrado em uma estação em bacia vizinha, em Piripiri - Piauí. Tais medições, realizadas pelo INMET/DNOCS, apontam a evaporação média anual de 1.819,00 mm na Estação Climatológica Caldeirão.



Fonte: Fonte: INMET (1990)

Figura 3.7 - Evaporação média mensal na Área em Estudo

3.5.5. Evapotranspiração Potencial

Dentre os métodos disponíveis para a estimativa da evapotranspiração potencial (ETp) se destaca o de Hargreaves (1974), pela larga utilização em projetos de irrigação no Nordeste Brasileiro. Recentemente, entretanto, tem havido um consenso em torno da utilização de uma outra metodologia - a de Penman-Monteith - para a estimativa da Etp em todo o mundo.

O Método de Penman-Monteith é baseado no efeito combinado do transporte convectivo das massas de ar e da radiação líquida, conforme **Equação 3.1**.

$$\lambda_e \cdot ET_{pot} = \frac{\Delta_{vap} (R_n - G) + \rho_{ar} \cdot c_p \left(\frac{e_s - e_a}{r_a} \right)}{\Delta_{vap} + \gamma \left(1 + \frac{r_s}{r_a} \right)} \quad (3.1)$$

Onde: ETpot - evapotranspiração potencial, λ_e - entalpia da evaporação da água, Δ_{vap} - curva que descreve a pressão de saturação do vapor d'água, e_a - pressão de saturação do vapor, γ - constante do psicrômetro, r_s - bulk resistance resistance, r_a - resistência aerodinâmica, R_n - balanço de radiação, G - fluxo de calor através do solo e T_{ar} - a temperatura do ar (°C).

O Método de Hargreaves tem sido comumente utilizado no Nordeste Brasileiro para o cálculo da Evapotranspiração Potencial. De fácil utilização, o método fornece a Etp em função da temperatura média compensada, da umidade relativa do ar e de um coeficiente de correção que depende da latitude do local considerado, conforme **Equação 3.2**:

$$ETP = F \cdot (100 - U)^{1/2} \cdot 0,158 \cdot (32 + 1,8 T_{comp}) \quad (3.2)$$

onde: F - Fator dependente da latitude (adimensional); T_{comp} - Temperatura média compensada em °C e U - Umidade relativa do ar (%).

A evapotranspiração anual média estimada por Hargreaves é de 1.895,5mm e por Penman-Montheith é de 1.790,7mm, distribuída ao longo dos meses segundo o **Quadro 3.4** e **Figura 3.8**.

Quadro 3.4: Evapotranspiração mensal média na Área em Estudo Estimada por Hargreaves e Penman-Montheith (mm)

Método	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Hargreaves	156,9	142,5	128,7	133,2	146,6	144,3	163,1	177,6	179,7	186,6	175,8	160,6	1.895,6
Penman-Montheith	146,3	119,0	116,3	110,7	122,5	124,5	155,6	183,5	183,3	179,2	179,4	170,5	1.790,7

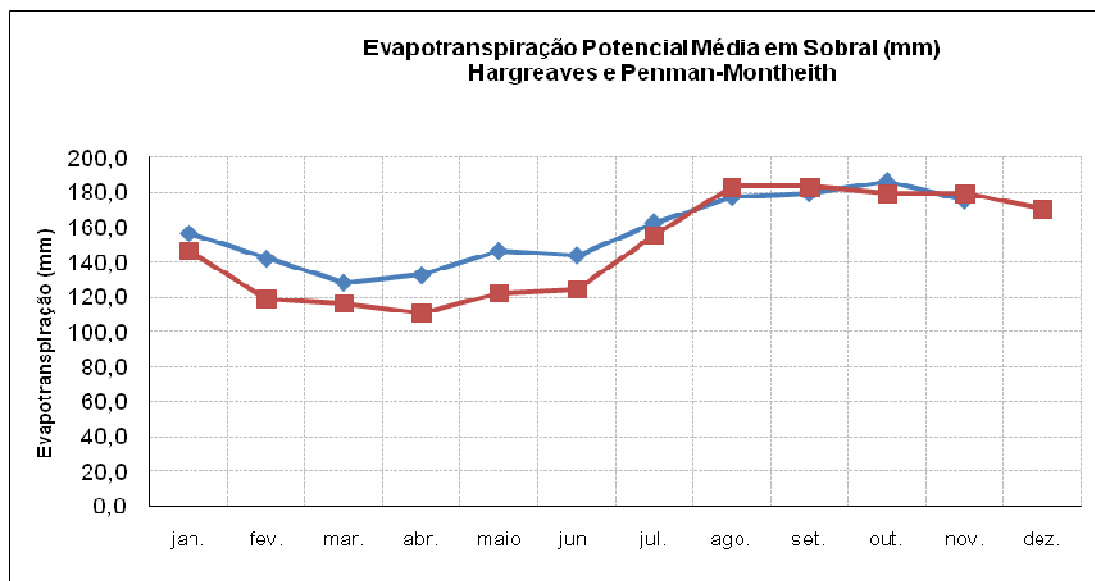


Figura 3.8: Evapotranspiração mensal média na Área em Estudo Estimada por Hargreaves e Penman-Montheith (mm)

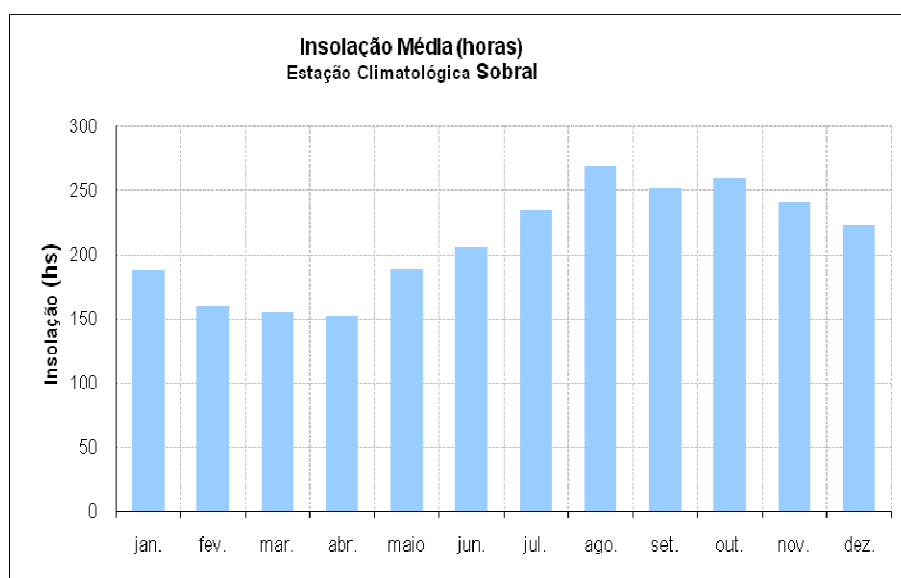
3.5.6. Insolação

O **Quadro 3.5**, juntamente com a **Figura 3.9**, mostram o número médio de horas de exposição ao sol, e sua distribuição mensal, na estação meteorológica Sobral. Em escala anual, a insolação na região se situa em torno de 2.525,2 horas, sendo os meses de menor insolação àqueles correspondentes ao período chuvoso, devido à presença de nebulosidade.

Quadro 3.5: Insolação mensal média na Área em Estudo (hs)

Estação	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Sobral	188,1	159,5	155,0	151,7	189,3	205,4	234,7	268,2	251,4	258,9	241,1	221,9	2525,2

Fonte: INMET (1990)



Fonte: INMET (1990)

Figura 3.9: Insolação mensal média na Área em Estudo (hs)

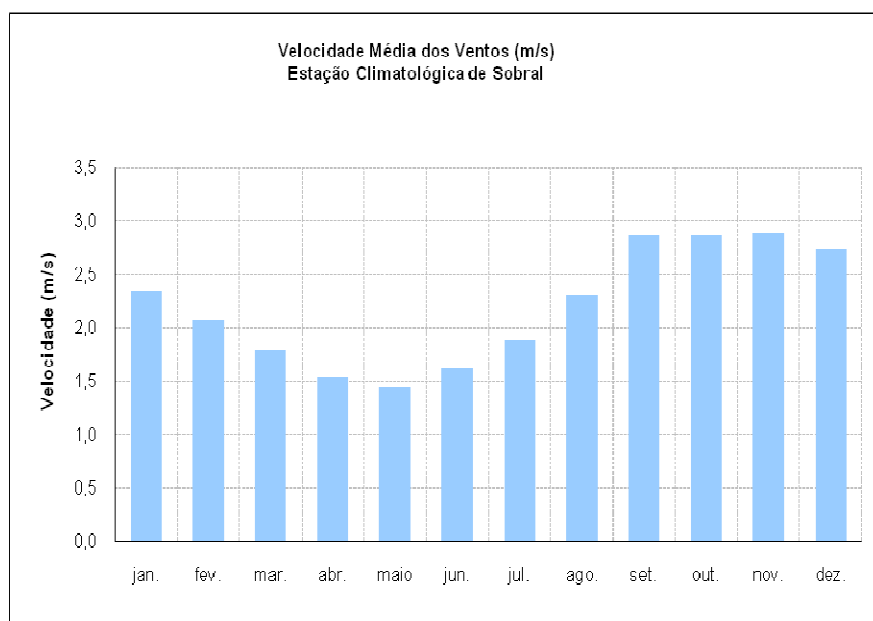
3.5.7. Velocidade dos Ventos

A velocidade média anual dos ventos é de 2,2 m/s, distribuída ao longo dos meses conforme **Quadro 3.6** e **Figura 3.10**.

Quadro 3.6: Velocidade média dos ventos na Área em Estudo (m/s)

Estação	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
Sobral	2,34	2,07	1,78	1,54	1,44	1,62	1,88	2,31	2,86	2,88	2,90	2,74	2,20

Fonte: INMET (1990)



Fonte: INMET (1990)

Figura 3.10: Velocidade média dos ventos na Área em Estudo (m/s)

3.5.8. Regime de Chuvas

A **Figura 3.11** apresenta as isoietas da Bacia do Poti traçadas pelo Diagnóstico, dos Estudos Básicos e dos Estudos de Viabilidade do Eixo de Integração da Ibiapaba (SRH/Consortio Montgomery Watson/Engesoft, 2000). Observa-se uma alta pluviometria na porção nordeste da bacia (marcada com retângulo vermelho), justificada pela influência da Serra da Ibiapaba, com índices que chegam a mais de 1.000mm. No entanto, uma região de maior aridez, com índice inferior a 800 mm, abrange parcela significativa da região em estudo e quase toda a bacia do rio Poti, onde será implantado o Projeto de Irrigação.

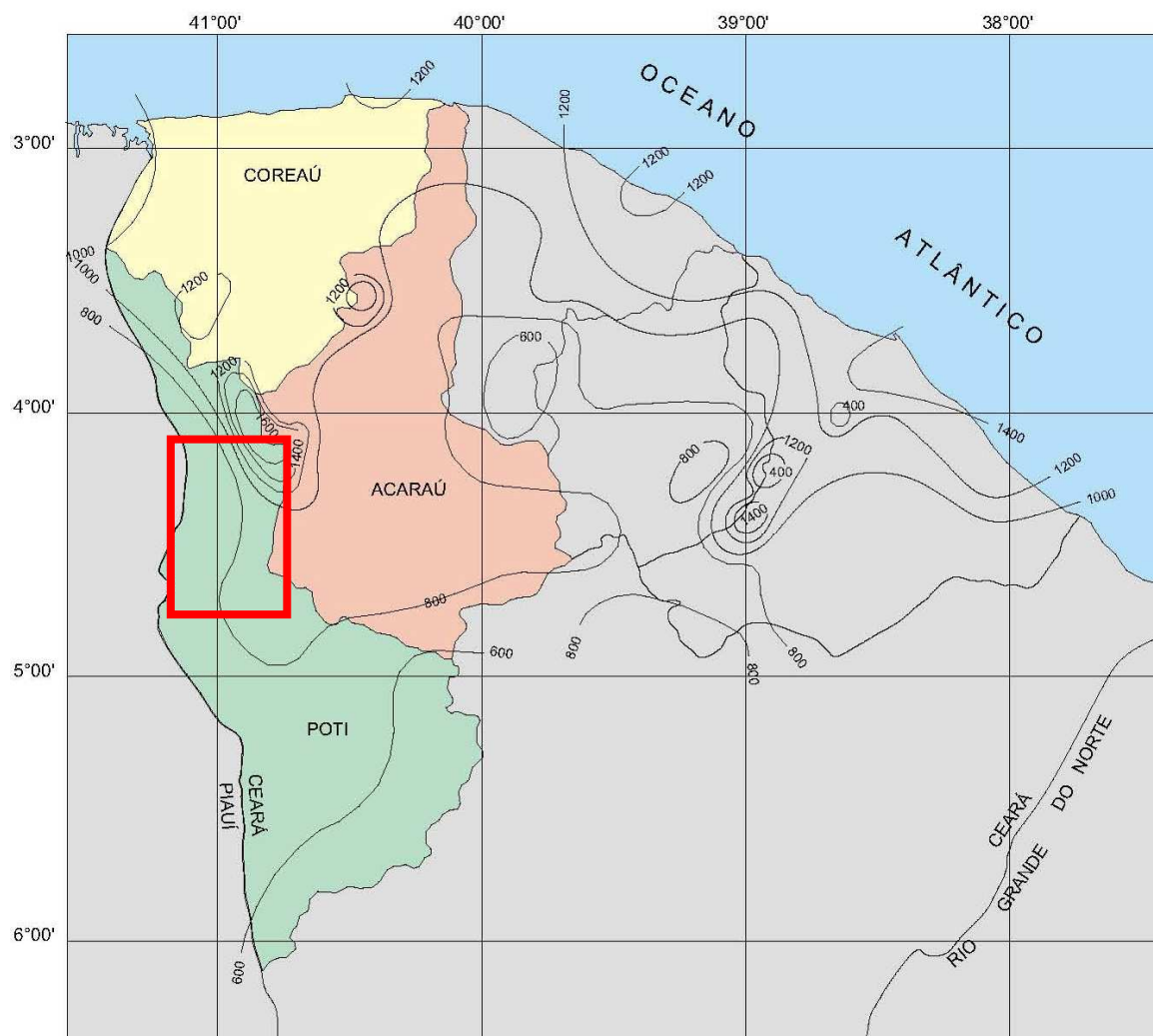


Figura 3.11: Isoietas das bacias do poti, acaraú e coreau (o retângulo em vermelho marca a área em estudo)

A consultar-se o banco de dados hidrológicos Hidroweb, da Agência Nacional de Águas, verificou-se que existem 22 postos pluviométricos nas proximidades e no interior da bacia estudada. As características dos postos pluviométricos Croatá, Guaraciaba do Norte e Carnaubal encontram-se no **Quadro 3.7**.

Quadro 3.7: Características dos postos pluviométricos Croatá, Guaraciaba do Norte e Carnaubal

Município	Posto	Código	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Período	Operadora
Croatá	Croatá	00440005	4:24:59 S	40:54:15 W	820	1962 - 2010	ANA
Guaraciaba do Norte	Guaraciaba do Norte	00440023	4:11 S	40:45 W	380	1912 - 2010	FUNCEME
Carnaubal	Carnaubal	00440004	4:10 S	40:57 W	700	1962 - 2010	FUNCEME

Fonte: Banco de dados Hidroweb

A distribuição das precipitações mensais nestes postos e na bacia (Polígono de Thiessen) é mostrada no **Quadro 3.8**.

Quadro 3.8: Precipitação média mensal dos postos pluviométricos Croatá, Guaraciaba do Norte e Carnaubal

Posto	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Croatá	73,4	92,9	143,3	156,4	66,9	20,5	7,2	0,4	0,0	0,8	4,8	33,1	599,70
Guaraciaba do Norte	122,8	204,5	319,5	290,4	160,2	59,4	26,6	8,5	3,2	6,4	16,1	42,0	1.259,60
Carnaubal	70,8	74,4	143,1	184,6	61,4	18,3	4,5	1,4	0,0	0,7	2,9	14,8	576,90
Bacia (Thiessen)	82,8	110,8	179,4	191,5	84,6	27,9	10,5	2,3	0,7	1,9	6,6	30,0	729,0

Fonte: Banco de dados Hidroweb

Observa-se nas **Figuras 3.12 a 3.14** que o regime de chuvas nos postos em questão e na bacia em estudo é o da região norte do Nordeste. Percebe-se, pela distribuição sazonal das chuvas, que o principal sistema atuante na bacia é a *Zona de Convergência Intertropical* responsável pelas chuvas de março a maio. Em caráter secundário, atuam os *Sistemas Frontais*, de dezembro a janeiro, e, em menor escala, as *Ondas de Leste*, responsáveis pelas chuvas de junho a agosto; os três sistemas agindo conjuntamente.

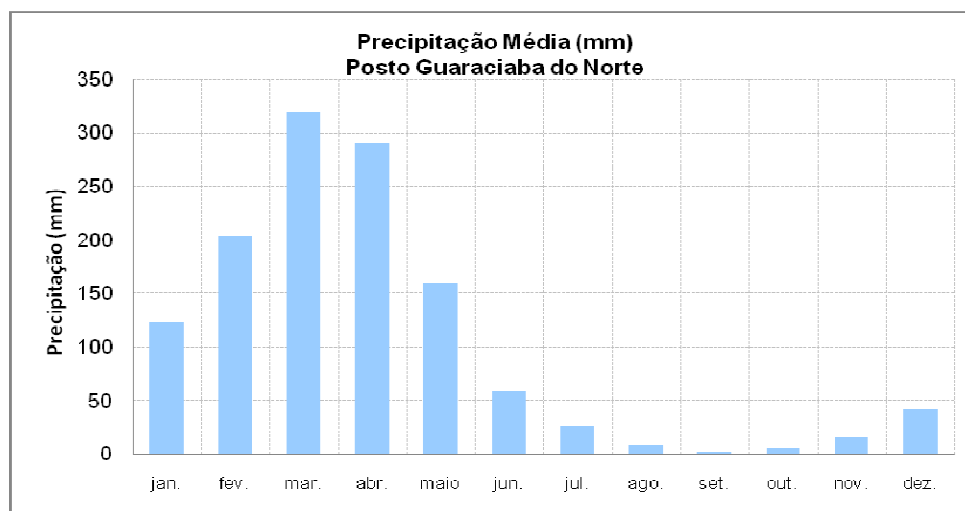


Figura 3.12: O regime de chuvas no posto Guaraciaba do norte

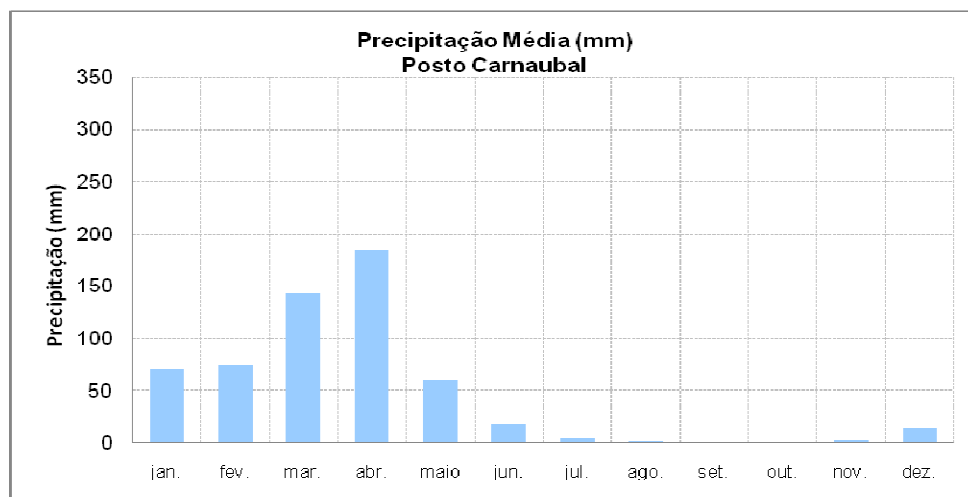


Figura 3.13: O regime de chuvas no posto carnaubal

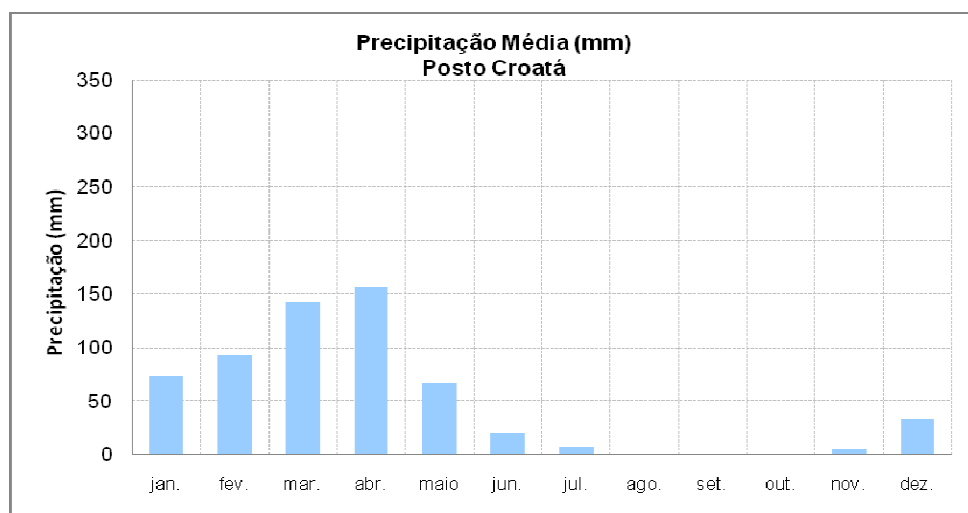


Figura 3.14: O regime de chuvas no Posto Croatá

3.5.9. O Regime de Chuvas Intensas Para o Projeto de Irrigação da Ibiapaba

O regime de chuvas intensas foi estudado tendo por objetivo o dimensionamento do sistema de drenagem para proteção das obras do Projeto de Irrigação.

Para as obras de drenagem com áreas de contribuição maiores que 25 km³ utilizou-se período de retorno 100 anos, enquanto que para as áreas menores adotou-se um retorno de 50 anos.

3.5.10. Determinação da duração da chuva crítica

Existem inúmeras fórmulas empíricas para o cálculo do tempo de concentração. No presente estudo foi utilizada a de Kirpich, publicada no "California Culverts Practice":

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.3)$$

onde:

t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do curso d'água, em quilômetros, e

H = desnível máximo ao longo de L, em metros.

As características das áreas de drenagens dos bueiros ao longo dos canais de irrigação, e seus respectivos tempos de concentração, se encontram no **Quadro 3.9**.

Quadro 3.9: Características das áreas de drenagens dos bueiros ao longo do Canal de Irrigação.

Bueiro	A (km ²)	L (km)	ΔH (m)	T_c (min)	TR (anos)	Metodologia Adotada
01	24,80	8,85	288,00	80	100	SCS
02	7,81	4,50	160,00	46	100	SCS
03	1,09	1,66	86,00	18	50	Racional
04	0,82	1,13	86,00	12	50	Racional
05	1,24	1,64	86,00	18	50	Racional
06	80,33	15,15	325,00	142	100	SCS
07	1,10	1,60	46,00	22	50	Racional
08	1,43	1,67	47,00	23	50	Racional

3.5.11. O posto pluviométrico utilizado

Na área de estudo não existem postos pluviográficos para avaliação direta das chuvas intensas. Quanto a postos pluviométricos, o de Croatá é o mais representativo do projeto de irrigação para definição da drenagem local.

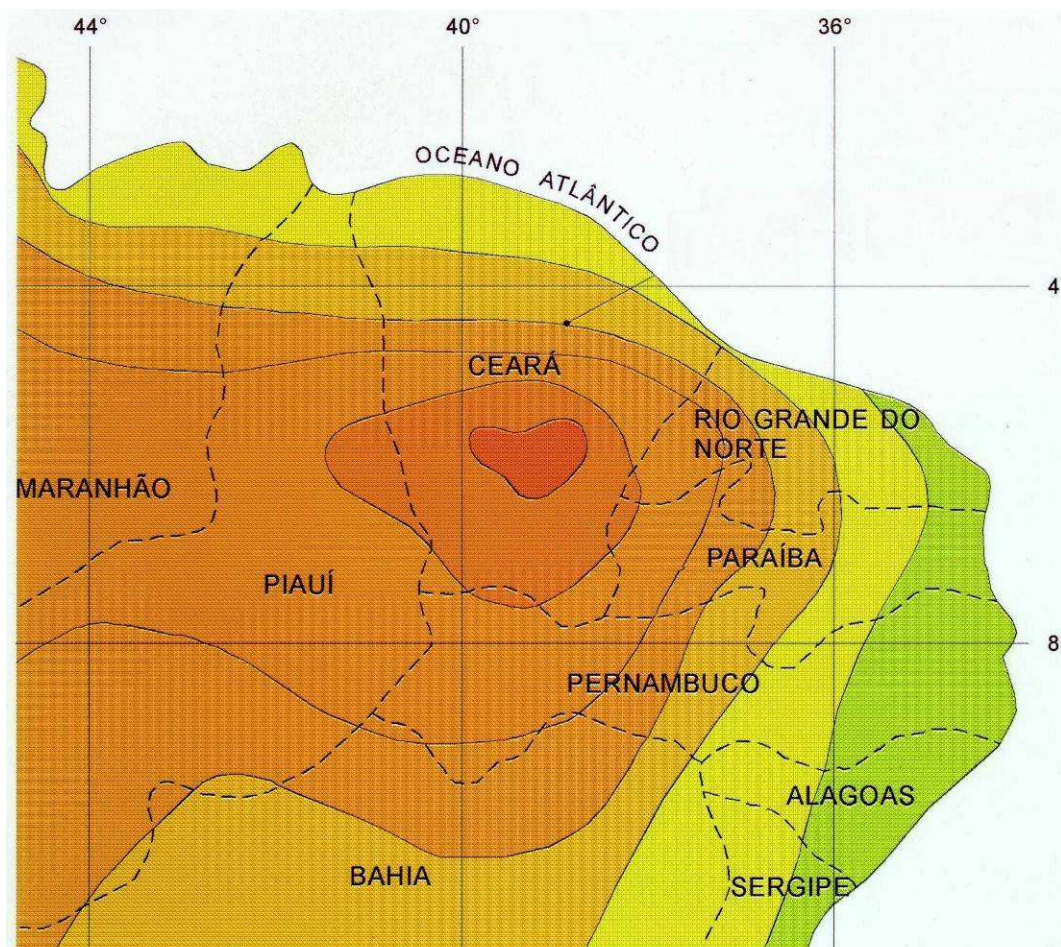
Quadro 3.10: Posto pluviométrico de Croatá e extensão da série histórica.

Posto	Período
Croatá	1962 – 2011

3.5.12. Metodologia para cálculo das chuvas intensas

Como alternativa ao método clássico dos pluviogramas, adotou-se o **Método das Isozonas** (Torrice, 1975). Este método utiliza dados de chuvas diárias e, através de um processo de desagregação, transforma para cada período de retorno, a chuva de 1 dia de duração, em chuvas de duração variando de 6 minutos a 24 horas.

O método tem por base o uso de "Isozonas", determinadas por Torrice, nas quais as relações entre as alturas de chuva de 1 hora e 24 horas e 6 minutos e 24 horas são constantes para um dado período de retorno (**Figura 3.15**).



ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO

ISOZONA	TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS											
	1 HORA / 24 HORAS CHUVA										6 min. 24h CHUVA	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5-50	100
B	38.1	37.8	37.5	37.4	37.3	37.2	36.9	36.6	35.4	34.3	8.4	7.5
C	40.1	39.7	39.5	39.3	39.2	39.1	38.0	38.4	37.2	36.2	9.6	9.0
D	42.0	41.6	41.4	41.2	41.1	41.0	40.7	40.3	39.0	37.9	11.2	10.0
E	44.0	43.6	43.3	43.2	43.0	42.9	42.6	42.2	40.9	39.6	12.6	11.2
F	46.0	45.5	45.5	45.1	44.9	44.9	44.6	44.1	42.7	41.3	13.9	12.4
G	47.9	47.4	47.2	47.0	46.0	45.7	46.4	45.9	44.5	43.1	16.4	13.7
H	49.9	49.4	49.1	49.9	49.9	46.5	46.3	47.0	46.3	44.9	16.7	14.9

Fonte: Torrico, 1975

Figura 3.15: Isozonas de igual relação

A metodologia empregada obedece a sequência descrita a seguir:

- Selecionar o posto pluviométrico;
- Selecionar, para cada ano, o valor da precipitação máxima diária e formar a série de máximos anuais;

- Ajustar a série de máximos anuais a uma ou mais distribuições de probabilidade e executar, para cada uma delas, o teste do qui-quadrado para verificar a qualidade do ajustamento;
- Selecionar uma distribuição de probabilidades e estimar, para os períodos de retorno desejados, a chuva intensa de um dia de duração;
- Transformar a chuva de um dia em chuva de 24 horas de duração através da relação

$$P_{24h} = 1,1 P_{1dia} \quad (3.4)$$

- Localizar a isozona do posto estudado e extrair da tabela os valores das relações entre a chuva de 24 horas e as chuvas de 1 hora e de 6 minutos, para os períodos de retorno em estudo;
- Calcular a chuva de 6 minutos hora de duração, através da multiplicação pelo fator R'

$$P_{6\text{ min}} = R' \cdot P_{24h} \quad (3.5)$$

- Calcular a chuva de 1 hora de duração, através da multiplicação pelo fator R

$$P_{1h} = R \cdot P_{24h} \quad (3.6)$$

- Conversão da chuva pontual em chuva espacial para toda a região pela equação:

$$P_A = P_0 \cdot \left(1 - W \cdot \log\left(\frac{A}{A_0}\right)\right) \quad (3.7)$$

onde:

W = parâmetro regional;

P_A = Precipitação sobre toda a área;

P_0 = Chuva pontual;

A = Área em estudo;

$A_0 = 25 \text{ km}^2$ (área base para chuva pontual).

3.5.13. Seleção da distribuição de probabilidades e estimativas dos valores das precipitações máximas

Os dados diários de precipitação do posto selecionado foram extraídos do banco de dados HIDROWEB da Agência Nacional de Águas. Calculou-se, para cada ano, as chuvas máximas com duração de 1 dia. Para a série de chuvas máximas anuais foram testados, através do software EXVAL, os ajustamentos a várias distribuições de probabilidades.

Os resultados, para os períodos de retorno de 50 e 100 anos, utilizando-se a distribuições de probabilidades Pearson Tipo II (Gama 2 parâmetros), que mostrou um excelente grau de ajustamento, encontram-se no **Quadro 3.11**.

Quadro 3.11: Precipitações máximas (mm) em Croatá com durações de 1 dia para períodos de retorno de 50 e 100 anos, seguindo a distribuição Pearson Tipo III.

Posto	Tr = 50 anos	Tr = 100 anos
Croatá	115,13 mm	123,13 mm

3.5.14. Características das Séries de Chuvas Máximas com 1 dia de Duração

Foram estimadas as principais estatísticas que caracterizam o regime de chuvas (**Quadro 3.12**).

Quadro 3.12 - Estatísticas básicas da série de precipitações máximas com duração de 1 dia para os postos pluviométricos Guaraciaba do Norte e Croatá

Características da Precipitação Máxima	Croatá
Média (mm)	64,6
Desvio Padrão (mm)	20,8
Coeficiente de Variação	0,32
Valor Máximo Observado (mm)	117,4
Valor Mínimo Observado (mm)	30,0

O quadro apresentado ressalta mais uma vez a enorme variabilidade interanual das precipitações e a necessidade de se usar séries as mais extensas possíveis, na região.

3.5.15. Chuvas máximas com durações de 24 horas

As chuvas virtuais de 24 horas de duração, contidas no **Quadro 3.13**, foram obtidas multiplicando-se as precipitações contidas no **Quadro 3.11** (posto Croatá) pelo fator 1,095 (para $P_{1\text{dia}}$):

$$P_{24h} = 1,095 P_{1\text{dia}} \quad (3.8)$$

Quadro 3.13: Precipitações máximas para Tr = 50 e 100 anos com duração de 24 horas (em milímetros) no posto de Croatá

T_r	Croatá P_{24h}
50 anos	126,07 mm
100 anos	134,83 mm

3.5.16. Chuvas Máximas com Duração de 1 hora

As precipitações intensas pontuais de 1 hora de duração nos postos Guaraciaba do Norte e Croatá para os períodos de retorno de 50 e 100 anos foram obtidas multiplicando-se a chuva pontual de 24 horas pelo fator R:

$$P_{1h} = R \cdot P_{24h} \quad (3.9)$$

Os valores de R, para cada período de retorno, foram extraídos da tabela respectiva e os resultados encontram-se no **Quadro 3.14**. A Isozona considerada foi a **D**. Os valores das chuvas pontuais de 6 min, 1 hora e 24 horas de duração referem-se a uma área de até 25 km².

Quadro 3.14: Precipitações máximas intensas com duração de 6 min, 1 hora e 24 horas (mm) associadas aos períodos de retorno de 50 e 100 anos no posto de Croatá

Tr	R (Isozona D)	Croatá		
		P _{24h}	P _{1h}	P _{6min}
50 anos	0,39	126,07	51,31	14,12
100 anos	0,39	134,83	54,34	13,48

Colocar em gráficos em papel probabilístico próprio, os valores P_{24h}, P_{1h} e P_{6min} e ligá-los através de uma reta para obtenção de chuvas de durações intermediárias (Figura 3.16).

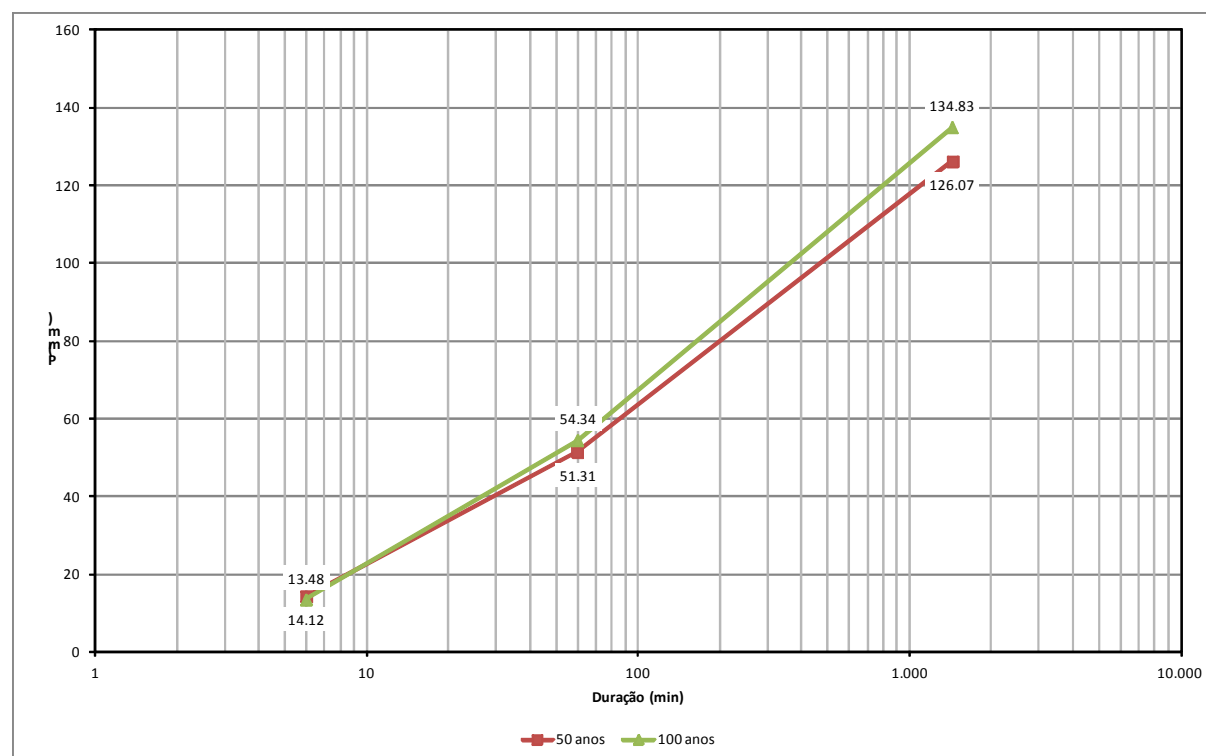


Figura 3.16: Curva Intensidade-Duração-Frequência com TR= 50 e 100 anos, utilizando o posto Croatá.

3.5.17. Conversão da chuva pontual em chuva espacial

A conversão de chuva pontual para chuva espacial, sob toda a área de interesse é feita pela **equação 3.10**, já apresentada anteriormente.

$$P_A = P_0 \cdot (1 - W \cdot \log(\frac{A}{A_0})) \quad (3.10)$$

onde: w = parâmetro regional; P_A = precipitação sobre toda a área; P_0 = chuva pontual; A = área em estudo e $A_0 = 25 \text{ km}^2$ (área base para chuva pontual). Os resultados para chuvas de 6 min, 1 hora e 24 horas estão expostos no **Quadro 3.14**.

No que tange o parâmetro w , normalmente adotado como sendo **0,22** em projetos hidrológicos na Região Nordeste, Meneses Filho (1991) alerta que seu valor é específico para cada duração de chuva, indicando, para duração de 1 a 6 dias, os valores 0,16, 0,12, 0,11 0,09, 0,08 e 0,07, respectivamente. Segundo o autor, a adoção do valor 0,22 conduziria a uma "superestimativa da redução espacial da chuva, ou seja, a computarem-se menores valores de precipitação média superficial".

O **Quadro 3.15** mostra as chuvas pontuais e reduzidas em função da área, sobre a área de drenagem dos Bueiros.

Quadro 3.15: Determinação da altura de chuva crítica sobre a área de drenagem dos bueiros em função da recorrência e da redução devido a área de contribuição.

Bueiro	A (km ²)	T _c (min)	Chuva Pontual		Chuva reduzida em função da Área	
			P ₅₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)	P ₅₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)
01	24,80	80	-	61,62	-	61,62
02	7,81	46	-	50,38	-	50,38
03	1,09	18	31,86	-	31,86	
04	0,82	12	25,31	-	25,31	
05	1,24	18	31,86	-	31,86	
06	80,33	142		75,80	-	67,35
07	1,10	22	35,10	-	35,10	
08	1,43	23	35,82	-	35,82	

Para o desenvolvimento da cheia de projeto em capítulo posterior, dois parâmetros devem ser inicialmente estimados: a duração da chuva e o intervalo de tempo para cada incremento de chuva. A duração da chuva deve ser, no mínimo, igual ao tempo de concentração da bacia.

4. ASPECTOS RELEVANTES PARA O PROJETO DE IRRIGAÇÃO

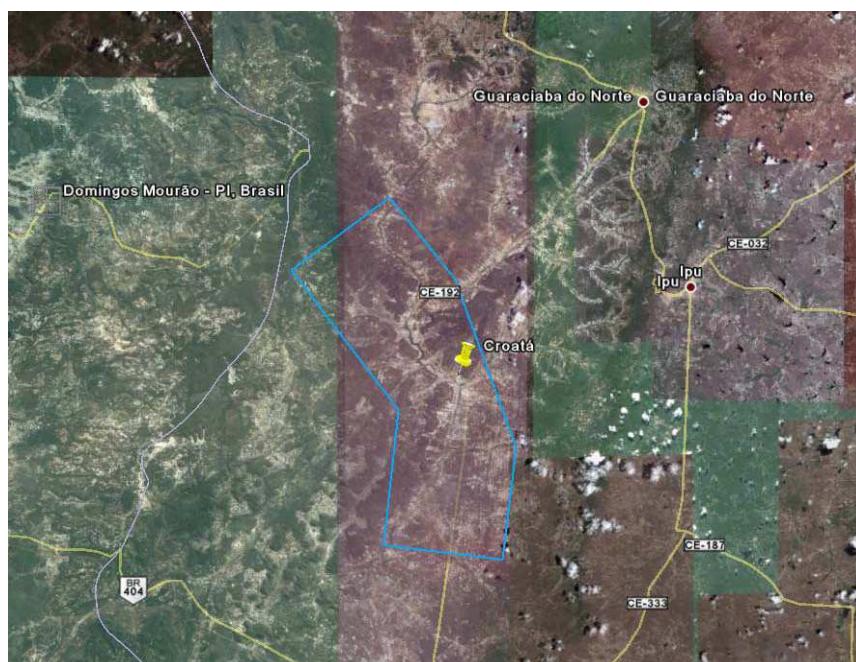
4. ASPECTOS RELEVANTES PARA O PROJETO DE IRRIGAÇÃO

4.1. CARTOGRAFIA PARA O PROJETO EXECUTIVO

A base cartográfica utilizada para o Projeto Executivo de Irrigação foi constituída por cartas resultantes de restituição aerofotogramétrica da área na escala 1:5.000.

Os estudos para cobertura e restituição aerofotogramétrica foram sub-contratados pelo Consórcio ENGESOFT/IBI com a empresa TOPOCART TOPOGRAFIA ENGENHARIA E AEROLEVANTAMENTOS S/S LTDA sediada em Brasília.

Os levantamentos foram executados numa área de aproximadamente 382 km² de cobertura aérea e 200 Km² de restituição, situada no estado do Ceará, abrangida pelo enquadramento geográfico de $\varphi=04^{\circ}12' S$, $\lambda =41^{\circ}10' WGr.$, e $\varphi=04^{\circ}36' S$, $\lambda =40^{\circ}44' WGr$, visando à implantação de todas as obras de engenharia do Projeto do Eixo de Integração da Ibiapaba. A **Figura 4.1** ilustra sua localização.



Fonte: Google Earth.

Figura 4.1: Localização da área

Em outubro de 2011 foi concluída a fase de Cobertura aerofotogramétrica, base para o mapeamento aerofotogramétrico na escala 1:5.000.

Os produtos finais do mapeamento foram entregues à SRH-CE, anexados ao 2º Relatório Parcial da Etapa A3. Constaram do seguinte:

- 01 (uma) coleção digital de todas as imagens brutas coloridas, gravadas em meio digital;
- 01 (um) foto-índice, em escala legível, articulado; e

- 01 (uma) via do Relatório Técnico, impresso e em extensão .pdf, contendo todas as etapas inerente aos serviços.

Sobre as cartas resultantes dos levantamentos aerofotogramétricos foram realizados levantamentos topográficos de amarração, bem como de locação das principais estruturas do projeto como o canal de aproximação, estações de bombeamento, adutora de recalque principal e canais adutores sul e norte.

4.2. POTENCIALIDADES DE SOLOS PARA IRRIGAÇÃO

4.2.1. Generalidades

A potencialidade de solos para irrigação foi definida tendo por base levantamento pedológico, ao nível de semi-detalhe, disponibilizado para a SRH-Ce no 2º Relatório Parcial da Etapa A3. Referido estudo, foi executado na área denominada “Lontras”, compreendida pelas coordenadas UTM extremas 9.501849-9515698 e 286358-292122 sob influência das águas represadas pelo açude homônimo, a ser construído em consequência dos presentes estudos.

A finalidade do mesmo foi identificar, caracterizar, classificar, descrever e mapear as unidades de solos contidas na área e, sobre as mesmas, emitir informações agrônômicas, para subsidiar futuros projetos executivos de irrigação.

A área objeto do estudo abrangeu terras pertencentes aos municípios de Ipueiras e Croatá no estado do Ceará. Esta área totalizou 3.117,47 ha dos quais 2.853,86 ha são considerados irrigáveis, ou seja, 91,44%, por métodos outros que não o da gravidade. Principalmente gotejamento e micro-aspersão.

Os principais solos da área são LATOSSOLOS AMARELOS e NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS.

O levantamento obedeceu as normas adotadas e recomendadas pelo Centro Nacional de Pesquisa de Solos da EMBRAPA, atendendo plenamente o número de observação de tradagens; o número de perfis descritos, coletados e analisados; a precisão dos limites entre manchas de unidades diferentes e a área mínima a ser mapeada; conforme exige o levantamento no nível acima citado.

A classificação das terras para a irrigação apoiou-se no uso dos critérios estabelecidos pelo Bureau of Reclamation dos Estados Unidos da América do Norte, que é adotado praticamente no mundo inteiro.

Por tanto, o levantamento pedológico cumpriu todas as exigências, normas, critérios, etc. praticados no Brasil e inclusive, ofereceu dados e recomendações fundamentais para o manejo

racional e ecológico dos solos, com vistas à obtenção de produções elevadas e auferimentos de lucros satisfatórios, em possíveis projetos de irrigação a serem implantados na área.

Os solos da área estudada foram classificados, a grande maioria como NEOSSOLOS e, LATOSSOLOS.

Os NEOSSOLOS, no conjunto, somam 1.451,79 ha e perfazem 46,57 %, os LATOSSOLOS compõem 1402,07 ha equivalentes a 44,97% da área levantada.

Os solos álicos, ocupam uma área de 2.853,86ha ou seja, 91,54% da área total.

Os solos potencialmente irrigáveis são representados por LATOSSOLOS e NEOSSOLOS. Os solos irrigáveis ocupam áreas do relevo com declividades que vão de 0 - 6%. Em geral, são solos de reação ácida, podendo apresentar o caráter álico, e que exigem correção com calcário dolomítico. A fertilidade é baixa, por apresentar níveis limitados dos elementos minerais necessários às plantas. Baixa capacidade de troca de cátions e saturação de bases também baixa. Isto atesta a necessidade, ou melhor, revela ser indispensável a aplicação de fertilizantes minerais e orgânicos. Apresentam baixa capacidade de água disponível e elevada permeabilidade principalmente para os NEOSSOLOS que só poderão ser irrigados, com culturas específicas, por gotejamento ou micro-aspersão.

4.2.2. Descrição das Classes de Solos e Unidades

4.2.2.1. Latossolos

Esta ordem compreende solos constituídos por material mineral, com horizonte B latossólico, não hidromórficos, sob qualquer dos tipos de horizontes diagnósticos superficiais, exceto H hístico.

Os latossolos apresentam avançado estágio de intemperização, muito evoluídos, como resultado de enérgicas transformações no material constitutivo (salvo materiais pouco alteráveis). Estes solos tem baixa capacidade de troca de cátions, inferior a 17 cmolc/kg de argila sem correção para carbono, comportando variações desde os solos predominantemente caulíníticos até solos oxídicos.

São normalmente de drenagem variável de fortemente a bem drenados. Quase sempre são muito profundos, sendo a espessura dos horizontes A + B maior que 100 cm. A seqüência de horizontes nos perfis é A, B e C, com pouca diferenciação de horizontes e transições entre os mesmos difusas ou graduais. O horizonte A tem cores mais escuras e o B cores mais vivas, variando desde amarelas ou mesmo bruno acinzentadas até vermelho escuro acinzentadas. Na área estudada as cores são restritas ao amarelo. O incremento da argila do A para o B é pouco expressivo e a relação textural B/A não atende os requisitos para um B textural (característico dos ARGISSOLOS). Os teores de argila no solo (A + B) aumentam gradativamente com a

profundidade ou permanecem constantes ao longo do perfil. A mobilidade das argilas no horizonte B é baixa, ressalvados os comportamentos atípicos.

Em geral, são solos fortemente ácidos, com baixa saturação por bases (distróficos) poucas vezes com alta saturação por bases (eutróficos), álicos ou não. Solos com média ou alta saturação por bases são encontradas em zonas com pronunciada estação seca, semi-áridas ou não, como também, em solos originados a partir de rochas básicas.

Os latossolos são típicos de regiões equatoriais e tropicais, podendo ocorrer em zonas subtropicais. Estão distribuídos em amplas e antigas superfícies de erosão, pedimentos ou terraços fluviais antigos, ocupando normalmente relevo plano ou suave ondulado.

Na área do projeto encontramos unidades de solos, apenas para a subordem: AMARELOS.

Os LATOSSOLOS representam 5 (cinco) unidades de solos na área deste levantamento que estão descritas no ANEXO II-1.

4.2.2.2. Neossolos

Esta ordem compreende solos constituídos por material mineral ou por material orgânico pouco espesso com pequena expressão dos processos pedogenéticos, em consequência da baixa intensidade de atuação destes processos, que não efetuaram ainda, modificações expressivas do material originário, de características do próprio material, pela sua resistência a intemperismo ou composição química, e do relevo, que podem impedir ou limitar a evolução destes solos.

Apresentam seqüência de horizonte A-R, A-C-R, A-Cr-R, A-Cr, A-C, O-R ou H-C sem atender os requisitos para serem enquadrados nas classes Chernossolos, Vertissolos, Plintossolos, Organossolos ou Gleissolos. A classe admite vários tipos de horizontes superficiais, inclusive O ou H hístico, com menos de 30 cm de espessura, quando subjacente à rocha ou a material mineral.

Alguns solos tem horizonte B com fraca expressão dos atributos (cor, estrutura ou acumulação de minerais secundários e/ou colóides), não se enquadrando em qualquer tipo de horizonte B diagnóstico.

São solos constituídos por material mineral ou orgânico com menos de 30cm de espessura, não apresentando qualquer tipo de horizonte B diagnóstico e satisfazendo os requisitos a seguir:

- Ausência de horizonte gley, exceto no caso de solos com textura areia franca, dentro de 50 cm da superfície do solo, ou entre 50 cm e 120 cm de profundidade, se os horizontes subjacentes apresentarem mosqueados de redução, em quantidade abundante;
- Ausência de horizonte vértico imediatamente abaixo de horizonte A;

- Ausência de horizonte plíntico dentro de 40 cm, ou dentro de 200 cm da superfície, se imediatamente abaixo de horizonte A, E ou precedidos de horizontes de coloração pálida, variegada ou com mosqueado em quantidade abundante, com uma ou mais das seguintes cores:
 - Matiz 2,5Y ou 5Y; ou
 - Matizes 10YR a 7,5YR com cromas baixos, normalmente iguais ou inferiores a 4, podendo atingir 6, no caso de matiz 10YR; e
- Ausência do horizonte A chemozêmico conjugado a horizonte cálcico ou C carbonático.

Na área do projeto encontrou-se 3 (três) unidades de solos, no caso, pertencente à subordem dos NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS (Areias Quartzosas).

Quadro 4.1: Distribuição das Unidades de Solos

Unidades		Área (ha)	%
LAd1	- LATOSSOLOS AMARELOS Distróficos álicos típicos, muito profundos, textura média, acentuadamente drenados, relevo plano.	425,40	13,64
LAd2	- LATOSSOLOS AMARELOS Distróficos álicos típicos, muito profundos, textura média, acentuadamente drenados, relevo suave ondulado.	477,03	15,30
LAd3	- LATOSSOLOS AMARELOS Distróficos psamíticos álicos, muito profundos, textura média, acentuadamente drenados, relevo plano.	211,05	6,78
LAd4	- LATOSSOLOS AMARELOS Distróficos psamíticos álicos, muito profundos, textura média, acentuadamente drenados, relevo suave ondulado.	192,50	6,18
LAd5	- LATOSSOLOS AMARELOS Distróficos álicos típicos, profundos, textura média, acentuadamente drenados, relevo suave elevado.	96,09	3,08
RQo1	- NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS Órticos álicos, muito profundos, fortemente drenados, relevo plano.	804,16	25,80
RQo2	- NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS Órticos álicos típicos, muito profundos, fortemente drenados, relevo suave ondulado	606,17	19,45
RQo3	- NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS Órticos álicos típicos, fortemente drenados, relevo suave ondulado.	41,46	1,33
Af	- Afloramentos rochosos e/ou solos rasos (NEOSSOLOS LITÓLICOS)	263,61	8,46
Totais		3.117,47	100,00

Quadro 4.2: Resumo

Unidade de Solo	Classe de Terra para Irrigação	ÁREA (ha)	%	Fatores Limitantes	Aptidão Cultural	Método de Irrigação
LAd ₁	$\frac{S2s}{B(L)23CX} yi$	425,40	13,64	Baixa fertilidade, pH fortemente ácido, caráter álico, baixa capacidade de troca de cátions, baixa capacidade de água disponível e elevada permeabilidade.	Côco, acerola, goiaba, mamão, abacaxi, citrus, melancia, melão, uva, manga, maracujá, abóboara, abobrinha, alface, beterraba, berinjela, cenoura, coentro, couve, couve flor, pimentão, repolho, tomate, amendoim, cana, gergelim, girassol, cajá, pimenta do reino, dendê, feijão, forrageiras (capins e leguminosas) e outras.	Irrigação localizada, especialmente gotejamento e micro-aspersão. Outros métodos: aspersão, canhão etc. Impróprio para gravidade.
LAd ₂	$\frac{S2s}{B(L)23CX} yi$	477,03	15,30	Acidez, baixa fertilidade, elevada alicidade, baixa capacidade de troca de cátions, elevada taxa de infiltração.	Todos as fruteiras adaptadas ou adaptáveis à região como: abacaxi, acerola, abacate, banana, citrus, figo, graviola, maracujá, manga, melão, melancia, etc. Hortaliças dentre elas: aspargo, alface, beterraba, couve, couve flor, coentro, cebolinha, espinafre, cenoura, nabo, abóbora, repolho, pimenta, pimentão, tomate e outras. Amendoim, gergelim, girassol, cana, pimenta do reino, dendê, mamona, soja, feijão, etc. Capins diversos e leguminosas.	Todos os métodos, menos o da gravidade
LAd ₃	$\frac{S2s}{B(L)23CX} yi$	211,05	6,78	Acidez, forte alicidade, baixa fertilidade. Alta permeabilidade e baixa capacidade de água disponível	Dar preferência a culturas já adaptadas e pouco exigentes como: côco, caju, manga, goiaba, melancia e outras fruteiras. Hortaliças de sistema radicular superficial como: alface, couve, coentro, cebolinha, cenoura, beterraba, espinafre, couve-flor e repolho. Também, podem ser cultivados o tomate, a berinjela e o pimentão. Outras culturas: cana, gergelim, mamona, girassol, soja, etc. Forrageiras: capins diversos e leguminosas.	Recomendável: gotejamento e micro-aspersão. Para culturas específicas, pode-se usar a aspersão e o canhão.
LAd ₄	$\frac{S3s}{B(L)23CX} yiq$	192,50	6,18	Textura grosseira, acidez forte, alicidade e fertilidade baixa, infiltração muito elevada.	Fruteiras: acerola, abacaxi, abacate, banana, côco, caju, citrus, figo, goiaba, graviola, melão, melancia, manga, maracujá, sapoti, uva, etc. Hortaliças: abóbora, abobrinha, aspargo, acelga, alface, berinjela, beterraba, cenoura, couve-flor, coentro, cebolinha, espinafre, nabo, pimenta, pimentão, salsa, tomate e outras. Outras culturas: Amendoim, gergelim, cana, girassol, dendê, etc. Forrageiras: capins diversos e leguminosas.	Exceto irrigação por gravidade.

Unidade de Solo	Classe de Terra para Irrigação	ÁREA (ha)	%	Fatores Limitantes	Aptidão Cultural	Método de Irrigação
LAd ₅	$\frac{S2s}{B(L)23CX} yiq$	96,09	3,08	Baixa fertilidade (elementos essenciais) capacidade de troca de cátions e pH fortemente ácido. Baixa capacidade de água disponível. Taxa de infiltração alta.	Abacate, acerola, abacaxi, banana, citrus, côco, caju, figo, graviola, goiaba, manga, melancia, melão, mamão, maracujá, sapoti, uva, abóbora, abobrinha, aspargo, beterraba, berinjela, couve-flor, couve, coentro, cebolinha, cenoura, espinafre, nabo, pimenta, pimentão, repolho, salsa, tomate, cana, dendê, girassol, gergelim, mamona, pimenta do reino, soja, leguminosas e capins diversos.	Irrigação localizada, principalmente gotejamento e micro-aspersão. Conforme a cultura a ser explorada pode-se empregar a aspersão e o canhão.
RQo ₁	$\frac{S3s}{B(L)23CX} yiq$	404,16	25,80	Textura arenosa. Baixa fertilidade, pequena capacidade de troca de cátions e pH fortemente ácido. Infiltração muito elevada.	Fruteiras: abacate, acerola, abacaxi, banana, citrus, figo, graviola, goiaba, manga, maracujá, melancia, melão, mamão, côco, uva e outras exploradas ou adaptáveis à região. Hortaliças: couve, couve-flor, cebolinha, coentro, espinafre, abóbora, abobrinha, aspargo, repolho, nabo, pimentão, pimenta, berinjela, tomate e outras. Outras culturas: cana, dendê, gergelim, girassol mamona, soja, pimenta do reino, feijão, etc.	Irrigação localizada ou por aspersão ou canhão. Proibido para irrigação por gravidade.
RQo ₂	$\frac{S3s}{B(L)23CX} yiq$	606,17	1945	Textura arenosa. Forte acidez, caráter ácido, baixa fertilidade, inclusive, baixa capacidade de troca de cátions. Baixa capacidade de água disponível. Taxa de infiltração elevada.	Fruteiras: todas as práticas na região e as adaptáveis as condições ambientais. Hortaliças: verduras em geral, tubérculos (beterraba, cenoura, nabo, etc). Oleaginosas: gergelim, girassol, mamona, soja, dendê, etc. Outras culturas: cana, pimenta do reino, mandioca, feijão, etc. Forrageiras: capins e leguminosas.	A irrigação por gravidade não é permitida. Qualquer outro método, principalmente micro-aspersão e gotejamento.
RQo ₃	$\frac{S3s}{B(L)23CX} yiq$	41,46	1,33	Forte acidez, caráter ácido e baixa fertilidade. Baixa capacidade de água disponível. Infiltração muito elevada.	Acerola, melão, melancia, banana, caju, cajá, manga, maracujá, abacaxi, graviola, goiaba, etc. Verduras: alface, acelga, coentro, cebolinha, couve-flor, couve, espinafre, repolho, abóbora, abobrinha, pimentão e outras. Industriais: cana, soja, etc Forrageiras: capins e leguminosas.	Irrigação, por gravidade é proibida. A irrigação localizada é mais indicada, principalmente gotejamento é micro-aspersão.

4.2.3. Conclusões

- A grande maioria dos solos da área do estudo apresentam condições de serem irrigados. São 2.853,86 ha equivalentes a 91,54% da área total.
- Para os solos irrigáveis, tiram-se as seguintes conclusões abaixo listadas:
 - 1- A irrigação não pode ser praticada por gravidade.
 - 2- Os aspectos favoráveis dizem respeito à topografia plana e suave ondulada, solos muito profundos, não existe problema de drenagem, os solos não correm risco de salinidade e nem alcalinidade.
 - 3- Os aspectos desfavoráveis são a baixa capacidade de água disponível, as altas taxas de infiltração da água nos solos de textura arenosa ou média, a fertilidade baixa, combinada com o caráter álico.
 - 4- A mecanização agrícola pode ser praticada sem restrições, nas áreas de relevo plano, porém são plenamente dispensáveis.
 - 5- Os métodos de irrigação localizada são os mais indicados, especialmente gotejamento e micro-aspersão.
 - 6- A grande maioria das unidades de solo apresenta ampla aptidão cultural.
 - 7- A vocação natural dos solos está voltada para fruticultura e hortalicultura e culturas anuais que se comportam bem em solos, friáveis e muito porosos, podem ser cultivadas com sucesso.
 - 8- É fundamental o uso da matéria orgânica nos solos.
 - 9- As áreas a serem projetadas para a irrigação dispensam sistemas artificiais de drenagem.
 - 10- Os solos não dispensam correção com calcário dolomítico e adubações minerais.
 - 11- Os solos apresentam em teoria, condições favoráveis à erosão posto que, são friáveis e arenosos em superfícies, porém a condição de relevo plano praticamente neutraliza esta possível susceptibilidade. Na parte de relevo suave ondulado e pendentes, deve-se adotar praticas conservacionistas, como curvas de níveis e limpas em faixas alternadas. A erosão principal, se é que podemos nos referir assim, ocorre por lixiviação dos elementos químicos dos solos.
 - 12- A baixa fertilidade dos solos tem a ver com a própria composição da rocha arenítica que constitui o material de origem. A argila dos solos é do grupo das caulinitas (1:1); os baixos valores da soma de bases, capacidade de troca de cátions e saturação de bases; muito

baixos níveis de nitrogênio, fósforo, potássio e cálcio, associados a altos percentuais de alumínio livre, conduzem os solos a uma baixa fertilidade.

4.2.4. Recomendações (para os Solos Irrigáveis)

Corrigir a acidez do solo e a alcalidade com calcário dolomítico, porém não usar doses elevadas de uma única vez, para evitar-se a formação de argamassa superficial.

As práticas mecanizadas de preparo dos solos para plantios, podem ser reduzidas a simples gradagens cruzadas.

Nas áreas do relevo suave ondulado e nas pendentes do relevo no sentido dos vales, deve-se fazer uso de práticas conservacionistas como: preparo dos solos, tratos culturais e plantios, em curvas de níveis; limpas em faixas alternadas. Para plantios de espécies arbóreas as limpas devem ficar restritas à projeção das copas das árvores e nos espaços restantes entre as árvores, fazer-se apenas rôços. O mato do rôço, após a secagem, pode permanecer na superfície do solo e uma parte ser acumulada nas áreas que foram limpas abaixo das árvores.

As adubações devem ser do tipo organo-mineral.

A adubação orgânica terá funções de melhoria das características morfológicas do solo (estruturação), aumentar a capacidade de troca de cátions (dar condições de maior aproveitamento dos elementos químicos da adubação mineral), aumentar a capacidade de água disponível (reduzindo a quantidade de água das aplicações de regas), reduzir a lixiviação dos elementos químicos do solo, aumentar a atividade microbiológica (que irá mineralizar a matéria orgânica) e outras funções complementares benéficas.

O sucesso do projeto está intimamente relacionado ao controle e redução progressiva da infiltração, correção do solo e sua fertilização correta.

A adubação orgânica pode ser processada pela incorporação de adubos verdes, uso de estêrco, mulching.

A adubação mineral deve ser cuidadosa na escolha dos fertilizantes para que o efeito residual dos mesmos não seja no sentido de acidificar o solo.

A adubação mineral referente aos adubos nitrogenados e potássicos, deve ser parcelada. A fertirrigação é interessante para os solos da área do projeto.

Nas áreas das unidades RQos deve-se priorizar o cultivo de hortaliças e/ou espécies frutíferas arbóreas adaptadas a solos arenosos como caju, manga, graviola, goiaba, ou fruteiras de baixo porte ou rasteiras como melão, melancia e abacaxi ou outras.

A irrigação por gravidade não pode ser processada.

Os métodos de irrigação mais indicados são os localizados, especialmente gotejamento e micro-aspersão.

Não devem ser aplicadas lâminas de água espessas nas regas e sim, lâminas pequenas com turnos de regas mais freqüentes.

O monitoramento dos solos com relação a fertilidade e infiltração, deve ser constante e muito bem conduzido.

É importante pesquisar as condições dos micro-elementos dos solos.

4.3. DISPONIBILIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

A água para irrigação do projeto deverá ser proveniente do reservatório a ser formado no rio Macambira, perenizado pela operação conjunta dos açudes Inhuçu-Sotero e Lontras.

O Rio Macambira (Inhuçu/Lontras), afluente do Rio Poti, fica localizado na Serra da Ibiapaba, na porção oeste do Estado do Ceará. Desde a sua nascente até do local Eixo barrável Inhuçu-Sotero, o Rio Macambira percorre cerca de 50 km, drenando uma área de 847 km². A cerca de 25 km a sua jusante, situa-se o Eixo barrável Lontras, drenando uma área livre (não controlada pelo barramento Inhuçu-Sotero, a montante) de 567 Km².

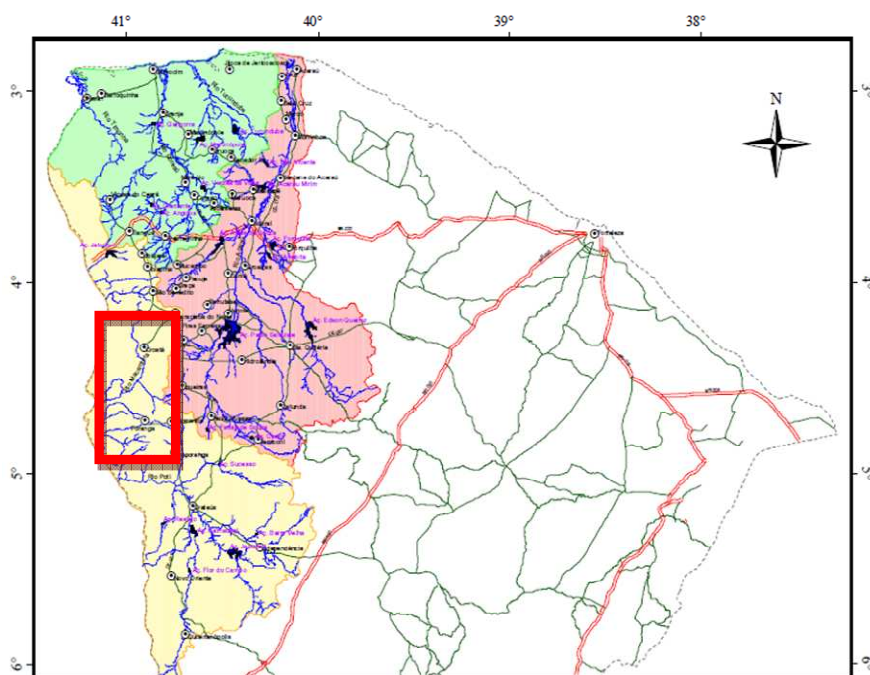


Figura 4.2: Localização da área em estudo em relação à bacia do Poti e às suas bacias vizinhas no estado do Ceará

A hidrografia da bacia dos açudes Inhuçu-Sotero e Lontras I (área livre) é apresentada na **Figura 4.3**.

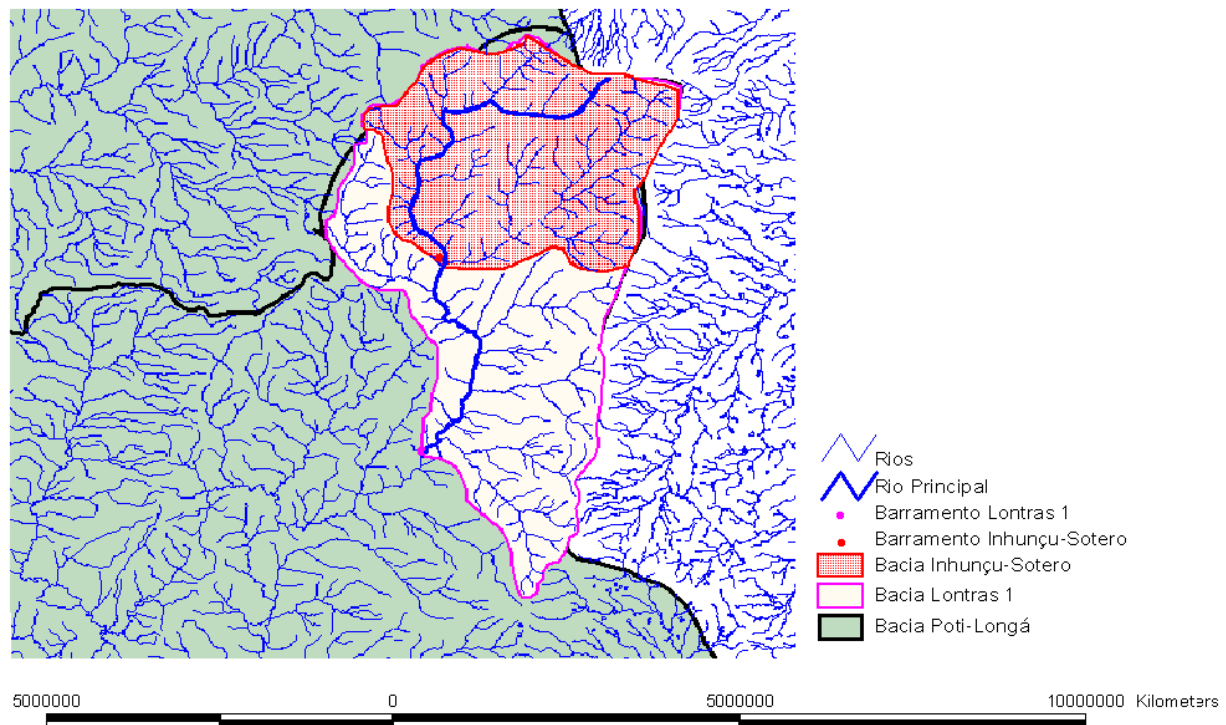


Figura 4.3: Hidrografia da bacia dos açudes Inhuçu e Lontras

O rio Macambira (Inhuçu/Lontras) é afluente do rio Poti e, portanto, deve atender às exigências da Resolução Conjunta ANA/SRH-CE/SEMAR-PI N° 547/2006 (Marco Regulatório da bacia) “que dispõe sobre a estratégia de gestão de recursos hídricos nas bacias dos rios Poti e Longá e procedimentos e condições para as outorgas preventiva e de direito de uso, considerando a regularização das intervenções e usos atuais, bem como as regras para as intervenções e usos futuros”.

No que se refere especificamente às capacidades máximas de acumulação dos reservatórios projetados na bacia do rio Inhuçu, o Marco Regulatório estabelece no seu Art.14º que “A capacidade máxima de acumulação para os novos açudes a serem construídos na bacia do rio Inhuçu, no Estado do Ceará, é de 420hm³”, superior à projetada na mesma (aproximadamente 490 milhões de metros cúbicos).

A capacidade de regularização dos Açudes Lontras e Inhuçu-Sotero foi analisada a partir de suas operações simuladas.

Os estudos foram desenvolvidos através 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.

Nos estudos hidrológicos realizados anteriormente, integrantes do 2º Relatório Parcial da Etapa A3 dos presentes estudos, as vazões regularizadas pelos açudes Lontras e Inhuçu foram calculadas com estes açudes no seu estado de equilíbrio, para que os resultados não sejam influenciados pelas condições iniciais dos reservatórios.

Na simulação estocástica, várias seqüências independentes de vazões são geradas. E, uma vez que diversos resultados são obtidos, pode-se estimar a vazão regularizada baseado na análise probabilística do comportamento da mesma. Pode-se ainda gerar uma única série sintética de vazões, bastante longa, e adotar-se um horizonte de simulação igual ao da série gerada, simulando o processo de armazenamento no reservatório em seu estado de equilíbrio.

O **Quadro 4.3** apresenta os resultados da simulação com Inhuçu-Sotero a montante do Lontras (este último é simulado com as sangrias do primeiro somadas às vazões geradas na área livre da bacia do Lontras).

Quadro 4.3: Vazões Regularizadas pelos Açudes Lontras e Inhuçu-Sotero (em hm³)

Características	Lontras	Inhuçu-Sotero	Vazão regularizada pelo Sistema	
			(hm ³ /ano)	(m ³ /s)
Capacidade (hm ³)	350,0	40,0		
Vazão Média Afluente (hm ³ /ano)	154,4	97,4		
Q90 (hm ³ /ano)	98,7	32,7	131,40	4,17
f _K	2,3	0,4		
f _M	0,6	0,3		

Como já referido, os estudos hidrológicos foram disponibilizados para SRH no 2º Relatório Parcial da Etapa A3 e concluíram que sendo o Açude Inhuçu com 40 hm³ a montante do Açude Lontras, com 350 hm³ de capacidade, o sistema regularizará com 90% de garantia 4,17 m³/s (131,40 hm³/ano). A descarga regularizada total do sistema é mais do que suficiente para irrigar a área prevista de 3.000 ha.

Para o estabelecimento do nível operacional mínimo do açude Lontras, de onde será retirada a água de irrigação, simulou-se o reservatório com vários níveis de água (nível de operação) e determinou-se a garantia anual para esta retirada. Os resultados estão descritos no **Quadro 4.4**.

Quadro 4.4: Nível de operação do reservatório (em hm³) e garantia associada a retirada de 3,0 m³/s

Nível de Operação (hm ³)	Cota do reservatório (m)	Garantia Anual G (%)
350	535,25	94,26
300	532,68	92,64
250	529,81	90,08
200	526,53	85,38
197	526,32	85,02
195	526,17	84,78
160	523,48	80,68
158	523,32	80,38
156	523,15	80,04
154	522,98	79,64
150	522,64	73,04

4.4. NECESSIDADES DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

4.4.1. Metodologia adotada

Para simular-se as necessidades de água para a irrigação utilizou-se a metodologia indicada pela FAO – Food and Agriculture Organization do Balanço Hídrico de Cultura.

Para estimativa do Balanço Hídrico por Cultura considerou-se uma cultivo teórico com coeficiente de cultura de 1,00, médio e a favor da segurança, das condições para o projeto de irrigação em questão. Optou-se por utilizar uma simplificação do balanço hídrico de Thornthwaite e Mather apresentada por Pereira¹ (2005).

O balanço hídrico climatológico (BHC) desenvolvido por Thornthwaite e Mather (1955) permite determinar o regime hídrico de um local, sem necessidade de medidas diretas das condições do solo. Para sua elaboração, há necessidade de se definir o armazenamento máximo no solo (CAD - Capacidade de Água Disponível), disponibilizar média da chuva total, e também a estimativa da evapotranspiração potencial em cada período. Com essas três informações básicas, o BHC permite deduzir a evapotranspiração real, a deficiência ou o excedente hídrico, e o total de água retida no solo em cada período.

Preservando-se os princípios básicos do cálculo do balanço hídrico climatológico de Thornthwaite e Mather (1955), simplificou-se eliminando a coluna de Negativo Acumulado, sem nenhuma perda

¹ PEREIRA, A. R. (2005). Simplificando o Balanço Hídrico de Thornthwaite e Mather. Revista de Agrometeorologia, Bragantia, Campinas, v.64, n.2, p.311-313.

para os resultados finais. Essa simplificação aumenta a eficiência dos cálculos e torna o balanço hídrico mais fácil de ser entendido.

Segundo Pereira (2005), embora a simplificação seja embasada em princípios matemáticos e sem aproximações, vale ressaltar o ganho em eficiência no cômputo e no entendimento do modelo de Thornthwaite e Mather (1955).

4.4.2. Resultados do Balanço Hídrico de Cultura

Para estimar-se os consumos das culturas estimou-se a evapotranspiração potencial pelo Método de Penman, recomendado pela comunidade científica local como representativo das condições da região, e que apresenta resultados a favor da segurança para o dimensionamento hidráulico do projeto.

As precipitações pluviométricas utilizadas no balanço foram as do posto de Croatá-CE.

O **Quadro 4.5** apresenta a planilha de cálculo do balanço hídrico das culturas pelo método simplificado de Thornthwaite e Mather.

Quadro 4.5: Estimativa do Balanço Hídrico pelo Método Simplificado de Thornthwaite & Mather para Croatá, CE

Tempo	ETP	ETC	P	P – ETC		ARM	ALT	ETR	DEF	EXC
Mês	mm	mm	mm	Mm		mm	Mm	mm	mm	mm
Jan	156.9	156.9	73.4	0.0	-83.5	0.0	0.0	73.4	83.5	0.0
Fev	142.5	142.5	92.9	0.0	-49.6	0.0	0.0	92.9	49.6	0.0
Mar	128.7	128.7	143.3	14.6	0.0	14.6	14.6	128.7	0.0	0.0
Abr	133.2	133.2	156.4	23.2	0.0	37.8	23.2	133.2	0.0	0.0
Mai	146.6	146.6	66.9	0.0	-79.7	45.1	7.3	59.6	87.0	0.0
Jun	144.3	144.3	20.5	0.0	-123.8	13.1	-32.0	52.5	91.8	0.0
Jul	163.1	163.1	7.2	0.0	-155.9	2.7	-10.3	17.5	145.6	0.0
Ago	177.6	177.6	0.4	0.0	-177.2	0.5	-2.3	2.7	174.9	0.0
Set	179.7	179.7	0.0	0.0	-179.7	0.1	-0.4	0.4	179.3	0.0
Out	186.6	186.6	0.8	0.0	-185.8	0.0	-0.1	0.9	185.7	0.0
Nov	175.8	175.8	4.8	0.0	-171.0	0.0	0.0	4.8	171.0	0.0
Dez	160.6	160.6	33.1	0.0	-127.5	0.0	0.0	33.1	127.5	0.0
Ano	1.895,60	1.895,60	599,70	-	-	-	-	599,70	1.295,90	0,00

Observa-se pelo quadro apresentado que o déficit anual é de 1.295,90 mm, sendo o mês mais crítico o mês de Outubro que totaliza um déficit de 185,70 mm.

4.4.3. Necessidades de Água para a Irrigação

As necessidades de água para irrigação serão os volumes d'água necessários para suprir os déficits hídricos das culturas estimados de acordo com o **Quadro 4.5**. Acontece que as águas que

chegam nas áreas a serem irrigadas ocorrem em quantidade menor do que a retirada dos mananciais devido às perdas.

O manejo racional da irrigação consiste na aplicação da quantidade necessária de água às plantas no momento correto. Por normalmente não adotar um método de controle da irrigação, o produtor rural usualmente irriga em excesso, temendo que a cultura sofra um estresse hídrico, o que pode comprometer a produção. Esse excesso tem como consequência o desperdício de energia e de água, usados em um bombeamento desnecessário.

Na seleção de sistemas de irrigação é necessário o conhecimento da eficiência de cada método de aplicação de água. Eficiência de irrigação pode ser definida como a relação entre a quantidade de água requerida pela cultura e a quantidade total aplicada pelo sistema para suprir essa necessidade. Quanto menores as perdas de água devido ao escoamento superficial, evaporação, derivação e drenagem profunda, maior será a eficiência de irrigação de um sistema. Valores médios de eficiência de irrigação para diferentes sistemas são apresentados no **Quadro 4.6**.

Quadro 4.6: Eficiência de Irrigação para Diferentes Métodos de Irrigação

Método de Irrigação	Eficiência de Irrigação (%)
Por superfície	40 a 75
Por aspersão	60 a 85
Localizada	80 a 95

Fonte: Marouelli, W.A. e Silva, W.L.C. (1998).

Para se estimar os volumes de água a serem retirados dos mananciais considerou-se, no presente estudo, uma eficiência de irrigação de 85%. No tocante as eficiências de adução e distribuição adotou-se um valor usual de 98%. Logo, a eficiência global do sistema de irrigação resulta em 82,30%.

O **Quadro 4.7** resume os resultados obtidos para as necessidades de água para irrigação nas áreas de influência de cada um das estações meteorológicas consideradas.

Quadro 4.7: Déficit Hídrico Anual e Demandas Hídricas para Croatá

Estações Meteorológicas / Áreas de Influência	DEF ou LL (mm)	Eficiência de Irrigação	LB (mm)	Necessidade Hídrica Anual (m³/ha)
<i>Ano</i>				
Posto Pluviométrico de Croatá	1.295,90	0,8230	347,23	15.745,71
<i>mês mais crítico</i>				
Posto Pluviométrico de Croatá	185,70	0,8230	225,68	2.256,75

Nesta tabela ilustra-se:

- A deficiência hídrica anual (DEF ou LL - lâmina líquida) resultante dos cálculos do balanço hídrico de cultura;
- O valor simulado para a eficiência global de irrigação de 0,82 no tocante ao manejo da água, e os métodos de irrigação a serem utilizados permitindo uma redução nas perdas de água para adução, distribuição e aplicação para as culturas;
- A lâmina bruta - LB corresponde à quantidade de água a ser retirada do manancial. Totaliza a água consumida pelas culturas mais as perdas de captação, adução e distribuição, sendo calculada pelo quociente entre a lâmina líquida e a eficiência global;
- A necessidade hídrica anual mostrada no **Quadro 4.7** refere -se ao volume em m³ de água que deve ser retirado do manancial para irrigar 1 (um) hectare durante 1 (um) ano;
- A lâmina bruta do mês mais crítico (outubro) de 2.256,75 m³/ha representa em termos de vazão para dimensionamento a 1,01 l/s/ha com 20 horas de funcionamento e a 1,26 l/s/ha para 16 horas de funcionamento.

O **Quadro 4.8** a seguir apresenta em detalhes o balanço hídrico efetuado e os cálculos das necessidades hídricas para irrigação mês a mês.

Quadro 4.8: Balanço Hídrico de Cultura para Croatá

Tempo	ETP		ETC	P	P - ETC		NEG-AC	ARM	ALT	ETR	DEF ou LL	EXC	LB					
	mm	mm/dia			mm	mm							mm	mm	mm	m	m³/ha	l/s/ha 24h
Jan	156.9	5.1	156.9	73.4	0.0	-83.5	-1284.1	0.0	0.0	73.4	83.5	0.0	101.46	0.101	1014.55	0.38	0.45	0.57
Fev	142.5	5.1	142.5	92.9	0.0	-49.6	-1333.7	0.0	0.0	92.9	49.6	0.0	60.27	0.060	602.66	0.25	0.30	0.37
Mar	128.7	4.2	128.7	143.3	14.6	0.0	0.0	14.6	14.6	128.7	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
Abr	133.2	4.4	133.2	156.4	23.2	0.0	0.0	37.8	23.2	133.2	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
Mai	146.6	4.7	146.6	66.9	0.0	-79.7	-79.7	45.1	7.3	59.6	87.0	0.0	105.67	0.106	1056.69	0.39	0.47	0.59
Jun	144.3	4.8	144.3	20.5	0.0	-123.8	-203.5	13.1	-32.0	52.5	91.8	0.0	111.54	0.112	1115.41	0.43	0.52	0.65
Jul	163.1	5.3	163.1	7.2	0.0	-155.9	-359.4	2.7	-10.3	17.5	145.6	0.0	176.89	0.177	1768.87	0.66	0.79	0.99
Ago	177.6	5.7	177.6	0.4	0.0	-177.2	-536.6	0.5	-2.3	2.7	174.9	0.0	212.53	0.213	2125.33	0.79	0.95	1.19
Set	179.7	6.0	179.7	0.0	0.0	-179.7	-716.3	0.1	-0.4	0.4	179.3	0.0	217.87	0.218	2178.69	0.84	1.01	1.26
Out	186.6	6.0	186.6	0.8	0.0	-185.8	-902.1	0.0	-0.1	0.9	185.7	0.0	225.68	0.226	2256.75	0.84	1.01	1.26
Nov	175.8	5.9	175.8	4.8	0.0	-171.0	-1073.1	0.0	0.0	4.8	171.0	0.0	207.76	0.208	2077.60	0.80	0.96	1.20
Dez	160.6	5.2	160.6	33.1	0.0	-127.5	-1200.6	0.0	0.0	33.1	127.5	0.0	154.92	0.155	1549.16	0.58	0.69	0.87
Média	158.0	5.2	158.0	50.0	-	-	-640.8	-	-	50.0	108.0	0.0	131.21	0.131	1312.14	-	-	-
Total/Ano	1895.6	1895.6	1895.6	599.7	37.8	-1333.7	-7689.1	-	-	599.7	1295.9	0.0	1574.57	1.575	15745.71	-	-	-

CAD	Kc	Eficiência	1º verificação		2º verificação		3º verificação		4º verificação		5º verificação	
mm	-	Irrigação	ETC=ETR+DEF	ok!	P=ETR+EXC	ok!	P-ETC=EXC-DEF	ok!	ΣALT	0.0	P=ETC+(P-ETC)	ok!
100	1.00	82.30%										

5. CRITÉRIOS ADOTADOS NA CONCEPÇÃO DO PROJETO

5. CRITÉRIOS ADOTADOS NA CONCEPÇÃO DO PROJETO

Na concepção final do projeto de irrigação foram seguidos os critérios básicos sintetizados nos subitens seguintes.

5.1. LOTEAMENTO

Na definição do loteamento da área a ser irrigada, considerou-se que a mesma será explorada por médios e grandes produtores que poderão utilizar um ou mais lotes, de acordo com seus projetos de aproveitamento agrícola.

Os lotes foram concebidos com áreas superiores a 40 ha.

Procurou-se utilizar lotes com formas mais regulares possíveis dentro dos contornos das manchas de solos irrigáveis definidas nos estudos pedológicos, evitando formatos triangulares, e áreas inaptas para irrigação.

De uma maneira geral os lotes tem sua testada principal paralela às curvas de nível e as suas tomadas foram projetadas em seu ponto mais elevado, o que diminui os custos operacionais da irrigação.

5.2. INFRAESTRUTURA DISPONÍVEL

Estabeleceu-se que cada lote será dotado de tomada de água para irrigação com pressão e vazão compatíveis com a área dos mesmos.

Todo lote disporá, em sua testada principal de estrada de acesso e escoamento da produção agrícola, interligada á estrada principal que acompanhará os canais de adução.

5.3. CAPTAÇÃO E ADUÇÃO DE ÁGUA PARA O PROJETO

A água para a irrigação será captada da bacia hidráulica do Açude Lontras (a ser construído).

Os estudos hidrológicos permitiram concluir que com 90 % de garantia será possível retirar as águas do reservatórios (até 3 m³/s) quando o mesmo estiver com a cota superior a 529,00 com relação ao IBGE. Este será o nível operacional mínimo do açude para irrigação de uma área de até 4.000 ha.

O sistema de captação e adução foi projetado permitindo a variação de água no lago do reservatório entre as cotas 529,00 (mínima operacional) e 536,00 (reservatório vertendo com recorrência de 1000 anos).

O piso da estação elevatória principal foi estabelecido na cota 541,00, mesma do coroamento da barragem, o que evita totalmente a inundação da mesma por cheias.

Para facilitar as atividades de operação e manutenção da estação de bombeamento, projetou-se o sistema abrigado.

O acesso da água até os poços de sucção das bombas se fará por um canal de aproximação projetado para que com o reservatório em sua cota mínima operacional (529,00), propicie a derivação mínima de 3,00 m³/s, vazão máxima a ser captada.

Projetaram-se três conjuntos elevatórios, sendo que cada um deles terá capacidade de irrigar aproximadamente 1.000 ha, o que permite a implantação faseada do empreendimento em até três etapas.

A estação foi planejada com quatro poços, sendo o quarto para uma bomba reserva que poderá ser utilizada para uma futura ampliação do projeto dependendo de seu desempenho operacional.

Pelas características topográficas locais previu-se uma tubulação de adutora de aço por onde será recalçada a água captada. A definição do diâmetro e material da tubulação baseou-se em critérios econômicos em que foram comparados os custos da tubulação e da energia para o bombeamento em diversas alternativas de diâmetros e materiais. Tubulações de PVC rígido e ferro dúctil foram descartadas em virtude da vazão de adução ser considerada elevada para os diâmetros destes materiais disponíveis no mercado. Para o PVC o diâmetro máximo é 500 mm, enquanto o ferro dispõe de tubos comerciais até 1.500 mm.

No dimensionamento do sistema de captação e adução considerou-se que o mesmo opere por no máximo 20 (vinte) horas por dia para evitar o horário de pico onde as tarifas energéticas são bem mais elevadas.

O sistema de captação e adução garante o armazenamento em reservatórios de compensação com cotas operacionais e capacidade estratégicos dimensionados para atender integralmente às condições operacionais estabelecidas.

O sistema de irrigação foi concebido para operação de no máximo 16 (dezesesseis) horas diárias. Esta medida visou atender os anseios dos fruticultores do estado do Ceará no sentido de minimizar os custos operacionais da irrigação propriamente dita principalmente no que concerne à economia com energia. Os reservatórios projetados propiciam tal medida.

5.4. CANAL DE ADUÇÃO

Considerando as condições topográficas, geotécnicas e topográficas da área, projetou-se um sistema constituído por dois trechos de canal, denominados CN (canal norte) e CS (canal sul). Estes canais distribuem a água aduzida ao longo de todas as manchas irrigadas, aproximando a água captada dos pontos de tomada para irrigação.

A situação do mesmo com relação ao projeto foi estabelecida pelos condicionantes topográficos da área, de modo a evitar cortes e aterros com alturas elevadas, passagem por terrenos de difíceis acesso ou problemas de drenagem, minimizando os custos de implantação e operação do projeto.

O canal sul parte do reservatório de compensação do final da adutora principal, se estendendo ao longo da curva de nível de cota 565,00 (aproximadamente), no sentido sul. O canal norte, como o próprio nome já explica, escoar no sentido contrário a partir do citado reservatório também procurando acompanhar a curva de nível de cota 525,00.

5.5. SETORES DE DISTRIBUIÇÃO

Do canal de adução foram planejados sistemas de distribuição pressurizados para setores de distribuição.

Os setores foram estabelecidos tendo por base a distribuição das manchas de solos irrigáveis e o sistema de captação e distribuição, de modo a concentrá-los em torno de um ponto de derivação do canal.

Cada setor de distribuição é constituído por estação elevatória de captação no canal adutor, reservatório de compensação para garantir o armazenamento para as horas sem adução, estação elevatória de pressurização, rede de tubulação de distribuição até as tomadas de cada lote, tomadas para lote com sistema de controle e medição de vazão e pressão.

Para cada área loteada foi garantida uma vazão específica de 1,26 l/s/há (4,43 m³/ha/h) e uma pressão mínima de 5 m.

Chamamos atenção que o projeto de irrigação de cada lote será desenvolvido e implantado pelo próprio produtor, exercitando suas capacidades criativas e empreendedoras, seguindo as recomendações das modernas políticas de irrigação em fase de desenvolvimento no país. Ao governo caberá a implantação de uma infraestrutura básica que garanta os fornecimentos de água, energia, e estradas potencializando as atividades produtivas.

No estabelecimento da vazão específica foi considerado que a irrigação se dará por gotejamento ou microaspersão, sendo vedada a utilização de métodos gravitatórios inadequados pelas características pedológicas locais.

5.6. SISTEMA VIÁRIO

O sistema viário foi planejado de modo a garantir o acesso a todos os locais estratégicos do projeto, permitindo a circulação, operação e manutenção, com as vias de tráfego em boas condições, por veículos leves e pesados.

A estrada principal deverá ser paralela aos canais de adução, e manter a interligação adequada às vias de tráfego principais da região, principalmente á sede municipal de Croatá e a São José das Lontras.

Todas as demais estradas do projeto foram consideradas secundárias e serão interligadas á estrada principal.

A estrada pela berma do canal deverá ser utilizada apenas para operação e manutenção do mesmo, devendo o tráfego normal entre as localidades ser feito pela estrada principal.

As estradas secundárias limitam os lotes, e permitem o acesso a todos os lotes planejados. Elas acompanham as linhas adutoras de distribuição de água e drenagem propiciando o tráfego não só para escoamento das safras, como também para operação e manutenção do projeto.

Na faixa de domínio das estradas foram previstos locais para acostamentos, passagem de adutoras bem como drenos.

5.7. SISTEMA DE DRENAGEM

O sistema de drenagem foi concebido com dois objetivos:

- Proteção das obras de engenharia da ação das águas decorrentes das chuvas intensas;
- Manter o lençol freático baixo para melhorar as condições de aeração do sistema radicular.

Para proteção das obras previu-se bueiros, drenos e valetas ao longo dos canais, estradas e no entorno dos reservatórios.

6. DESCRIÇÃO E JUSTIFICATIVA DAS OBRAS

6. DESCRIÇÃO E JUSTIFICATIVA DAS OBRAS

6.1. ARRANJO GERAL DAS OBRAS

O desenho de projeto 2 - Arranjo Geral das Obras apresentado no Volume IX do presente documento mostra o arranjo do projeto onde podem-se destacar os seguintes componentes:

- a) Captação do açude Lontras de até 3 m³/s;
- b) Derivação por canal de aproximação escavado com capacidade de 3 m³/s;
- c) Estação elevatória principal (EBP) para 3 (três) conjuntos elevatórios em funcionamento mais 1 (um) para reserva com motores de 650 hp por conjunto;
- d) Adutora de recalque principal de aço, enterrada, diâmetro 1.800 mm para 3 m³/s ;
- e) Dois canais de adução (canal Norte – CN e Canal Sul – CS), de terra trapezoidais revestidos por manta impermeável e concreto simples com extensão total de 11,7 km;
- f) Reservatório de compensação principal, tronco-piramidal, de terra revestida por manta impermeável e concreto simples, no final da adutora, com capacidade nominal de 45.000 m³;
- g) Seis (06) reservatórios de compensação setoriais com capacidades nominais variando entre 7.500 e 10.000 m³, tronco-piramidais de terra revestida por manta impermeável e concreto simples;
- h) Sete (07) setores de distribuição de água sendo 3 (três) derivados do Canal Norte e 04 do canal sul;
- i) 48 lotes irrigados com áreas variando entre 36,46 ha e 80,17 ha cada um com tomada de água.

Os quadros seguintes resumem as principais informações sobre o loteamento da área irrigável.

SN 01	
LOTE	ÁREA
SN 01-01	50,14
SN 01-02	54,39
SN 01-03	67,22
SN 01-04	47,09
SN 01-05	50,88
SN 01-06	56,02
SN 01-07	55,16
SN 01-08	50,46
SN 01-09	54,63
SN 01-10	45,69
TOTAL	531,68

SN 02	
LOTE	ÁREA
SN 02-01	45,25
SN 02-02	50,27
SN 02-03	49,01
SN 02-04	53,15
SN 02-05	51,93
SN 02-06	45,26
SN 02-07	52,1
TOTAL	346,97

SN 03	
LOTE	ÁREA
SN 03-01	42,03
SN 03-02	54,19
SN 03-03	59,89
SN 03-04	64,83
SN 03-05	77,18
SN 03-06	80,17
TOTAL	378,29

RESUMO N + S	
SETOR	ÁREA
SN-01	531,68
SN-02	346,97
SN-03	378,29
SS-01	172,71
SS-02	477,04
SS-03	474,12
SS-04	619,19
TOTAL	3.000,00

SETOR N	1.256,94
SETOR S	1.743,06

TOTAL	3.000,00
-------	----------

PROJETO DE IRRIGAÇÃO IBIAPABA - SETORES SUL

SS 01	
LOTE	ÁREA
SS 01-01	41,09
SS 01-02	43,78
SS 01-03	51,38
SS 01-04	36,46
TOTAL	172,71

SS 02	
LOTE	ÁREA
SS 02-01	40,84
SS 02-02	63,54
SS 02-03	51,33
SS 02-04	38,76
SS 02-05	40,8
SS 02-06	57,42
SS 02-07	61,85
SS 02-08	58,03
SS 02-09	64,47
TOTAL	477,04

SS 03	
LOTE	ÁREA
SS 03-01	53,15
SS 03-02	55,4
SS 03-03	49,84
SS 03-04	60,62
SS 03-05	63,22
SS 03-06	65,95
SS 03-07	57,66
SS 03-08	68,28
TOTAL	474,12

SS 04	
LOTE	ÁREA
SS 04-01	51,53
SS 04-02	50,37
SS 04-03	50,19
SS 04-04	51,18
SS 05	415,92
TOTAL	619,19

Área Futura

6.2. DESCRIÇÃO DAS OBRAS

6.2.1. Canal de Aproximação

Para possibilitar o acesso das águas captadas e armazenadas no lago do açude Lontras foi projetado um canal de aproximação desde a bacia hidráulica até o local da estação elevatória principal – EBP.

Este canal será constituído por uma vala escavada no terreno natural dimensionada para possibilitar a derivação da água até os poços de sucção, com vazão suficiente, desde que os níveis de água do açude Lontras sejam superiores à cota mínima operacional com 90% de segurança (cota 529,00 – IBGE).

O canal terá seção interna trapezoidal sem revestimento e seus taludes variarão com as características do solo escavado:

- Na camada superior, de textura mais arenosa - Taludes H/V = 2:1
- Na camada inferior, constituída por rochas alteradas – Taludes H/V = 0,6:1

As principais características do canal de aproximação são:

- Extensão – 280 m
- Seção interna – Trapezoidal
- Largura do Fundo – 8,00 m
- Revestimento – não tem
- Declividade do fundo – 0,001 m/m
- Cota do TN no início – 529,00 m

- Cota do TN no final – 539,78 m
- Cota do Fundo do Canal no Início – 528,50 m
- Cota do Fundo do Canal no Final – 528,20 m
- Altura mínima do canal - 0,50 m
- Altura máxima da escavação – 11,58 m
- Vazão de Dimensionamento – 3 m³/s

6.2.2. Estação de Bombeamento Principal – EBP

Para recalcar a água captada do açude Lontras projetou-se uma estação de bombeamento com bombas submersíveis de eixo vertical.

A estação deverá funcionar com adequada eficiência para as diversas situações de níveis de água do açude.

A adoção de bombas submersíveis de eixo vertical deveu-se à necessidade de atendimento às condições de níveis operacionais ditadas pelo reservatório do açude Lontras:

- Nível mínimo operacional – 529,00 m;
- Nível Máximo – 539,00 m.

Por outro lado procurou-se facilitar as condições operacionais do sistema de captação e recalque principais evitando bombas de eixo horizontal, que para as condições locais, teriam que ser afogadas, instaladas ou em poços secos de muita profundidade (cerca de 15 m), ou sobre plataformas flutuantes de grande porte. Estas outras soluções apresentam piores condições de operação e maior custo global (investimentos+operação+manutenção).

Ainda para facilitar os serviços rotineiros e emergenciais de operação e manutenção projetou-se a estação abrigada em prédio com estrutura de concreto armado com as seguintes dimensões:

- Comprimento em Planta – 20,40 m;
- Largura em Planta – 18,00 m;
- Altura do Pé Direito – 8,00 m;
- Cota da terraplenagem – 541,00 m;
- Cota do piso da sala de bombas – 541,15 m;
- Área urbanizada - 2.500,00 m².

O prédio é constituído de dois níveis principais. No nível inferior encontram-se os poços de sucção com seus canais de entrada, comportas e grades de proteção. Neles serão instaladas as bombas de eixo vertical com suas colunas de elevação. O nível superior abrigará os motores elétricos,

quadros de ligação comando e controle, e instalações para operadores (banheiro, escritório e almoxarifado).

Foram previstos 4 (quatro) poços de sucção, sendo 3 deles para as bombas em funcionamento simultâneo e o quarto para o conjunto reserva.

As principais características dos poços de sucção são:

- Comprimento – 6,50 m;
- Largura – 2,00 m;
- Profundidade – 14,35 m;
- Cota do fundo do poço – 525,60 m;
- Cota do nível de água operacional mínimo – 529,00 m;
- Cota do nível de água operacional máximo – 535,41 m.

Os conjuntos elevatórios foram projetados para funcionamento em paralelo e terão as características seguintes:

Bombas

- Tipo – De eixo vertical, carcaça de ferro fundido com rotor e eixo em aço inox, coluna de aço carbono – coluna de 13 m;
- Quantidade – 03+1R;
- Vazão Nominal por bomba – 3.600 m³/h (1,00 m³/s);
- Altura Manométrica nominal – 36 mca;
- Rendimento mínimo – 85%;
- Potência estimada no eixo da bomba (nominal - BHP) – 553;
- Vazão total com três bombas em funcionamento simultâneo (mínima) – 3,00 m³/s.

Motores

- Quantidade – 03+1R;
- Número de pólos por motor – 06;
- Potência Nominal – 650 hp;
- Peso – 3,5 ton;
- Rotação nominal – 1175 rpm.

O barrilete de recalque das bombas inicia em ferro dúctil com diâmetro nominal de 700 mm, onde serão instalados: uma redução para ajustar o diâmetro do recalque da bomba com 700 mm, junta de montagem e desmontagem, válvula de retenção e válvula borboleta. Em seguida será

ampliado para 1000 mm, dotado de curvas e derivações até o local de saída unificado da adutora de aço com 1.800 mm. As peças serão flangeadas com flanges PN-10, e pressão de serviço mínima de 100 mca. A partir da ampliação para 1000, a tubulação poderá ser de aço com chapa de ½”, até o encontro com a adutora de recalque (D=1.800 mm).

Para proporcionar o manuseio dos equipamentos hidromecânicos, elétricos além de peças de maior parte, foi prevista uma ponte rolante, acionada eletronicamente, com movimentação nos três sentidos com capacidade de içamento mínima de 3,8 toneladas.

A estação foi concebida com portões, pátios e acessos que permitam a movimentação de veículos necessários às suas operação e manutenção.

Como proteção, contornando a estação foram previstas cerca de proteção, bem como valetas de drenagem para prevenir contra eventuais alagamentos.

6.2.2.1. Sistema Elétrico

O projeto elétrico foi baseado estritamente nas normas da ABNT, normas internacionais para equipamentos e normas específicas da CEPISA. As instalações de luz e força obedecerão às Normas e Especificações NBR-5410/05 da ABNT e as da concessionária de energia local, sem prejuízo do que for exigido a mais na presente especificação ou nas especificações complementares de cada obra.

Os eletrodutos serão cortados a serra e terão seus bordos esmerilhados para remover toda a rebarba.

Durante a construção, todas as pontas dos eletrodutos virados para cima serão obturadas com buchas rosqueáveis ou tampões de pinho bem batidos e curtos, de modo a evitar a entrada de água ou sujeira.

Nas lajes, os eletrodutos e respectivas caixas serão colocados antes da concretagem por cima da ferragem positiva bem amarrados, de forma a evitar o seu deslocamento acidental.

Quando os Eletrodutos com diâmetro superior a 1½” atravessarem colunas, o responsável pelo concreto armado deverá ser alertado a fim de evitar possível enfraquecimento do ponto de vista da resistência estrutural.

Para colocar os eletrodutos e caixas embutidos nas alvenarias, o instalador aguardará que as mesmas estejam prontas, abrindo-se então os rasgos e furos estritamente necessários, de modo a não comprometer a estabilidade de parede.

As caixas, quando colocadas nas lajes ou outros elementos de concreto, serão obturadas durante o enchimento das formas, a fim de evitar a penetração do concreto.

Quando as caixas forem situadas em pilares e vigas (o que deve ser evitado sempre que possível, será necessário combinar a sua colocação com o responsável pelo concreto armado, de modo a evitar possíveis inconvenientes para a resistência da estrutura).

Concepção Geral do Projeto

O Projeto Elétrico será concebido de modo a garantir um perfeito e contínuo funcionamento do sistema.

Características da EBP:

- Número de Alimentadores da SE – 1;
- Tensão de Alimentação da SE – 13,8 kV;
- Potência Instalada da SE – 2 x 1000kVA + 1 x 75 kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores Principais – 4.16 kV;
- Potência Instalada da Estação – 2075 kW;
- Quantidade de Conjuntos Motobomba ligados aos barramentos de 4.16 kV, (3+1);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida com Inversor de Frequência à Plena Tensão.

Automação da Estação de Bombeamento – Computadorizada pré-programada em função do nível da água do canal.

Os motores serão comandados por painel de controle e proteção (CCM), instalado na casa de comando.

Os motores funcionarão nas condições: manual/automático. A escolha da forma de operação será atuando-se numa chave seletora (Man/Aut), instalada na porta do CCM.

A condição automática do sistema ficará predisposta a uma automação local e/ou remota futura, que deverá abranger o revezamento das bombas de forma a possibilitar o funcionamento mais equalizado para as mesmas (mesmo número de horas de trabalho para as bombas). Ainda com relação ao revezamento quando da automação dos motores, será também observado o remanejamento a fim de que o motor que se encontre com defeito seja automaticamente excluído e acionado o conjunto motobomba reserva.

Iluminação Externa

A iluminação da área externa dar-se-á através de postes de concreto de 9m com luminária instalada a 6m, lâmpadas vapor metálico de alta pressão de 150W/220V e também através da

instalação de projetores no entorno da edificação equipados com lâmpada vapor metálico de alta pressão de 70W/220V.

Os circuitos de iluminação serão protegidos por disjuntores termomagnéticos e comando automático através de fotocélulas para as luminárias instaladas nos postes e através de interruptores para as luminárias tipo projetores instaladas no perímetro da edificação.

Iluminação Interna

A iluminação interna será feita através de luminárias tipo projetor com lâmpada vapor metálico de 70W, luminária tipo calha com lâmpadas fluorescentes tubulares 2x32W, plafon de sobrepor com luminária fluorescente compacta 1x26W.

Os circuitos de iluminação e tomadas serão derivados de disjuntores termomagnéticos instalados no QSA (Quadro de Serviços Auxiliares).

Proteção e Medição

A proteção em baixa tensão para os circuitos do QSA será feita através de disjuntores termomagnéticos, com tensão nominal de 380V para trifásicos, 220V para monofásicos, com capacidade de interrupção mínima de 5kA e compensação de temperatura.

Na entrada de força do QSA (Quadro de Serviços Auxiliares), as fases e o neutro deverão ter protetores contra surtos (DPS classe 1). Devem utilizar-se dispositivos de proteção contra surtos:

- Tipo não curto-circuitante;
- Tensão de operação contínua - nominal = 175V;
- Corrente máxima de impulso: 50kA (Classe I);
- Corrente nominal de descarga: 50kA (Classe I);

A medição será feita em alta tensão através de medidor polimérico, conforme projeto, observando as normas da Concessionária Local.

Sistema de Proteção Contra Descargas Atmosféricas

A Estação de Bombeamento Principal será provida de sistema de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA), instalado em poste de 12m com mastro de 4m e captor. Já para a área da sala de bombas a proteção contra descargas atmosféricas será feita através de uma malha aérea conforme memorial e peças gráficas.

Aterramento

A EBP possuirá um sistema de aterramento composto pela malha da medição de dimensões de 6x3m, pela malha da subestação de dimensões de 12x10,5m e pelas duas malhas da sala das

bombas de dimensões de 16x6m cada, com cabos de cobre nu de 70mm² e hastes de terra de 3/4" x 3,00m, estas malhas deverão ser interligadas através de uma caixa de equipotencialização e todas as partes metálicas não energizadas, as barras de terra dos quadros de distribuição, CCM's, Painel de Medição assim como a carcaça de cada motor deverão ser interligadas através de cabos de cobre a estas malhas.

Todas as ligações de aterramento deverão ser executadas com conectores apropriados (conexões aparentes) ou através de solda exotérmica (conexões embutidas no solo).

Deverá haver no mínimo dois pontos de teste na malha, localizado em caixa de inspeção tipo solo com tampa reforçada.

A resistência do aterramento do sistema elétrico deverá ser menor ou igual a 10 ohms, de acordo com a norma da concessionária local.

Recomendações Técnicas Básicas

Os condutores foram dimensionados pela aplicação do critério de queda de tensão e confirmados nas tabelas de condução de corrente para condutores de cobre isolado com capa de PVC conforme NBR 5410, além dos fatores de agrupamento e redução de temperatura.

A taxa de ocupação dos eletrodutos nunca será superior a 40% de acordo com a NBR 5410.

Todos os eletrodutos deverão receber acabamento de bucha e arruela.

Não deverá haver emendas de cabos dentro de eletrodutos.

As caixas de passagem deverão ter no fundo uma cobertura de no mínimo 10 cm de brita.

Plantas, desenhos, diagramas e memória de cálculo complementam as informações acima, que serão descritas a seguir e em volume específico do projeto.

Normas

- NT-002/2011 – Fornecimento de Energia Elétrica em Tensão Primária de Distribuição;
- NBR 5410 – Instalações Elétricas de Baixa Tensão;
- NBR 5471 – Condutores Elétricos;
- NBR 14039 - Instalações elétricas de Média Tensão;
- NBR 5413 - Iluminância de interiores
- NBR 5419 – Proteção de estruturas contra descargas atmosféricas;
- NBR 6251 - Cabos de potência com isolamento extrudada para tensões de 1 kV a 35 kV - Requisitos construtivos.

6.2.3. Adutora Principal

A água captada será recalçada até o reservatório de compensação principal por uma tubulação adutora de aço com espessura de 1/2”.

O solução adotada deveu-se a critérios técnico, econômicos e financeiros, quando considerou-se diversos diâmetros e materiais, optando-se pelos que propiciassem o menor custo global somados os custos de implantação, operação, manutenção e de energia

A linha de adução será enterrada em vala com 2,50 m de largura e recobrimento mínimo de 1,80 m.

As principais informações técnicas sobre a adutora principal são as seguintes:

- Material – aço;
- Espessura – 1/2”;
- Pressão de Serviço Mínima – 60 mca;
- Vazão de Dimensionamento – 3 m³/s;
- Extensão – 460 m;
- Diâmetro Interno – 1.800 mm;
- Cota do Terreno no Início – 541,00 m;
- Cota do Terreno no Final – 565,07 m;
- Cota do Fundo da Vala no Início – 538,35 m;
- Cota do Fundo da Vala no Final – 561,77 m;
- Período de Funcionamento – 20 horas/dia.

Para proteger a tubulação adutora contra os efeitos dos transientes hidráulicos foi previsto um reservatório unidirecional (TAU) em local estratégico conforme mostrado nos desenhos de detalhamento de projeto.

Esta obra é constituída por um reservatório apoiado de concreto armado com eixo derivado de um ponto 260,00 m à jusante da EBP-Estação de Bombeamento Principal. A ligação do reservatório com adutora se fará por uma tubulação de ferro dúctil com D=300 mm. Esta tubulação será equipada com registro de gaveta e válvula de retenção que só permitira o fluxo do reservatório para a tubulação. As principais características técnicas do TAU são:

- Material – concreto armado;
- Altura útil – 3,00 m;
- Largura – 2,00 m;
- Volume útil acumulado – 9,4 m³.

6.2.4. Reservatório de Compensação Principal

O reservatório de compensação principal foi concebido para armazenar água aduzida compensando o efeito do tempo em que ocorra adução e não aconteça irrigação. Lembramos que foi previsto no projeto um período máximo de irrigação de 16 horas e de adução por 20 horas.

Este reservatório terá corpo de terra, com diques de aterro compactado de material de jazida.

Sua seção de armazenamento será tronco piramidal e os diques das paredes terão forma trapezoidal.

As paredes laterais de terra compactada, com controle de grau de compactação e umidade, terão as seguintes características:

- Largura de coroamento - 3,50 m;
- Taludes internos – $h/v = 1,5:1$;
- Taludes externos – $h/v = 2:1$;
- Altura interna – 3,50 m;
- Cota do coroamento – 568,20;
- Cota do fundo – 564,70.

O reservatório terá um volume útil nominal de 45.000 m³ armazenados em 2,50 m de profundidade.

As características internas do reservatório são:

- Forma do Fundo – quadrado;
- Dimensões do fundo – 128,50 m X 128,50 m;
- Dimensão pelo coroamento – 139 m X 139 m;
- Profundidade Total – 3,50 m sendo; sendo 0,50 m de segurança no fundo, 2,50 m útil e 0,50 m de folga.

O revestimento do fundo e paredes do reservatório será feito em duas fases:

1ª) Manta de polietileno nervurada com espessura mínima de 1 mm aplicada sobre solo bem nivelado, drenado e compactado;

2ª) placas de concreto simples quadradas com 7 cm de espessura, sobre a manta, espaçadas de 3 em 3 metros com juntas secas de espessura 1,5 cm.

O coroamento e os taludes externos deverão ser protegidos por uma camada de cascalho ou brita com espessura de 15 cm.

O reservatório será equipado com duas obras de saída, sendo uma para o canal norte e outra para o canal sul. Referida obra será dotada de comportas planas circulares com dimensões iguais a 1.200 mm.

Para evitar o transbordamento em situações imprevistas o reservatório foi projetado com uma descarga de segurança constituída por um vertedouro de onde as águas excedentes serão encaminhadas através de valetas ao coletor de drenagem natural mais próximo.

6.2.5. Canais Adutores

O projeto prevê que a água aduzida será conduzida até os setores de distribuição por dois canais adutores: Canal Norte (CPN) e Canal Sul (CPS).

O canal norte partirá do reservatório de compensação para o norte alimentando os setores de distribuição SN-01, SN-02 e SN-03 propiciando a irrigação de 1.256,94 ha.

Estes canais serão escavados ou de terra compactada, revestidos internamente e externamente.

Os maciços compactados que comporão os canais terão a forma trapezoidal e serão formados ou pelas próprias escavações ou por camadas compactadas com controle de grau de compactação e umidade ótima de acordo com as especificações técnicas do projeto.

Os canais terão seção interna trapezoidal revestida com taludes H/V = 1,5:1.

As principais características dos canais adutores são mostradas no **Quadro 6.1** a seguir.

Quadro 6.1: Principais características dos Canais Adutores

Característica	Canal Norte	Canal Sul
Extensão (m)	6.646	5.104
Largura da faixa de Domínio (m)	-	-
Forma da Seção interna	Trapezoidal	Trapezoidal
Largura do Fundo (m)	1,20	1,20
Altura total (m)	1,10	1,10
Largura do coroamento (m)	10,40	10,40
Revestimento interno	0,07	0,07
Declividade do fundo (m/m)	0,05	0,05
Cota do TN no início (m)	565,04	565,03
Cota do TN no final (m)	565,05	564,61
Cota do Fundo do Canal no Início (m)	565,00	565,03
Cota do Fundo do Canal no Final (m)	561,68	562,48
Cota do Coroamento do canal no Início (m)	566,10	566,13
Cota do Coroamento do Canal no Final (m)	562,78	563,58
Altura máxima de aterro (m)	4,87	2,68

Característica	Canal Norte	Canal Sul
Altura máxima da escavação (m)	14,22	4,00
Altura média de aterro (m)	1,00	1,00
Vazão de Dimensionamento (m ³ /s)	1,80	1,80

O revestimento do fundo e paredes internas dos canais será feito em duas fases:

1ª) Manta de polietileno nervurada com espessura mínima de 1 mm aplicada sobre solo bem nivelado, drenado e compactado;

2ª) Placas de concreto simples com espessura de 7 cm e juntas secas a cada 3 m com espessura de 1,50 cm.

O coroamento e os taludes externos deverão ser protegidos por uma camada de cascalho ou brita com espessura de 15 cm. O coroamento contará com uma estrada de operação e manutenção com largura de 3,50 m revestida de cascalho com espessura de 0,20 m.

Nos cortes com altura superior a 6m serão executadas plataformas, a cada 6 m de altura, com largura de 3,50 m, conforme mostrado nos desenhos de projeto.

Os taludes externos dos aterros serão H/V=2:1 para alturas de aterros inferiores a 6 m e 2 ½ : 1 para alturas superiores, conforme indicação dos desenhos de projeto.

6.2.5.1. Obras hidráulicas nos canais

Ao longo dos canais foram previstas algumas obras para possibilitar as atividades de operação e manutenção bem como para otimizar os custos de implantação, operação e manutenção do projeto. Essas obras são descritas resumidamente a seguir:

Obras de controle

Como obras de controle foram utilizadas 4 (quatro) estruturas do tipo soleira Bico de Pato, com o objetivo de manter o controle dos níveis operacionais do canal à montante das soleiras, sendo 3 delas no canal sul e a quarta no canal norte.

A obra será em concreto armado, terá 6,00 m de extensão com soleira fixada a 0,6 m do fundo do canal. A soleira em formato trapezoidal tem 6,24 m de desenvolvimento. Em todas as obras do tipo soleira Bico de Pato, de montante para jusante, previu-se um desnível de 5 cm no fundo do canal.

Obras de segurança

Foram projetadas 2 (duas) estruturas iguais de Descarga de Segurança, uma no canal sul e outra no canal norte, tendo como objetivo garantir a segurança do canal em casos emergenciais de ocorrência de vazões superiores à capacidade de cada trecho e permitir o esvaziamento para eventual manutenção.

Esta obra é composta por um vertedouro com canal lateral associada a uma descarga de fundo, formada por uma comporta plana vertical com sentido único de fluxo de 0,50 x 0,50 m.

A obra de concreto armado apresenta uma extensão máxima de 24,30 m, em que 21,00 m são da soleira longitudinal do vertedouro, que descarrega para um canal lateral. Deste canal a água segue para uma caixa central, sendo escoada por uma estrutura de bueiro duplo tubular com D=600 mm.

A comporta, que serve de descarga de fundo, localiza-se na zona central da caixa de entrada, existindo uma caixa de transição com cerca de 2,50 m de comprimento por 1,08 m de largura e 0,26 m de profundidade.

A comporta terá sentido duplo de fluxo e será acionada manualmente e individualmente por um volante montado no coroamento da estrutura.

A Descarga de Segurança foi dimensionada, para a capacidade de até 1,73 m³/s, com uma lâmina vertente de altura máxima de 15 cm, sobre uma soleira longitudinal.

Além das obras de segurança no canal o projeto prevê descargas de segurança nos reservatórios setoriais, o que garante que os excedentes de água no canal serão descartados desde que os reservatórios eventualmente não os comportem.

Tomada de água do reservatório principal para os canais

Para a transferência de água do reservatório principal para os canais norte e sul foram projetadas duas obras de Tomada de água.

As obras são de concreto armado e estão ligadas ao reservatório por uma tubulação de ferro dúctil com diâmetro igual a 1.200 mm. A estrutura possui 4,22 m de comprimento, 2,05 m de largura e 3,07 m de altura. O controle do fluxo de água será através de uma comporta circular com 1.200 mm e sentido único onde à mesma será acionada manualmente e individualmente por um volante montado no coroamento da estrutura.

Na saída da caixa existem ranhuras onde será instalada grade metálica removível com 2,00 m de largura e 2,52 m de altura, para evitar a passagem de detritos e objetos flutuantes para o interior do canal.

Tomada de água dos canais para os reservatórios setoriais

Para a transferência de água dos canais norte e sul para os reservatórios RN01, RN02, RS1, RS2, RS3 e RS4, foram projetadas obras de Tomada de água para cada reservatório.

As obras são de concreto armado e estão ligadas ao reservatório por uma tubulação de ferro dúctil com diâmetros de 500 mm, 700 mm e 900 mm. A estruturas possuem 4,22 m de

comprimento, 2,05 m de largura e alturas variando de 1,80 m até 2,40 m. O controle do fluxo de água será através de comportas circulares de 500 mm, 700 mm e 900 mm com sentido único onde às mesmas serão acionadas manualmente e individualmente por um volante montado no coroamento de cada estrutura.

Na saída das caixas existem ranhuras onde serão instaladas grades metálicas removíveis com 2,00 m de largura e alturas variando de 1,23 m até 1,84 m, para evitar a passagem de detritos e objetos flutuantes para o interior do canal.

Ponte canal

Para a travessia do riacho localizado na estaca 57, verificou-se que o trecho do canal sul deverá ser dotado de estrutura que permita a passagem natural das cheias do curso de água sem interferir no lençol freático a montante do canal. Dentre as estruturas estudadas adotou-se uma travessia pelo vale do rio através de ponte canal (aqueduto). Esta solução foi escolhida por ser a mais econômica considerada com relação às alternativas:

- Aterro alto com bueiros sob o mesmo. Seriam muitas células no bueiro para passar a vazão calculada e o aterro atingiria aproximadamente altura de até 11,00m.
- Sifão invertido com tubulação em aço D=1,5m. A complexidade para execução dessa alternativa e a necessidade de proteção específica para a tubulação em aço, que consiste de pintura especial anticorrosiva e proteção catódica, faz com que a mesma fique economicamente em desvantagem.

A obra da ponte canal em concreto armado terá 103,70 m de extensão, com módulos de 19,70 m apoiados em pilares. A seção transversal da ponte canal será em formato U, com 1,50 m de largura por 1,35 m de altura e paredes com 0,25 m de espessura.

Serão 6 (seis) pilares com seção transversal retangular medindo 0,80 m por 1,00 m, onde sua extremidade superior abre-se em formato de capitel com dimensões de 2,40 m por 2,30 m. As alturas variam de 5,00 m e 3,00m nas extremidades até 11,00 m no vão central.

As transições do canal com a ponte e da ponte para o canal serão feitas através de duas obras de concordância em concreto armado com 6,25 m de comprimento e larguras de 4,50 m e 1,50 m nas duas extremidades.

As fundações serão assentes através de sapatas com dimensões de 1,80 m por 1,80 m e 0,50 m de altura, a uma profundidade que assegure a integridade e segurança total da obra.

6.2.6. Reservatórios de Compensação Setoriais

Os reservatórios de compensação setoriais foram dimensionados e detalhados para armazenar água aduzida compensando o efeito do tempo em que ocorra adução e não aconteça irrigação. Lembramos que foi previsto no projeto um período máximo de irrigação de 16 horas e de adução por 20 horas.

O Reservatório denominado RN 02 atende a duas EB's ; ESN 02 e ESN 03 e as demais EB's cada uma tem seu reservatório.

O Quadro a seguir mostra a distribuição.

Canal Adutor de Onde Deriva	Reservatórios		EB a quem está Interligado	Setores Beneficiados	
	Denominação	Volume Nominal (m ³)		Nome	Área (ha)
CNNORTE	RN 01	7.500	EBN 01	SN 01	531,68
	RN 02	10.000	EBN 02	SN 02	346,97
			EBN 03	SN 03	378,29
CSSUL	RS 01	2.000	EBS 01	SS 01	172,71
	RS 02	7.500	EBS 02	SS 02	477,04
	RS 03	7.500	EBS 03	SS 03	474,12
	RS 04	10.000	EBS 04	SS 04	203,17
				Total	2.583,98

Do mesmo modo que o reservatório principal, estes reservatórios terão corpo de terra, com diques de aterro compactado de material de jazida.

Sua seção de armazenamento será tronco piramidal e os diques das paredes terão forma trapezoidal.

As paredes laterais de terra compactada, com controle de grau de compactação e umidade, terão as seguintes características:

- Largura de coroamento – 3,50 m
- Taludes internos – h/v = 1,5:1
- Taludes externos – h/v = 2:1
- Altura interna – 3,50 m

O revestimento do fundo e paredes do reservatório será feito em duas fases:

1ª) Manta de polietileno nervurada com espessura mínima de 1 mm aplicada sobre solo bem nivelado, drenado e compactado;

2ª) placas de concreto simples quadradas com espessura de 7cm, sobre a manta, espaçadas de 3 em 3 metros com juntas secas de espessura 1,5 cm.

Os coroamentos e os taludes externos deverão ser protegidos por uma camada de cascalho ou brita com espessura de 15 cm.

Os reservatórios serão equipados com obras de alimentação dos canais adutores, e de saída para as estações secundárias. As obras de alimentação serão dotadas de comportas planas circulares com dimensões de 500 mm, 700 mm e 900 mm. As obras de saída para sucção nas Estações EBN 01, EBN 02-03, EBS 01, EBS 02 e EBS 03 serão constituídas por tubulação de ferro dúctil que sobe verticalmente e vira 90° seguindo paralela a berma do reservatório, já na EBS 04 a tubulação ultrapassa a parede do reservatório. Todas as tubulações de sucção possuem registro de gaveta para eventual isolamento.

Para evitar o transbordamento em situações imprevistas o reservatório foi projetado com uma descarga de segurança constituída por um vertedouro de onde as águas excedentes serão encaminhadas através de valetas ao coletor de drenagem natural mais próximo.

6.2.7. Estações de Bombeamento Secundárias

As estações de bombeamento secundárias (EBS) captam as águas dos reservatórios setoriais de compensação e pressurizam a rede de distribuição, garantindo as condições necessárias para as tomadas de cada lote.

As Estações de bombeamento secundárias foram definidas de acordo com a posição em relação ao Reservatório Principal (RP). As EB's localizadas a norte: EBN 01, EBN 02 e EBN 03, as localizadas Sul: EBS 01, EBS 02, EBS 03 e EBS 04.

Para facilitar as ações de operação e manutenção as estações elevatórias foram projetadas com seus conjuntos de bombeamento abrigados em prédios construídos com estrutura de concreto armado com paredes de alvenaria de tijolos.

As bombas funcionarão não afogadas nas estações EBN 01, EBN 02, EBN 03, EBS 01, EBS 02 e, EBS 03, e afogadas na EBS 04, com níveis de sucção determinados pelos níveis máximos e mínimos operacionais dos reservatórios.

Não foram previstos poços de sucção e sim tubulações para sucção derivando dos reservatórios secundários. As tubulações de sucção das bombas serão de ferro dúctil, partindo da tubulação de saída dos reservatórios.

Cada barrilete de sucção será equipado com redução, válvula de pé com crivo e registro de gaveta para isolamento de cada bomba.

No recalque previu-se para cada bomba, redução da bomba para o barrilete, válvula de retenção e registro de gaveta.

As bombas serão centrífugas, bipartidas de eixo horizontal acionadas por motores elétricos.

As principais características técnicas das estações de bombeamento secundárias estão resumidas no **Quadro 6.2** apresentado a seguir.

Quadro 6.2: Principais Características das Estações de Bombeamento Secundárias

EB	Vazão Total (m³/h)	Nº Bombas EB	Vazão/Bomba (m³/h)	Hm (mca)	Potencia Eixo (CV)	Potencia por Bomba(CV)	Potencia Total (CV)
EBN 01	1.937,55	3	645,85	74,93	274,83	300	900
EBN 02	1.573,86	2	786,93	102,51	458,12	450	900
EBN 03	1.715,92	2	857,96	80,52	392,32	400	800
EBS 01	783,41	2	391,71	66,76	148,51	150	300
EBS 02	2.163,85	3	721,28	101,94	417,56	450	1.350
EBS 03	2.150,61	3	716,87	102,8	418,51	450	1.350
EBS 04	922,03	2	461,02	68,93	180,47	200	400

6.2.7.1. Sistema Elétrico

O projeto elétrico foi baseado nas normas da ABNT, normas internacionais para equipamentos e normas específicas da concessionária local. Os eletrodutos serão cortados a serra e terão seus bordos esmerilhados para remover toda a rebarba.

Durante a construção, todas as pontas dos eletrodutos virados para cima serão obturadas com buchas rosqueáveis ou tampões de pinho bem batidos e curtos, de modo a evitar a entrada de água ou sujeira.

Nas lajes, os eletrodutos e respectivas caixas serão colocados antes da concretagem por cima da ferragem positiva bem amarrados, de forma a evitar o seu deslocamento acidental.

Quando os Eletrodutos com diâmetro superior a 1½" atravessarem colunas, o responsável pelo concreto armado deverá ser alertado a fim de evitar possível enfraquecimento do ponto de vista da resistência estrutural.

Para colocar os eletrodutos e caixas embutidos nas alvenarias, o instalador aguardará que as mesmas estejam prontas, abrindo-se então os rasgos e furos estritamente necessários, de modo a não comprometer a estabilidade de parede.

As caixas, quando colocadas nas lajes ou outros elementos de concreto, serão obturadas durante o enchimento das formas, a fim de evitar a penetração do concreto.

Quando as caixas forem situadas em pilares e vigas (o que deve ser evitado sempre que possível, será necessário combinar a sua colocação com o responsável pelo concreto armado, de modo a evitar possíveis inconvenientes para a resistência da estrutura).

Concepção Geral do Projeto

O Projeto Elétrico das Estações de Bombeamento Secundárias será concebido de modo a garantir um perfeito e contínuo funcionamento do sistema.

Características da EBN1:

- Número de Alimentadores da Subestação – 1;
- Tensão de Alimentação da Subestação – 13,8 kV;
- Potência Instalada da Subestação – 750 kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores Principais – 380V;
- Potência Instalada da Estação – 565,112 kW;
- Quantidade de Conjuntos Motor-bomba ligados aos barramentos de 380V – 3 (Três);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Características da EBN -2_3:

- Número de Alimentadores da Subestação – 1;
- Tensão de Alimentação da Subestação – 13,8 kV;
- Potência Instalada da Subestação – 1500 kVA, dois transformadores de 750kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores – 380V;
- Potência Instalada da Estação – 1209,72 kVA;
- Quantidade de Conjuntos Motor-bomba ligados aos barramentos de 380V – 2 (Dois) para a EBN-2 e 2 (Dois) para a EBN-3;
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Características da EBS-1:

- Número de Alimentadores da SE – 1;
- Tensão de Alimentação da SE – 13,8 kV;
- Potência Instalada da SE – 300 kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores Principais – 380V;
- Potência Instalada da Estação – 227,970 kW;
- Quantidade de Conjuntos Motobomba ligados aos barramentos de 380V – 2 (Dois);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Características da EBS -2:

- Número de Alimentadores da Subestação – 1;
- Tensão de Alimentação da Subestação – 13,8 kV;
- Potência Instalada da Subestação – 1500 kVA, dois transformadores de 750kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores – 380V;

- Potência Instalada da Estação – 1001,71 kVA;
- Quantidade de Conjuntos Motor-bomba ligados aos barramentos de 380V – 3 (Três);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Características da EBS -3:

- Número de Alimentadores da Subestação – 1;
- Tensão de Alimentação da Subestação – 13,8 kV;
- Potência Instalada da Subestação – 1500 kVA, dois transformadores de 750kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores – 380V;
- Potência Instalada da Estação – 1001,71 kVA;
- Quantidade de Conjuntos Motor-bomba ligados aos barramentos de 380V – 3 (Três);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Características da EBS-4:

- Número de Alimentadores da Subestação – 1;
- Tensão de Alimentação da Subestação – 13,8 kV;
- Potência Instalada da Subestação – 500 kVA;
- Tensão de Alimentação dos Motores – 380V;
- Potência Instalada da Estação – 292,76 kVA;
- Quantidade de Conjuntos Motor-bomba ligados aos barramentos de 380V – 2 (Dois);
- Método de Partida dos Motores Principais – Partida Suave com Soft-Starter.

Automação das Estações de Bombeamento Secundárias – Computadorizada pré-programada em função do nível da água do canal.

Os motores serão comandados por painel de controle e proteção (CCM), instalado na casa de comando.

Os motores funcionarão nas condições: manual/automático. A escolha da forma de operação será atuando-se numa chave seletora (Man/Aut), instalada na porta do CCM.

A condição automática do sistema ficará predisposta a uma automação local e/ou remota futura, que deverá abranger o revezamento das bombas de forma a possibilitar o funcionamento mais equalizado para as mesmas (mesmo número de horas de trabalho para as bombas). Ainda com relação ao revezamento quando da automação dos motores, será também observado o remanejamento a fim de que o motor que se encontre com defeito seja automaticamente excluído e acionado o conjunto motobomba reserva.

Iluminação Externa

A iluminação da área externa dar-se-á através de postes de concreto de 9m com luminária instalada a 6m, lâmpadas vapor metálico de alta pressão de 150W/220V.

Os circuitos de iluminação serão protegidos por disjuntores termomagnéticos e comando automático através de fotocélulas para as luminárias instaladas nos postes e através de interruptores para as luminárias tipo projetores instaladas no perímetro da edificação.

Iluminação Interna

A iluminação interna será feita através de luminárias tipo calha com lâmpadas fluorescentes tubulares 2x32W, plafon de sobrepor para lâmpada incandescente 1x60W.

Os circuitos de iluminação e tomadas serão derivados de disjuntores termomagnéticos instalados no QGBT (Quadro Geral de Baixa Tensão).

Proteção e Medição

A proteção em baixa tensão para os circuitos do QGBT será feita através de disjuntores termomagnéticos, com tensão nominal de 380V para trifásicos, 220V para monofásicos, com capacidade de interrupção mínima de 5kA e compensação de temperatura.

Na entrada de força do QGBT (Quadro Geral de Baixa Tensão), as fases e o neutro deverão ter protetores contra surtos (DPS classe 1):

- Tipo não curto-circuitante;
- Tensão de operação contínua nominal = 175V;
- Corrente máxima de impulso: 50kA (Classe I);
- Corrente nominal de descarga: 50kA (Classe I);

A medição será feita em alta tensão através de medidor polimérico instalado em poste de concreto ao tempo, conforme projeto, observando as normas da Concessionária Local.

Sistema de Proteção Contra Descargas Atmosféricas

As Estações de Bombeamento Secundárias serão providas de sistema de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA). Para a área da subestação o método utilizado será o de Franklin já para a Sala de Bombas o método utilizado será o de Faraday.

O método de Faraday consiste em envolver a parte superior da construção com uma malha captora de condutores elétricos nus (será utilizado cabo de cobre nu de 35 mm²) instalados em isoladores (conforme projeto), cuja distância entre os condutores da malha de captação é em função do nível de proteção desejado.

Esse método é fundamentado na teoria pela qual o campo eletromagnético é nulo no interior de uma estrutura metálica ou envolvida por uma superfície metálica ou por malha metálica, que são percorridas por uma corrente elétrica de qualquer intensidade. A maior proteção que se pode ter utilizando o método de Faraday é construir uma estrutura ou envolvê-la completamente com uma superfície metálica de espessura adequada.

O método de Franklin se baseia no uso de captos pontiagudos colocados em mastros verticais para se aproveitar os efeitos das pontas, quanto maior a altura maior o volume protegido, volume este que tem a forma de um cone formado pelo triângulo retângulo girado em torno do mastro.

Aterramento

As Estações de Bombeamento Secundárias possuirão um sistema de aterramento composto por malhas com cabos de cobre nu de 50mm² e hastes de terra de 3/4"x3,00m. As malhas das edificações de cada estação de bombeamento deverão ser interligadas através de uma caixa de equipotencialização bem como todas as partes metálicas não energizadas, as barras de terra dos quadros de distribuição, CCM's, Painel de Medição assim como a carcaça de cada motor e do transformador deverão ser interligadas através de cabos de cobre a estas malhas.

Todas as ligações de aterramento deverão ser executadas com conectores apropriados (conexões aparentes) ou através de solda exotérmica (conexões embutidas no solo).

Deverá haver no mínimo dois pontos de teste na malha, localizado em caixa de inspeção tipo solo com tampa reforçada.

A resistência do aterramento do sistema elétrico deverá ser menor ou igual a 10 ohms, de acordo com a norma da concessionária local.

Recomendações Técnicas Básicas

Os condutores foram dimensionados pela aplicação do critério de queda de tensão e confirmados nas tabelas de condução de corrente para condutores de cobre isolado com capa de PVC conforme NBR 5410, além dos fatores de agrupamento e redução de temperatura.

A taxa de ocupação dos eletrodutos nunca será superior a 40% de acordo com a NBR 5410.

Todos os eletrodutos deverão receber acabamento de bucha e arruela.

Não deverá haver emendas de cabos dentro de eletrodutos.

As caixas de passagem deverão ter no fundo uma cobertura de no mínimo 10 cm de brita.

Plantas, desenhos, diagramas e memória de cálculo complementam as informações acima, que serão descritas a seguir e em volume específico do projeto.

Normas

- NT-002/2011 – Fornecimento de Energia Elétrica em Tensão Primária de Distribuição;
- NBR 5410 – Instalações Elétricas de Baixa Tensão;
- NBR 5471 – Condutores Elétricos;
- NBR 14039 – Instalações elétricas de Média Tensão;
- NBR 5413 – Iluminância de interiores
- NBR 5419 – Proteção de estruturas contra descargas atmosféricas;
- NBR 6251 – Cabos de potência com isolamento extrudada para tensões de 1 kV a 35 kV - Requisitos construtivos.

6.2.8. Redes de Distribuição Setoriais

As redes de distribuição são constituídas pelo conjunto de tubulações integradas desde as estações secundárias até as tomadas dos lotes.

Estas tubulações serão de PVC DEFoFo ou Ferro Dúctil com junta elástica, ponta, bolsa e anel de borracha, com pressão de serviço mínima de 100 mca. As tubulações de PVC são as projetadas com diâmetro igual ou inferior a 500 mm, enquanto as de maior diâmetro serão de ferro dúctil. Todas as conexões inclusive curvas e tês serão de ferro dúctil.

A rede de distribuição será instalada ao longo dos acostamentos das estradas secundárias, enterradas em valas, com recobrimento mínimo de solo de 80 cm.

Em algumas travessias aéreas as tubulações serão de ferro dúctil com flanges PN-10.

Foram previstos blocos de ancoragem em pontos estratégicos da rede: curvas, tês, registros de linha, e tampões finais.

Como pode-se observar nos desenhos do Projeto Executivo, nos pontos altos das linhas de adução foram previstas ventosas de tríplex função de ferro dúctil com flanges PN-10 para permitir a saída de ar da linha adutora. Entre a tubulação e a ventosa foi projetado um registro para possibilitar eventuais manutenções das ventosas, sem parada da distribuição de água.

Nos pontos baixos das linhas de distribuição indicados nas plantas e perfis do Projeto Executivo existirão registros de descarga com diâmetro de 100 mm, de ferro dúctil com flanges PN-10. Estes registros permitirão a limpeza ou esvaziamento da rede ou de trechos dela nas ações de operação ou manutenção do sistema. Dos registros sairão valas de drenagem até os talwegues naturais.

Os registros de linha, registros de descarga e ventosas serão abrigados em caixas de alvenaria de tijolos, com fundo de brita, e tampa superior para fechamento de concreto armado, conforme detalhados nos desenhos de projeto.

O **Quadro 6.3**, a seguir, apresenta as principais características técnicas das redes de distribuição projetadas.

Quadro 6.3: Características Técnicas da Rede Projetada

EB onde inicia	Diâmetros Nominais (mm)					
	FD (K7)	VINILFER Def ^o (100 mca)				
	600	500	400	300	250	200
EBN 01		1.206	360	537	195	344
EBN 02	1.006	1.546	581	1.144		187
EBN 03	1.795	369	1.051	1.668		
EBS 01			85	928		1.106
EBS 02	1.802	1.065		75		
EBS 03	1.483	359	853	916		212
EBS 04			934	660		1.047
Totais (m)	6.686	5.045	3.330	5.567	445	2.049

6.2.9. Tomadas de Água para os Lotes

Nos pontos de maior cota da testada dos lotes, foram projetadas tomadas de água de derivação da rede para cada lote irrigável.

Esta tomada é constituída por um tê de derivação e tubulação de PVC rígido DEFoFo DN 200 onde serão acoplados dispositivos de medição e de controle da água para irrigação do lote, como está esquematizado na **Figura 6.2** que segue.

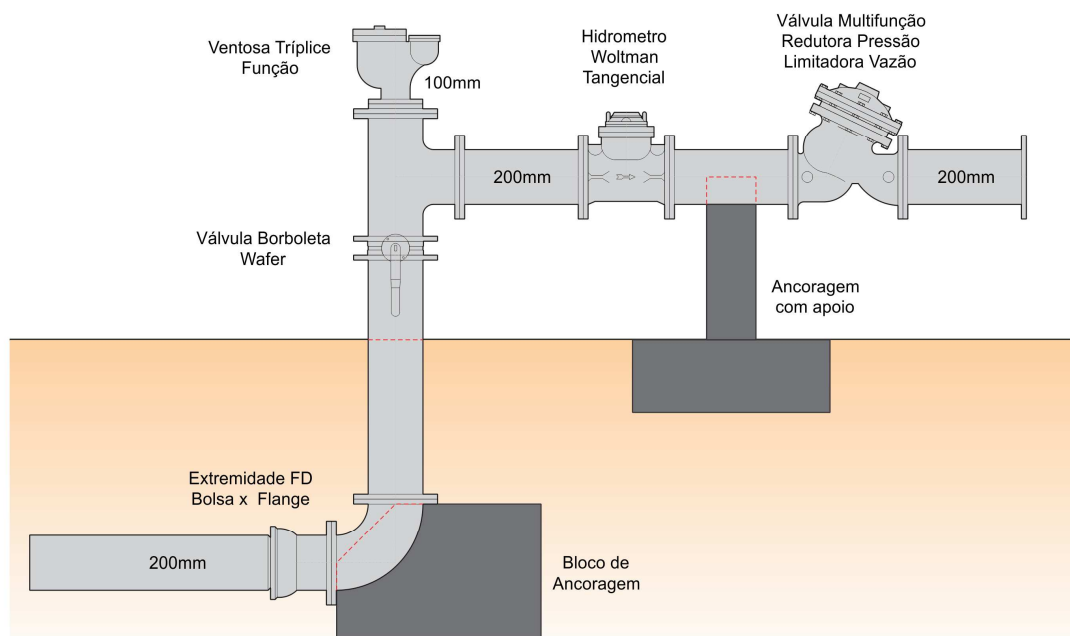


Figura 6.1: Dispositivos de medição e de controle da água para irrigação do lote

A medição se fará com hidrômetro tangencial.

O controle de água se fará com válvula multifuncional para controle de pressão e limitadora de vazão.

Estas tomadas foram projetadas em condições de fornecer uma vazão de até 1,26 l/s/há irrigado com uma pressão mínima de 5 mca.

6.2.10. Sistema de Drenagem

Os elementos de drenagem projetados são formados basicamente por:

- Elementos ortogonais como bueiros, ponte canal e passagem molhada que atravessarão a água provinda basicamente dos talwegues cortados pelo canal principal;
- Elementos paralelos, valas de drenagem que correm ao longo do Canal Principal e captam as águas que não irão diretamente para o talvegue, despejando-as nos bueiros. Estas valas servirão ainda para manter o lençol freático baixo propiciando as condições necessárias de irrigação.

Para a drenagem dos riachos que cruzam os canais do projeto de irrigação, foram definidos oito bueiros. Suas dimensões foram estimadas para fazer escoar o deflúvio resultante de uma chuva intensa com tempo de recorrência de 50 anos, para os bueiros com áreas menores de 25,0 km², e, tempo de recorrência de 100 anos, para os bueiros com áreas maiores. Para bueiros com área de drenagem de acima de 5,0 km² as vazões de pico foram calculadas pelo Método do Diagrama Unitário do SCS. Os bueiros com áreas menores, as vazões de pico foram estimados pelo Método Racional.

De acordo com as vazões de pico calculadas, foram definidas as seguintes soluções em bueiros celulares de concreto com lâmina de 80%, além de um pontilhão, como pode ser observado no **Quadro 6.4**.

Quadro 6.4: Dimensionamentos dos bueiros do canal Croatá.

Elemento de Drenagem	Vazão de Pico (m ³ /s)	Dimensões dos elementos de Drenagem (m)	Declividade (m/m)
Bueiro 1 (B1)	82,36	Bueiro Celular Triplo de 3,0 x 3,0	0,004
Bueiro 2 (B2)	27,39	Bueiro Celular Simples de 3,0 x 3,0	0,004
Bueiro 3 (B3)	9,67	Bueiro Celular Duplo 1,5 x 1,5	0,010
Bueiro 4 (B4)	8,67	Bueiro Celular Duplo 1,5 x 1,5	0,010
Bueiro 5 (B5)	10,95	Bueiro Celular Duplo 1,5 x 1,5	0,010
Bueiro 6 (B6)	177,55	Ponte Canal e Passagem Molhada	
Bueiro 7 (B7)	8,77	Bueiro Celular Duplo 1,5 x 1,5	0,010
Bueiro 8 (B8)	11,11	Bueiro Celular Duplo 1,5 x 1,5	0,010

Já para a drenagem das áreas próximas aos canais do projeto que não escoam diretamente para os talwegues, foram projetadas valetas de drenagem com secção trapezoidal na proporção de 1 por 2 com base medindo 0,5m e 1,5m, com altura variável, em paralelo ao canal principal, que receberão as afluições e direcionarão estas águas para o bueiro mais próximo. As dimensões das valetas tiveram como base uma vazão de pico relativa a uma chuva intensa com tempo de

recorrência de 25 anos. As valetas de drenagem serão locadas a uma distância média 1,5 metros a partir do fim do talude do Canal principal.

O **Quadro 6.5** abaixo apresenta a localização e as características das seções das valetas de drenagem do canal Croatá.

Quadro 6.5: Localização e características das valetas de drenagem do canal Croatá.

Elemento de Drenagem			L (VALETA) (m)	Altura (m)	Base (m)	Declividade (m/m)	Velocidade (m/s)	Vazão (m ³ /s)
Trecho	Valeta	Localização						
B1a	V1a	6+645N a 6+000N	645	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
	V1b	6+000N a 5+570N	570	2	0,5	0,00070	0,85	7,69
B1b	V2	4+840N a 5+570N	730	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B2a	V3a	4+840N a 4+000N	840	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
	V3b	4+000N a 3+625N	375	2	0,5	0,00070	0,85	7,69
B2b	V4a	2+910N a 3+250N	340	2	0,5	0,00070	0,85	7,69
	V4b	3+250N a 3+625N	375	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B3a	V5	2+910N a 2+180N	730	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B3b	V6	1+740N a 2+180N	440	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B4a	V7	1+740N a 0+990N	750	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B4b	V8	0+460N a 0+990N	530	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B5a	V9	0+460N a 0+680S	1140	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B5b	V10	1+020S a 0+680S	340	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B6a	V11	1+020S a 1+140S	120	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B6b	V12a	1+600S a 1+140S	460	2	0,5	0,00070	0,85	7,69
	V12b	2+040S a 1+600S	440	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B7a	V13	2+040S a 2+300S	260	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B7b	V14	2+300S a 2+850S	550	2,5	0,5	0,00050	0,83	11,43
B7c	V15	3+720S a 2+850S	850	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B8a	V16	3+720S a 4+520S	800	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01
B8b	V17	4+520S a 5+000S	480	2,7	1,5	0,00043	0,85	15,90
B8c	V18	5+000S a 5+100S	100	1,5	0,5	0,00080	0,76	4,01

6.2.11. Sistema Viário

O sistema viário consta do seguinte:

- Estrada Principal;
- Estradas secundárias;
- Estrada de Operação e Manutenção do Canal;
- Pontilhões;
- Passagens de Pedestres.
- Passagem molhada

A estrada principal foi concebida na faixa de domínio dos adutores e são interligadas com todas as estradas secundárias bem como á rodovia CE - no trecho entre a sede municipal de Croatá e o distrito de São José das Lontras. Esta estrada foi projetada com largura de pista de 6,00 m, e terá revestimento primário com camada de cascalho de 20 cm de espessura aplicada sobre o leito devidamente regularizado e compactado. Terá dois acostamentos com largura de 1,50 m cada.

As estradas secundárias são interligadas á principal e acompanham as linhas de distribuição de água permitindo o acesso viário adequado a todos os lotes por diversos tipos de veículos

necessários ao escoamento da produção, práticas agrícolas, operação e manutenção do projeto de irrigação. Estas vias foram planejadas com largura de pista de 4,00 m, e terá revestimento primário com camada de cascalho de 20 cm de espessura executado sobre o leito devidamente regularizado e compactado. Terá dois acostamentos com largura de 1,50 m cada, e na sua faixa de domínio serão assentadas as tubulações, valetas de drenagem, e construídos os drenos agrícolas.

Sobre o coroamento do canal foi prevista estrada que deverá servir apenas para propiciar as atividades de operação e manutenção do mesmo. Neste sentido o coroamento do canal contará com camada de revestimento de cascalho ou pedra com espessura de 0,15 m. A largura da estrada é de 3,50 m, sem acostamentos. Nos cortes e aterros altos serão construídas valetas de drenagem encaminhadas até os talwegues naturais mais próximos.

Para travessia de veículos dos canais adutores foram projetados pontilhões de concreto armado nos cruzamentos dos canais com todas as estradas existentes e projetadas. Ao todo serão 6 pontilhões com largura de tráfego de 4,00 m e extensão de 8,00 m.

Para facilitar os acessos de pedestres de um lado para o outro dos canais adutores previu-se obras de passagens para pedestres de concreto armado com largura de tráfego de 1,50 m e extensão de 8,00 m. Estas passagens serão em número de 12, locadas com espaçamento médio de 1 km entre as mesmas.

Para transpor o riacho localizado na estaca 57 do canal sul foi projetado uma passagem molhada na estrada principal com 97,00 m de extensão e 7,00 m de largura. Sua estrutura será constituída de dois muros de montante e jusante em gabião e sua área interna preenchida com aterro compactado. A superfície de rolamento será uma laje em concreto armado com 25 cm de espessura e 7,00 m de largura, demarcada lateralmente com balizadores a cada 5,00 m. Sua zona central terá uma sequência de 8 (oito) tubos ARMCO com diâmetro igual a 2,50m. A passagem molhada foi dimensionada para suportar uma vazão de pico de 177,55 m³/s para uma lâmina máxima vertente de 0,50m de altura.

O **Quadro 6.6** a seguir mostra de forma resumida as principais características o sistema viário projetado.

Quadro 6.6: Principais Características das Estradas projetadas

Discriminação	Estrada Principal	Estradas Secundárias	Estrada de Operação Manutenção
Quantidade	1	9	1
Extensão(km)	11.75	14.38	11.75

7. MEMÓRIA DE CÁLCULO

7. MEMÓRIA DE CÁLCULO

7.1. CÁLCULO DAS NECESSIDADES DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

7.1.1. Necessidades de água nas Tomadas dos Lotes

A necessidade de água para as tomadas pode ser estimada pela seguinte formulação:

$$Q_t = LI \times A \times K_c / (T \times E_r)$$

Onde:

- Q_t é a vazão necessária na tomada de água;
- LI é a lâmina líquida a ser aplicada. Para fins de dimensionamento considera-se o déficit hídrico no dia do mês de maior consumo de água (185,70 mm no mês de outubro);
- A = Área irrigada;
- K_c – Coeficiente de Cultura Máximo (Adotado 1,00);
- T = numero de horas de funcionam neto do sistema de irrigação por dia – 16 horas;
- E_r – Eficiência do Método de Irrigação (0,82, para gotejamento e/ou microaspersão)

Estimam-se as necessidades por hectare da seguinte forma:

- $Q_t = 185,70 \text{ mm/mês} \times 1 \text{ ha} \times 1,00 / (16 \text{ horas} \times 0,82)$
- $Q_t = 1,01 \text{ l/s/há.}$

7.1.2. Necessidades de Água na Captação

Pode ser obtida pela aplicação da eficiência na captação, adução e distribuição sobre as necessidades de água nas tomadas.

Considerando um funcionamento da adução por 20 horas diárias, $Q_t = 1,01 \text{ l/s/há}$ e as eficiências de adução e distribuição 0,98, obtém-se:

- $Q_a = (24 \times 1,01) / (0,98 \times 20)$
- $Q_a = 1,26 \text{ l/s/ha.}$

7.2. DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

O canal de aproximação foi dimensionado para permitir o escoamento da água quando a lâmina no seu início fosse de 0,50 m. Esta lâmina corresponde á cota 529,00 do açude Lontras.

A capacidade de condução de água do canal com fundo iniciando na cota 529,00-0,50 = 528,50 foi verificada considerando o regime gradualmente variado.

Para os cálculos o Método de Integração por Paços correspondente ao Direct Step Method e ao Srandard Step Method.

O método baseia-se na discretização do canal em segmentos e em considerações relativas ao balanço energético entre duas seções vizinhas. A hipótese básica é que estas duas seções sejam

suficientemente próximas para que o perfil da superfície líquida entre as seções possa ser admitido como uma linha reta.

No cálculo utilizou-se o software HIDROWIN, cujo relatório de saída está reproduzido abaixo:

HIDROwin - Programa para cálculo hidráulico
Escoamento grad. variado

Dados de entrada

Vazão (m ³ /s)	3
Coefficiente de Manning	0,025 (canal escavado sem revestimento)
Declividade (m/m)	0,001
Largura Inferior (m)	8
Inclinação Lateral (h/v)	0,8
Profundidade Inicial (m)	0,5

Resultados

Distância (m)	Profundidade (m)	Velocidade (m/s)	Nº de Froude
0	0,4872	0,734	0,343
261,719	0,49	0,73	0,34
435,028	0,5	0,714	0,33

Como o canal de aproximação tem uma extensão de 280 m, o nível de água no poço de sucção (final do canal) terá uma profundidade de aproximadamente 0,49 m que corresponde a uma cota de 48,23 m. Esta será a cota mínima operacional do poço de sucção das bombas da estação de bombeamento principal EBP.

7.3. DIMENSIONAMENTO DOS CANAIS ADUTORES

A capacidade de condução de água dos canais adutores foi calculada considerando o regime permanente e uniforme.

Assim sendo:

$Q = AV = \text{constante}$ (equação da Continuidade)

$V = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$; (Equação de Chezy com C calculado por Manning)

A = Área da seção hidráulica;

V = Velocidade média de escoamento;

Rh = Raio hidráulico;

I – declividade do fundo dos canais;

Rh = A/Pm;

Pm = Perímetro molhado;

y = altura de água no canal;

n = 0,014 – canais revestidos de concreto conforme recomendações do Bureau of Reclamation.

Aplicando-se a formulação acima, obtém-se os resultados mostrados no quadro seguinte:

Quadro 7.1: Capacidade de Condução de Água dos Canais Adutores Calculada Considerando o Regime Permanente e Uniforme

Condição Operacional	Área Dominada pelo Canal (ha)	Q (m³/s)	y (m)	I (m/m)	b (m)	n	A (m²)	P (m)	Rh (m)	F(m)	Ht (m)	V (m/s)
		$Q=(A.Rh^{2/3}.I^{1/2})/n$					$A=(b+m.h).h$	$P=b+2.h.(m^2+1)^{1/2}$	$Rh=A/P$		$HTt=h+F$	$V=Q/A$
Canal Norte com vazão máxima	1.256,94	1,27	0,66	0,0005 0	1,2 0	0,01 4	1,71	3,87	0,44	0,36	1,10	0,927
Canal Norte com folga zero	2.848,44	3,59	1,10	0,0005 0	1,2 0	0,01 4	3,14	5,17	0,61	0,00	1,10	1,145
Canal sul com vazão máxima	1.713,36	1,73	0,77	0,0005 0	1,2 0	0,01 4	2,18	4,33	0,50	0,23	1,10	1,009
Vazão sul com folga zero	2.848,44	3,59	1,10	0,0005 0	1,2 0	0,01 4	3,14	5,17	0,61	0,00	1,10	1,145

7.4. DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA PRINCIPAL

A adutora de recalque principal foi dimensionada por critério econômico considerando não somente a tubulação propriamente dita mais todo o sistema integrado com a estação elevatória.

O diâmetro econômico adotado foi o que implicou no menor custo total das instalações de bombeamento incluindo os custos com operação (principalmente energia) e manutenção.

O pré-dimensionamento do diâmetro econômico da utilizou a fórmula de Bresse:

$$D = K \cdot \sqrt[3]{Q}$$

Em que;

D – diâmetro econômico em metros;

Q – vazão de projeto em m³/s;

K – fator da Fórmula de Bresse;

Para K = 1 e Q = 3 m³/s

$$D = 1,73 \text{ m}$$

Para se definir o diâmetro da adutora estudou-se 5 diâmetros alternativos da mesma grandeza do valor pré-dimensionado: 1600 mm; 1700 mm, 1800 mm; 1900 mm e 2000 mm.

Com as dimensões citadas o mercado não dispõe de tubos de PVC ou ferro dúctil. Os diâmetros comerciais do PVC só atingem 500 mm, enquanto que o ferro fundido ou dúctil só dispõe de diâmetros inferiores a 1500 mm. Por isto limitou-se as simulações aos tubos de aço que suportem as pressões de serviço nas condições de projeto.

A tabela apresentada a seguir resume os dados utilizados e os resultados obtidos das avaliações econômicas das 5 (cinco) alternativas avaliadas.

Quadro 7.2: Comparação de Investimentos pelo Método do Valor Presente Líquido

Discriminação	Ø 1600 mm	Ø 1700 mm	Ø 1800 mm	Ø 1900 mm	Ø 2000 mm
Diâmetro (m)	1,6	1,7	1,8	1,9	2
Vazão (m ³ /s)	3	3	3	3	3
Velocidade de escoamento (m/s)	1,49	1,32	1,18	1,06	0,96
k (localizadas)	7,75	9,75	7,75	9,75	7,75
Perda de carga localizada	0,88	0,87	0,55	0,56	0,36
Coeficiente Hazen William – C	110	110	110	110	110
Perda de carga unitária	0,001369	0,001019	0,000771	0,000593	0,000462
Extensão(m)	460	460	460	460	460

Discriminação	Ø 1600 mm	Ø 1700 mm	Ø 1800 mm	Ø 1900 mm	Ø 2000 mm
Desnível geométrico (m)	38,67	38,67	38,67	38,67	38,67
Altura manométrica total	39,33	39,16	39,04	38,96	38,89
Horas de funcionamento/dia	20	20	20	20	20
Dias de funcionamento/ano	365	365	365	365	365
Potência instalada cv	2.662,41	2.650,97	2.642,87	2.637,04	2.632,76
Potência consumida kwh	14.285.140,37	14.223.764,95	14.180.344,50	14.149.027,60	14.126.047,03
Custo unitário da adutora r\$/m	1.435,61	1525,33	1.615,06	1704,98	1794,91
Custo total da adutora R\$	660.380,60	701.651,80	742.927,60	784.290,80	825.658,60
Custo da estação elevatória e ETA					
Custo unitário da Demanda Elétrica (kw/mês)	38,04	38,04	38,04	38,04	38,04
Custo unitário do consumo Elétrico (kwh)	0,1425	0,1425	0,1425	0,1425	0,1425
Custo de energia R\$/ano	2.109.643,23	2.100.579,25	2.094.166,87	2.089.541,96	2.086.148,17
N	20	20	20	20	20
I	10	10	10	10	10
FVA	8,51	8,51	8,51	8,51	8,51
VPL energia R\$	17.960.582,05	17.883.415,26	17.828.823,12	17.789.448,65	17.760.555,39
Custo anual de manutenção R\$					
VPL manutenção R\$					
VPL do sistema R\$ (10%, 20 anos)	18.620.962,65	18.585.067,06	18.571.750,72	18.573.739,45	18.586.213,99

Observando-se a tabela pode-se concluir que o diâmetro de 1.800 mm é o que proporciona o menor valor presente líquido para o sistema adutor (18,571 milhões de reais) para um período de 20 anos com juros anuais estimados em 10% ao ano.

O diâmetro da adutora principal será $D = 1.800$ mm.

7.5. DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DA ADUTORA PRINCIPAL

A superfície compreendida pelas curvas características da adutora principal de aço, $D=1.800$ mm, e com 460 m extensão, foi estimada considerando as diversas situações de níveis de água do açude Lontras no local da captação.

Na **Tabela 7.3** e na **Figura 7.1** são apresentados os cálculos e as curvas características da adutora principal do Projeto de Irrigação Ibiapaba.

Quadro 7.3: Planilha de Cálculo da Curva Característica da Adutora Principal do Projeto de Irrigação da Ibiapaba

Q (m³/s)	C	D (m)	V (m/s)	J (m/m)	l (m)	K loc	H loc (m)	Htot (m)	Hg max	Hg min	H man max (m)	H man min (m)
0,000	110	1,800	0,00	0,00000	460,00	12,80	0,0000	0,00	39,17	29,17	39,17	29,17
0,100	110	1,800	0,04	0,00000	460,00	12,80	0,0010	0,00	39,17	29,17	39,17	29,17
0,200	110	1,800	0,08	0,00001	460,00	12,80	0,0040	0,01	39,17	29,17	39,18	29,18
0,300	110	1,800	0,12	0,00001	460,00	12,80	0,0091	0,01	39,17	29,17	39,18	29,18
0,400	110	1,800	0,16	0,00002	460,00	12,80	0,0161	0,02	39,17	29,17	39,19	29,19
0,500	110	1,800	0,20	0,00003	460,00	12,80	0,0252	0,04	39,17	29,17	39,21	29,21
0,600	110	1,800	0,24	0,00004	460,00	12,80	0,0363	0,05	39,17	29,17	39,22	29,22
0,700	110	1,800	0,28	0,00005	460,00	12,80	0,0494	0,07	39,17	29,17	39,24	29,24
0,800	110	1,800	0,31	0,00007	460,00	12,80	0,0645	0,10	39,17	29,17	39,27	29,27
0,900	110	1,800	0,35	0,00008	460,00	12,80	0,0817	0,12	39,17	29,17	39,29	29,29
1,000	110	1,800	0,39	0,00010	460,00	12,80	0,1009	0,15	39,17	29,17	39,32	29,32
1,100	110	1,800	0,43	0,00012	460,00	12,80	0,1220	0,18	39,17	29,17	39,35	29,35
1,200	110	1,800	0,47	0,00014	460,00	12,80	0,1452	0,21	39,17	29,17	39,38	29,38
1,300	110	1,800	0,51	0,00016	460,00	12,80	0,1704	0,25	39,17	29,17	39,42	29,42
1,400	110	1,800	0,55	0,00019	460,00	12,80	0,1977	0,28	39,17	29,17	39,45	29,45
1,500	110	1,800	0,59	0,00021	460,00	12,80	0,2269	0,33	39,17	29,17	39,50	29,50
1,600	110	1,800	0,63	0,00024	460,00	12,80	0,2582	0,37	39,17	29,17	39,54	29,54
1,700	110	1,800	0,67	0,00027	460,00	12,80	0,2915	0,42	39,17	29,17	39,59	29,59
1,800	110	1,800	0,71	0,00030	460,00	12,80	0,3268	0,46	39,17	29,17	39,63	29,63
1,900	110	1,800	0,75	0,00033	460,00	12,80	0,3641	0,52	39,17	29,17	39,69	29,69
2,000	110	1,800	0,79	0,00036	460,00	12,80	0,4034	0,57	39,17	29,17	39,74	29,74
2,100	110	1,800	0,83	0,00040	460,00	12,80	0,4448	0,63	39,17	29,17	39,80	29,80
2,200	110	1,800	0,86	0,00043	460,00	12,80	0,4881	0,69	39,17	29,17	39,86	29,86
2,300	110	1,800	0,90	0,00047	460,00	12,80	0,5335	0,75	39,17	29,17	39,92	29,92
2,400	110	1,800	0,94	0,00051	460,00	12,80	0,5809	0,82	39,17	29,17	39,99	29,99
2,500	110	1,800	0,98	0,00055	460,00	12,80	0,6303	0,88	39,17	29,17	40,05	30,05
2,600	110	1,800	1,02	0,00059	460,00	12,80	0,6818	0,95	39,17	29,17	40,12	30,12
2,700	110	1,800	1,06	0,00063	460,00	12,80	0,7352	1,03	39,17	29,17	40,20	30,20
2,800	110	1,800	1,10	0,00068	460,00	12,80	0,7907	1,10	39,17	29,17	40,27	30,27
2,900	110	1,800	1,14	0,00072	460,00	12,80	0,8482	1,18	39,17	29,17	40,35	30,35
3,000	110	1,800	1,18	0,00077	460,00	12,80	0,9077	1,26	39,17	29,17	40,43	30,43
3,100	110	1,800	1,22	0,00082	460,00	12,80	0,9692	1,35	39,17	29,17	40,52	30,52
3,200	110	1,800	1,26	0,00087	460,00	12,80	1,0327	1,43	39,17	29,17	40,60	30,60
3,300	110	1,800	1,30	0,00092	460,00	12,80	1,0983	1,52	39,17	29,17	40,69	30,69
3,400	110	1,800	1,34	0,00097	460,00	12,80	1,1658	1,61	39,17	29,17	40,78	30,78
3,500	110	1,800	1,38	0,00103	460,00	12,80	1,2354	1,71	39,17	29,17	40,88	30,88
3,600	110	1,800	1,42	0,00108	460,00	12,80	1,3070	1,80	39,17	29,17	40,97	30,97
3,700	110	1,800	1,45	0,00114	460,00	12,80	1,3807	1,90	39,17	29,17	41,07	31,07

Q (m³/s)	C	D (m)	V (m/s)	J (m/m)	l (m)	K loc	H loc (m)	Htot (m)	Hg max	Hg min	H man max (m)	H man min (m)
3,800	110	1,800	1,49	0,00119	460,00	12,80	1,4563	2,01	39,17	29,17	41,18	31,18
3,900	110	1,800	1,53	0,00125	460,00	12,80	1,5339	2,11	39,17	29,17	41,28	31,28
4,000	110	1,800	1,57	0,00131	460,00	12,80	1,6136	2,22	39,17	29,17	41,39	31,39
4,100	110	1,800	1,61	0,00137	460,00	12,80	1,6953	2,33	39,17	29,17	41,50	31,50
4,200	110	1,800	1,65	0,00144	460,00	12,80	1,7790	2,44	39,17	29,17	41,61	31,61
4,300	110	1,800	1,69	0,00150	460,00	12,80	1,8647	2,56	39,17	29,17	41,73	31,73
4,400	110	1,800	1,73	0,00157	460,00	12,80	1,9525	2,67	39,17	29,17	41,84	31,84
4,500	110	1,800	1,77	0,00163	460,00	12,80	2,0422	2,79	39,17	29,17	41,96	31,96
4,600	110	1,800	1,81	0,00170	460,00	12,80	2,1340	2,92	39,17	29,17	42,09	32,09
4,700	110	1,800	1,85	0,00177	460,00	12,80	2,2278	3,04	39,17	29,17	42,21	32,21
4,800	110	1,800	1,89	0,00184	460,00	12,80	2,3236	3,17	39,17	29,17	42,34	32,34
4,900	110	1,800	1,93	0,00191	460,00	12,80	2,4214	3,30	39,17	29,17	42,47	32,47

N min sucção considerado (m)	N max sucção adotado (m)	N min res (m)	N max res (m)
528,5	536	565,17	567,67
Extensão (m)	Diâmetro (m)		
460,00	1,8		
C	K		
110	12,80		

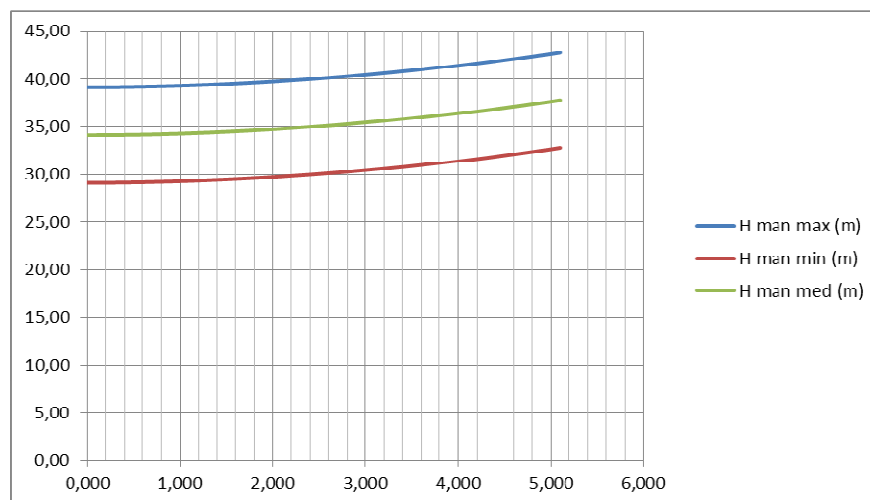


Figura 7.1: Curva Característica da Adutora Principal - D = 1800 mm - L = 460 m

7.6. VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO DOS CONJUNTOS ELEVATÓRIOS

Dentre os estudos realizados pelo Consórcio ENGESOFT/IBI para verificação das condições de funcionamento da estação elevatória principal, foi feita uma seleção da bomba ideal para as condições de projeto.

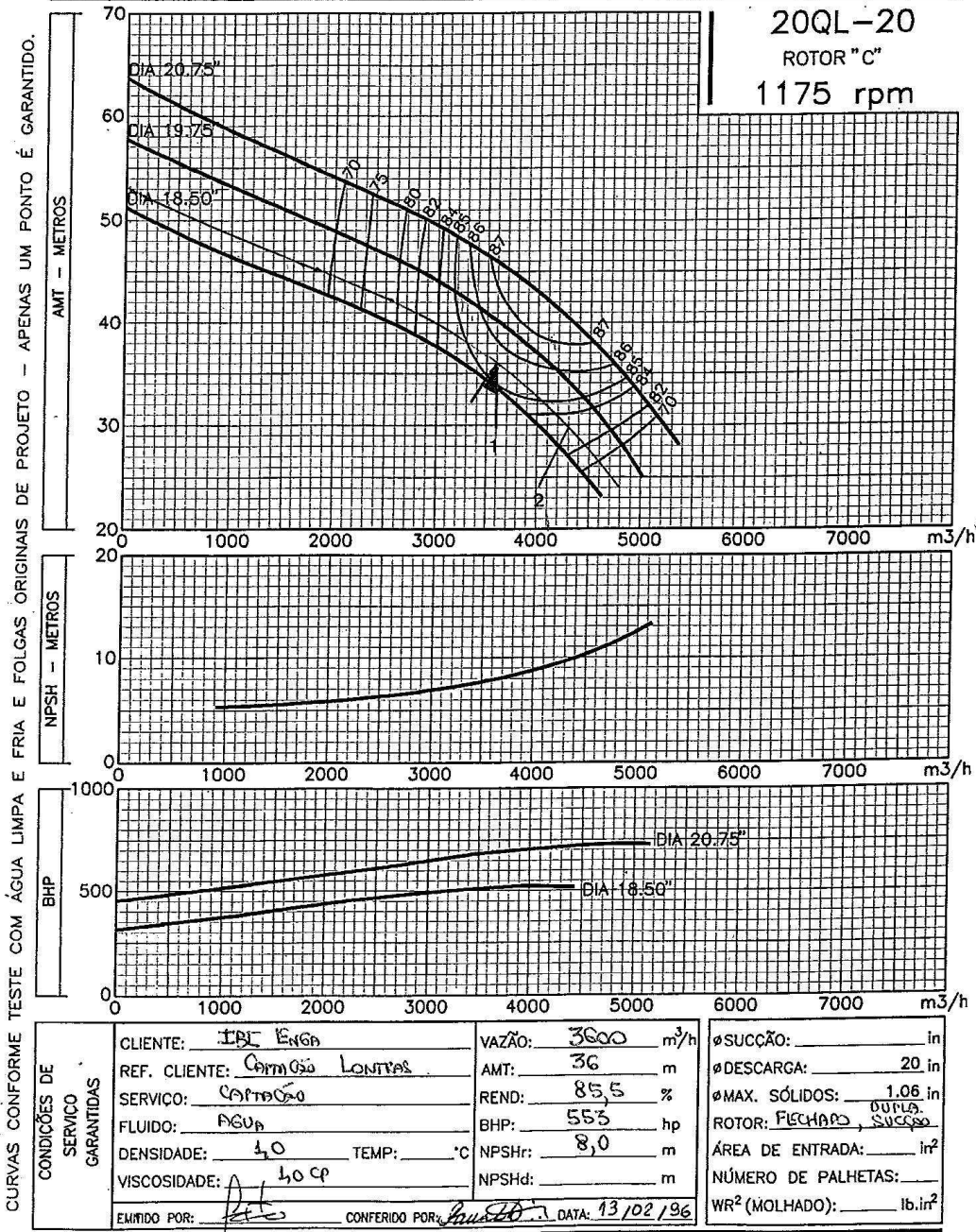
A bomba mais adequada, utilizada no dimensionamento do projeto submersível de eixo vertical, modelo 20QL - 20 C ou similar, que propiciaria um rendimento de 85,5 % para a vazão associada de 3 m³/s (3 bombas de 3600 m³/h). A **Figura 7.2** ilustra as características operacionais deste equipamento.

A **Figura 7.3** mostra as características dimensionais das bombas adotadas no dimensionamento. A **Figura 7.4** ilustra as condições operacionais das bombas de acordo com as condições da captação. A **Tabela 7.4** resume as diversas condições operacionais esperadas para o funcionamento do sistema.

ID
CURVA DE PERFORMANCE
BOMBAS CENTRÍFUGAS
Linha: QL

Ingersoll-Dresser Pumps
Vorthington Indústria e Comércio Ltda.
RIO DE JANEIRO-RJ

DATA : 13/02/95
SUBSTITUI : ABR/79



Tolerancias para selecao e teste conforme HYDRAULIC INSTITUTE standards.

MODELO DA BOMBA
20QL-20

Figura 7.2: Características Operacionais da Bomba

NOVA

2431-3 Página 09

Fevereiro, 1981

DIMENSÕES
(PRELIMINAR)

TIPO QL

BOMBAS QL COM MOTOR DE EIXO SÓLIDO SEM CAPACIDADE DE ESCORA, COM MANCAL DE ESCORA

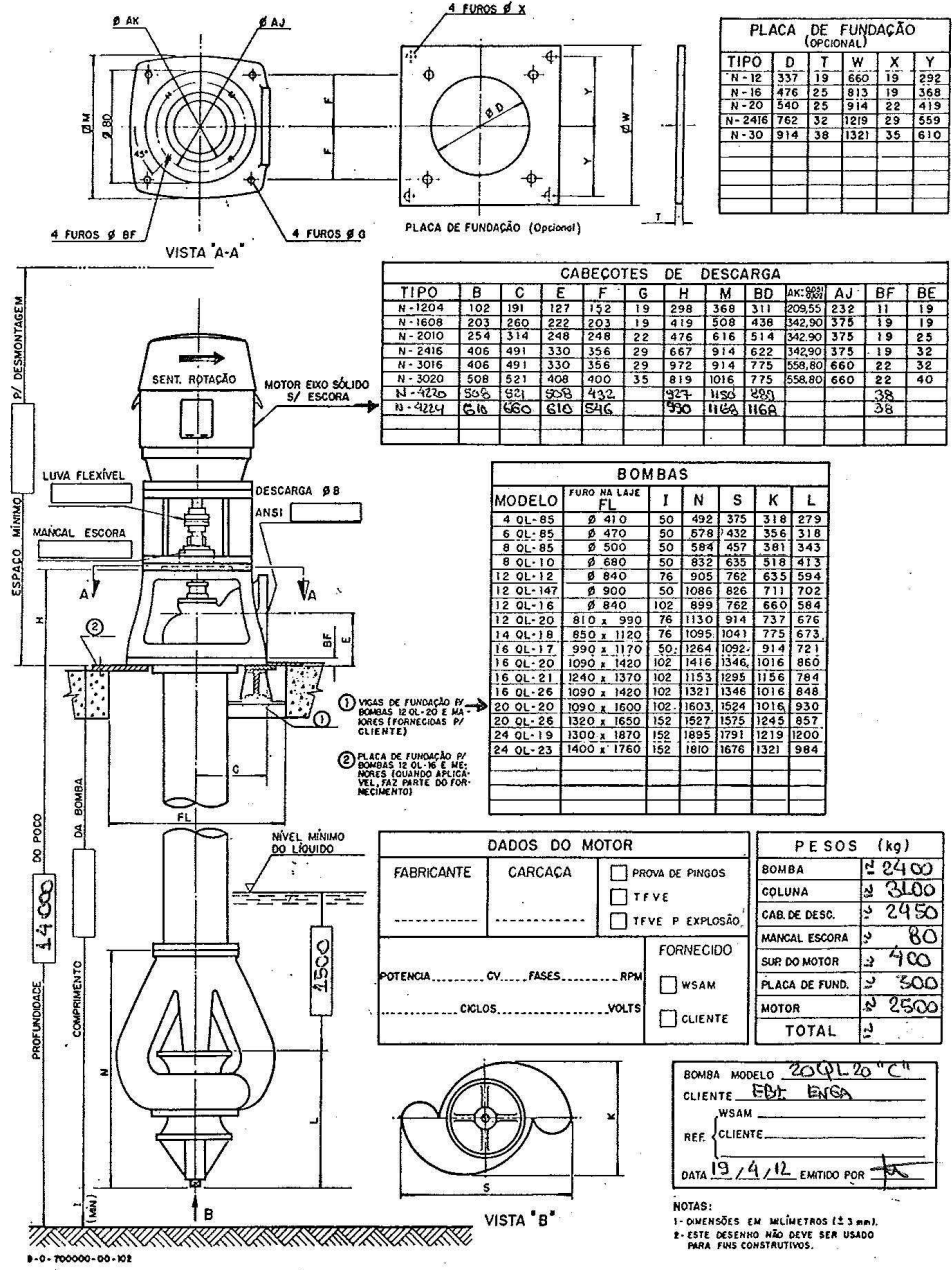


Figura 7.3: Características Dimensionais da Bomba

WORTHINGTON
BOMBAS

FLowsERVE

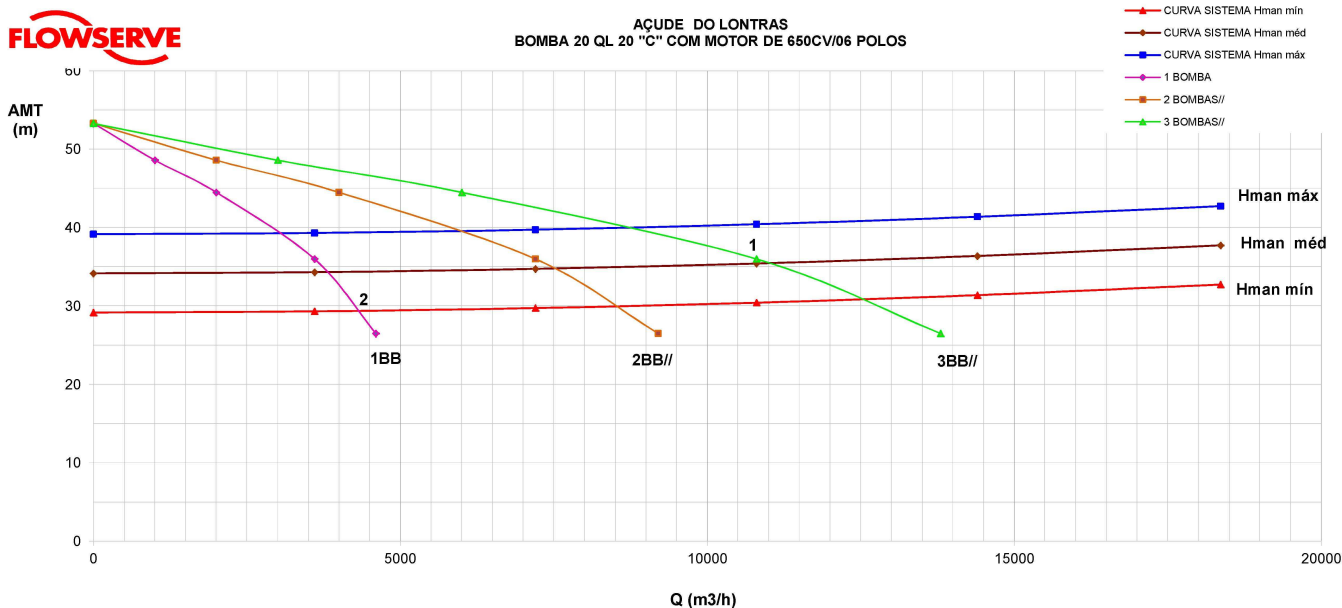


Figura 7.4: Condições Operacionais

Quadro 7.4: Planilha de Cálculo da Curva Característica da Adutora Principal do Projeto de Irrigação da Ibiapaba

Vazão 1 Bomba	0	1.000	2.000	3.600	4.600	
AMT 1 Bomba	53,3	48,6	44,5	36,0	26,5	
Vazão 2 Bombas	0	2.000	4.000	7.200	9.200	
Vazão 3 Bombas	0	3.000	6.000	10.800	13.800	
Vazão Sistema	0	3.600	7.200	10.800	14.400	18.360
Curva Sistema H man min	29,17	29,32	29,74	30,43	31,39	32,74
Curva Sistema H man med	34,17	34,32	34,74	35,43	36,39	37,74
Curva Sistema H man max	39,17	39,32	39,74	40,43	41,39	42,74

7.7. RESERVATÓRIOS

Para dimensionar os reservatórios de compensação realizou-se um balanço dos volumes aduzidos e consumidos, considerando as vazões de bombeamento e tempo de funcionamento no período de maiores demandas de água para irrigação.

Realizou-se o cálculo das necessidades de armazenamento para 1 ha irrigado e projetou-se para cada área de domínio dos reservatórios, multiplicando-se os volumes específicos (m³/ha) pela área dominada (ha).

Os cálculos para 1 ha são mostrados no **Quadro 7.5** seguinte:

Quadro 7.5: Cálculo do Dimensionamento dos Reservatórios para 1ha

Horário do Dia (h)	Consumo no período (m³/h)	Adução (m³/h)	Déficit no Período m³	Saldo no período m³
1	4,54	3,64	- 0,90	
2	4,54	3,64	- 0,90	
3	4,54	3,64	- 0,90	
4	4,54	3,64	- 0,90	
5	4,54	3,64	- 0,90	
6	4,54	3,64	- 0,90	
7	4,54	3,64	- 0,90	
8	4,54	3,64	- 0,90	
9	4,54	3,64	- 0,90	
10	4,54	3,64	- 0,90	
11	4,54	3,64	- 0,90	
12	4,54	3,64	- 0,90	
13	4,54	3,64	- 0,90	
14	4,54	3,64	- 0,90	
15	4,54	3,64	- 0,90	
16	4,54	3,64	- 0,90	
17				
18				
19				
20				
21		3,64		3,64
22		3,64		3,64
23		3,64		3,64
24		3,64		3,64
Para 1 ha		Total	- 14,40	14,54
Para 3000 ha			43.200,00	

7.7.1. Resultados para o Setor Norte

Foram dimensionados 02 (dois) reservatórios e seus volumes nominais constam no quadro abaixo.

Reservatórios	
Nome	Volume (m³)
RN 01	7.500
RN 02	10.000

7.7.2. Resultados para o Setor Sul

Foram dimensionados 04 (quatro) reservatórios e suas capacidades nominais de compensação constam no quadro abaixo.

Reservatórios	
Nome	Volume (m³)
RS 01	2.000
RS 02	7.500
RS 03	7.500
RS 04	10.000

7.8. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE RECALQUE

Para captar a água dos canais Norte e Sul e aduzir até as parcelas agrícolas foram previstas 7 (sete) estações de recalque secundárias. Para estimar a potência dos conjuntos elevatórios de cada estação utilizou-se a fórmula:

$$P = \gamma QH / 75 / \eta$$

Onde:

- P = potência do conjunto elevatório em cv;
- γ = peso específico do líquido bombeado = 1000 kg/m³;
- Q = vazão bombeada em m³/s;
- H = altura manométrica total = altura manométrica de sucção + altura manométrica de recalque;
- η = rendimento do conjunto (bomba-motor).

A altura manométrica foi estimada pela soma das alturas do desnível geométrico Dg a ser vencido e das perdas de carga totais (Ht); onde:

- Dg = cota do nível de água no Reservatório de Reunião – Cota do Nível Dinâmico do poço;
- Ht = Hf + HI
- Hf – calculado pela Fórmula de Williams e hazen;
- HI – somatório $k v^2/2g$;
- K – Coeficientes de Perdas Localizadas;
- V – Velocidade do Escoamento;
- g – Aceleração da gravidade.

O **Quadro 7.6** mostra os resultados dos cálculos realizados para as Estações de Recalque Secundárias.

Quadro 7.6: Resumo dos Cálculos das Características das Elevatórias Secundárias

EB N - Norte S -Sul	Vazão Total (m ³ /h)	Nº Bombas EB	Vazão/Bomba (m ³ /h)	Hm (mca)	Potencia Eixo (CV)	Potencia por Bomba (CV)	Potencia Total (cv)	Ø Sucção (mm)	Ø Recalque (mm)
EBN 01	1.937,55	3	645,85	74,93	274,83	250	750	250	200
EBN 02	1.573,86	2	786,93	102,51	458,12	450	900	250	200
EBN 03	1.715,92	2	857,96	73,58	358,51	350	700	250	200
EBS 01	783,41	2	391,71	66,76	148,51	150	300	200	150
EBS 02	2.163,85	3	721,28	101,94	417,56	450	1.350	250	200
EBS 03	2.150,61	3	716,87	103,11	419,77	450	1.350	250	200
EBS 04	922,03	2	461,02	68,93	180,47	200	400	200	150

7.9. DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE IRRIGAÇÃO

7.9.1. Setor Norte

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBN 01

Projeto IBIAPABA	Dotação 1,26	L/s.ha HAZEN WILLIAMS	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA NORTE 01 - ASN 01	EBN 01	130	Local FORTALEZA - CE	

ASN 01

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO			
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante		
EBN1	01	C					312,84	394,18	1.419,04	565	500	79,00	130	2,01	632,80	0,54	632,26	562,39	565,07	70,41	67,19		
01	02	SN.01.05	50,88			50,88	312,84	394,18	1.419,04	565	500	301,84	130	2,01	632,26	2,05	630,21	565,07	570,75	67,19	59,46		
02	03	SN.01.06	56,02			56,02	261,96	330,07	1.188,25	517	500	284,87	130	1,68	630,21	1,40	628,81	570,75	574,65	59,46	54,16		
03	04	SN.01.07	55,16			55,16	205,94	259,48	934,14	458	500	540,17	130	1,32	628,81	1,70	627,12	574,65	589,65	54,16	37,47		
04	05	SN.01.08	50,46			50,46	150,78	189,98	683,94	392	400	360,44	130	1,51	627,12	1,88	625,23	589,65	600,04	37,47	25,19		
05	06	SN.01.09	54,63			54,63	100,32	126,40	455,05	320	300	218,04	130	1,79	625,23	2,17	623,06	600,04	609,38	25,19	13,68		
06	07	SN.01.10	45,69			45,69	45,69	57,57	207,25	216	250	194,70	130	1,17	623,06	1,10	621,96	609,38	616,96	13,68	5,00		
													1.979,06		1,642		10,84					Média	37,45

ASN 01.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO			
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante		
EBN1	08	C					114,31	144,03	518,51	342	300	75,15	130	2,04	632,80	0,95	631,85	562,39	564,02	70,41	67,83		
08	09	SN.01.03	67,22			67,22	114,31	144,03	518,51	342	300	243,63	130	2,04	631,85	3,09	628,76	564,02	564,32	67,83	64,44		
09	10	SN.01.04	47,09			47,09	47,09	59,33	213,60	219	200	343,51	130	1,89	628,76	6,08	622,68	564,32	564,59	64,44	58,09		
													662,29		1,988		10,12					Média	63,45

OBS: OS LOTES SN.01.01 e SN.01.02 SERÃO ABASTECIDOS DIRETAMENTE DO CANAL

1.937,55 m³/h

BARRILETE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
1.419,04	565	500	24,00	130	2,01	0,16

RECALQUE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
645,85	381	400	12,00	130	1,43	0,06

SUCÇÃO

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
645,85	381	400	12,00	130	1,43	0,06

ADUTORAS PRINCIPAL 02	
Metros	Ø
1.205,88	500 mm
360,44	400 mm
536,82	300 mm
194,70	250 mm
343,51	200 mm

2.641,35
2.641,35

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBN 01

Projeto IBIAPABA	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	Local FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	1.937,55 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		03 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		645,85 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		70,41 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		3,52 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		74,93 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 200-500-F
ROTOR		D1 ~ D2
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		238,99 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		274,84 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		300,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		900,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		661,76 kW

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBN 02

Projeto IBIAPABA	Dotação 1,26	L/s.ha	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA NORTE 02 - ASN 02	EBN 02	HAZEN WILLIAMS 130	Local FORTALEZA -CE	

ASN 02

15

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
EBN2	01						301,72	380,17	1.368,60	555	600	327,11	130	1,34	661,94	0,86	661,08	565,26	576,97	96,68	84,11
01	02	SN.02.02	50,27			50,27	301,72	380,17	1.368,60	555	600	678,59	130	1,34	661,08	1,78	659,30	576,97	590,02	84,11	69,28
02	03	SN.02.04	53,15			53,15	251,45	316,83	1.140,58	507	500	877,97	130	1,61	659,30	3,99	655,31	590,02	611,09	69,28	44,22
03	04	SN.02.05	51,93	ASN 02.1	94,27	146,20	198,30	249,86	899,49	450	500	667,68	130	1,27	655,31	1,96	653,35	611,09	623,37	69,28	29,98
04	05	C					52,10	65,65	236,33	231	300	508,47	130	0,93	653,35	1,51	651,85	623,37	615,88	44,22	35,97
05	06	SN.02.07	52,10			52,10	52,10	65,65	236,33	231	300	635,70	130	0,93	651,85	1,89	649,96	615,88	638,68	35,97	11,28
												3.695,52		1,239			11,98				

ASN 02.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
04	07	SN.02.03	49,01	SN.02.06	45,26	94,27	94,27	118,78	427,61	310	400	580,79	130	0,95	653,35	1,27	652,08	623,37	647,08	29,98	5,00
												580,79		0,945		1,27					

ASN 02.2

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
EBN2	08	C					45,25	57,02	205,25	215	200	35,31	130	1,81	661,94	0,58	661,36	565,26	566,00	96,68	95,36
08	09	SN.02.01	45,25			45,25	45,25	57,02	205,25	215	200	151,64	130	1,81	661,36	2,49	658,86	566,00	564,50	95,36	94,36
												186,95		1,815		2,49					

1.573,86

BARRILETE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
1.573,86	595	600	24,00	130	1,55	0,08

RECALQUE

2

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
786,93	421	500	12,00	130	1,11	0,03

SUCÇÃO

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
786,93	421	500	12,00	130	1,11	0,03

ADUTORAS PRINCIPAL 02

Metros	Ø
1.005,70	600 mm
1.545,65	500 mm
580,79	400 mm
1.144,17	300 mm
186,95	200 mm
4.463,26	
4.463,26	

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBN 02

Projeto	Data	Cálculos
IBIAPABA	ABRIL DE 2012	
Assunto	Local	
DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	1.573,86 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		02 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		786,93 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		96,68 mca
DESNÍVEL SUÇÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		4,83 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		102,51 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 200-500 -F
ROTOR		D3
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		398,36 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		458,11 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		450,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		900,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		661,76 kW

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBN 03

Projeto	IBIAPABA	Dotação	1,26 L/s.ha	Data	ABRIL DE 2012	Cálculos	
Assunto	REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA NORTE 03 - ASN 03	EBN	03	HAZEN WILLIAMS	Local	FORTALEZA -CE	
			130				

ASN 03

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
EBN3	01						378,29	476,65	1.715,92	621	600	337,23	130	1,69	640,90	1,34	639,56	565,17	600,00	75,73	39,56
01	02						378,29	476,65	1.715,92	621	600	478,80	130	1,69	639,56	1,91	637,65	600,00	584,15	39,56	53,50
02	03	SN.03.01	42,03			42,03	378,29	476,65	1.715,92	621	600	979,32	130	1,69	637,65	3,90	633,75	584,15	587,49	53,50	46,26
03	04	SN.03.02	54,19	ASN 03.1	157,35	211,54	336,26	423,69	1.525,28	586	500	369,10	130	2,16	633,75	2,87	630,88	587,49	586,35	53,50	44,53
04	05	TEE					124,72	157,15	565,73	357	300	425,43	130	2,22	630,88	6,34	624,53	586,35	583,29	46,26	41,24
05	06	SN.03.03	59,89	SN.03.04	64,83	124,72	124,72	157,15	565,73	357	300	519,69	130	2,22	624,53	7,75	616,78	586,35	600,24	46,26	16,54
											3.109,57			1,944		24,12					

ASN 03.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
05	07	SN.03.05	77,18			77,18	157,35	198,26	713,74	401	400	1.051,29	130	1,58	624,53	5,94	618,59	586,35	589,60	38,18	28,99
07	08	C					80,17	101,01	363,65	286	300	177,57	130	1,43	618,59	1,17	617,42	589,60	597,13	28,99	20,29
08	09	SN.03.06	80,17			80,17	80,17	101,01	363,65	286	300	545,02	130	1,43	618,59	3,59	615,00	597,13	610,00	20,29	5,00
											1.773,88			1,578		5,94					

1.715,92

BARRILETE						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
1.715,92	621	600	24,00	130	1,69	0,10

RECALQUE						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
857,96	439	500	12,00	130	1,21	0,03

SUÇÃO						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
857,96	439	500	12,00	130	1,21	0,03

ADUTORAS PRINCIPAL 02	
Metros	Ø
1.795,35	600 mm
369,10	500 mm
1.051,29	400 mm
1.667,71	300 mm
4.883,45	
4.883,45	

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBN 03

Projeto	Data	Cálculos
IBIAPABA	ABRIL DE 2012	
Assunto	Local	
DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	1.715,92 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		02 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		857,96 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		75,73 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		3,79 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		80,52 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 200-500-F
ROTOR		D2 - D3
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		341,14 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		392,31 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		400,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		800,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		588,24 kW

7.9.2. Setor Sul

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBS 01

Projeto IBIAPABA	Dotação 1,26 L/s.ha	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA SUL 01 - ASS 01	EBS 01 HAZEN WILLIAMS 130	Local FORTALEZA -CE	

ASS 01

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO		
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	
EBS1	01	SS.01.02	43,78			43,78	131,62	165,84	597,03	367	400	84,56	130	1,32	633,15	0,34	632,81	570,53	572,37	62,62	60,44	
01	02	SS.01.03	51,38			51,38	87,84	110,68	398,44	299	300	927,74	130	1,57	632,81	7,23	625,58	572,37	591,87	60,44	33,71	
02	03						36,46	45,94	165,38	193	200	367,80	130	1,46	625,58	4,05	621,53	591,87	598,00	33,71	23,53	
03	04	SS.01.04	36,46			36,46	36,46	45,94	165,38	193	200	319,93	130	1,46	621,53	3,53	618,00	598,00	613,00	23,53	5,00	
											1.700,03		1,453		15,15							

ASS 01.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO		
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	
EBS1	05	C					41,09	51,77	186,38	205	200	89,65	130	1,65	633,15	1,23	631,92	570,53	555,89	62,62	76,03	
05	06	C					41,09	51,77	186,38	205	200	213,39	130	1,65	631,92	2,93	628,99	555,89	565,24	76,03	63,75	
06	07	SS.01.01	41,09			41,09	41,09	51,77	186,38	205	200	115,58	130	1,65	628,99	1,59	627,40	565,24	563,48	63,75	63,92	
											418,62		1,648		5,75						Média	67,90

783,41 m³/h

BARRILETE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
783,41	420	400	24,00	130	1,73	0,16

RECALQUE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
391,71	297	300	12,00	130	1,54	0,09

SUCÇÃO

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
391,71	297	300	12,00	130	1,54	0,09

ADUTORAS PRINCIPAL 02

Metros	Ø
84,56	400 mm
927,74	300 mm
1.106,35	200 mm

2.118,65

2.118,65

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBS 01

Projeto IBIAPABA	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	Local FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	783,41 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		02 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		391,71 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		62,62 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		3,13 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		66,76 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 150-500-F
ROTOR		D1
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		129,13 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		148,50 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		150,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		300,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		220,59 kW

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBS 02

Projeto	IBIAPABA		Dotação	L/s.ha	Data	ABRIL DE 2012	Calculos
Assunto	REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADTORA SECUNDÁRIA SUL 02 - ASS 02		EBS 02	HAZEN WILLIAMS	Local	FORTALEZA-CE	
			1,26	130			

ASS 02

TRECHOS	PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		PONTO / LOTE 3		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
	Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)													Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)
EBS2	01	C																				
01	02	SS.02.03	51,33				51,33	372,66	469,55	1.690,39	617	600	34,66	130	1,66	663,26	0,13	663,13	567,13	567,21	96,13	95,92
02	03	SS.02.04	38,76				38,76	321,33	404,88	1.457,55	573	600	787,36	130	1,66	663,13	3,05	660,08	567,21	587,68	95,92	72,40
03	04	SS.02.05	40,80	SS.02.06	57,42		98,22	282,57	356,04	1.281,74	537	600	238,07	130	1,43	660,08	0,70	659,38	587,68	599,23	95,92	60,15
04	05	SS.02.07	61,85	SS.02.08	58,03	SS.02.09	64,47	184,35	184,35	232,28	434	500	741,62	130	1,26	659,38	1,72	657,66	599,23	612,91	72,40	44,75
													1.065,12	130	1,18	657,66	2,73	654,93	612,91	649,93	44,75	5,00
													2.866,83		1,439		8,33					

ASS 02.1

TRECHOS	PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		PONTO / LOTE 3		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
	Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)													Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)
EBS2	06	SS.02.01	40,84	SS.02.02	63,54		104,38	104,38	131,52	473,47	326	300	74,87	130	1,86	663,26	0,80	662,46	567,13	563,84	96,13	98,62
													74,87		1,861		0,80					

2.163,85 m³/h

ADTORAS PRINCIPAL 02	
Metros	Ø
1.801,71	600 mm
1.065,12	500 mm
74,87	300 mm
2.941,70	
2.941,70	

BARRILETE						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
1.690,39	617	600	24,00	130	1,66	0,09

RECALQUE						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
721,28	403	500	12,00	130	1,02	0,02

SUCCÃO						
Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
721,28	403	500	12,00	130	1,02	0,02

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBS 02

Projeto	Data	Cálculos
IBIAPABA	ABRIL DE 2012	
Assunto	Local	
DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	2.163,85 m ³ /h
NÚMERO DE CONJUNTOS		03 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		721,28 m ³ /h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		96,13 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		4,81 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		101,94 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 200-500-F
ROTOR		D2 ~ D3
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		363,11 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		417,57 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		450,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		1350,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		992,65 kW

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBS 03

Projeto IBIAPABA		Dotação L/s.ha 1,26	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA SUL 03 - ASS 03	EBS 03	HAZEN WILLIAMS 130	Local FORTALEZA -CE	

ASS 03

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
EBS3	01						365,57	460,62	1.658,23	611	600	18,31	130	1,63	665,81	0,07	665,74	568,86	569,72	96,95	96,02
01	02	SS.03.03	49,84			49,84	365,57	460,62	1.658,23	611	600	774,61	130	1,63	665,74	2,90	662,85	569,72	594,43	96,02	68,42
02	03	SS.03.04	60,62			60,62	315,73	397,82	1.432,15	568	600	639,96	130	1,41	662,85	1,82	661,02	594,43	605,67	68,42	55,35
03	04	SS.03.05	63,22			63,22	255,11	321,44	1.157,18	510	500	359,88	130	1,64	661,02	1,68	659,34	605,67	612,74	55,35	46,60
04	05	SS.03.06	65,95			65,95	191,89	241,78	870,41	443	400	404,69	130	1,92	659,34	3,30	656,04	612,74	626,13	46,60	29,91
05	06	SS.03.07	57,66	SS.03.08	68,28	125,94	125,94	158,68	571,26	359	400	447,93	130	1,26	656,04	1,68	654,36	626,13	649,36	29,91	5,00
											2.645,38	1,582		11,45			Média	50,22			

ASS 03.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
01	07	C					108,55	136,77	492,38	333	300	118,30	130	1,93	665,74	1,36	664,38	569,72	569,12	96,02	95,26
07	08	C					108,55	136,77	492,38	333	300	59,12	130	1,93	664,38	0,68	663,70	569,12	565,67	95,26	98,03
08	09	SS.03.02	55,40			55,40	108,55	136,77	492,38	333	300	738,12	130	1,93	663,70	8,51	655,18	565,67	563,98	98,03	91,20
09	10	C					53,15	66,97	241,09	233	200	67,70	130	2,13	655,18	1,50	653,68	563,98	563,70	91,20	89,98
10	11	SS.03.01	53,15			53,15	53,15	66,97	241,09	233	200	144,24	130	2,13	653,68	3,19	650,49	563,70	564,09	89,98	86,40
											1.127,48	1,935		10,56			Média	94,83			

2.150,61 m³/h

BARRILETE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
2.150,61	696	600	24,00	130	2,11	0,15

RECALQUE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
716,87	402	500	12,00	130	1,01	0,02

SUCÇÃO

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
716,87	402	500	12,00	130	1,01	0,02

ADUTORAS PRINCIPAL 02

Metros	Ø
1.432,88	600 mm
359,88	500 mm
852,62	400 mm
915,54	300 mm
211,94	200 mm
3.772,86	
3.772,86	

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBS 03

Projeto IBIAPABA	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	Local FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	2.150,61 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		03 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		716,87 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		96,95 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		4,85 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		102,80 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 200-500-F
ROTOR		D2 ~ D3
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		363,92 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		418,50 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		450,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		1350,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		992,65 kW

CÁLCULOS HIDRÁULICOS - EBS 04

Projeto IBIAPABA	Dotação L/s.ha 1,26	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto REDE DE DISTRIBUIÇÃO - ADUTORA SECUNDÁRIA SUL 04 - ASS 04	EBS 04 HAZEN WILLIAMS 130	Local FORTALEZA - CE	

ASS 04

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
EBS4	01	SS.4.02	50,37			50,37	151,74	191,19	688,29	394	400	934,10	130	1,52	627,69	4,94	622,76	563,00	596,20	64,69	26,56
01	02	SS.4.03	50,19	SS.4.04	51,18	101,37	101,37	127,73	459,81	322	300	659,88	130	1,81	622,76	6,71	616,05	596,20	611,05	26,56	5,00
											1.593,98		1,664		11,64						

ASS 04.1

TRECHOS		PONTO / LOTE 1		PONTO / LOTE 2		TOTAL	ACUMULADO	Q	Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Piezométrica	Hf	Piezométrica	COTAS		PRESSÃO	
Montante	Jusante	Nº	Área (ha)	Nº	Área (ha)	Área (ha)	Área (ha)	(Litros/s)	m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	Montante	m.c.a.	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
01	03	SS.4.01	51,53			51,53	51,53	64,93	233,74	229	200	1.047,10	130	2,07	622,76	21,88	600,87	596,20	565,55	26,56	35,32
											1.047,10		2,067		21,88						

922,03 m³/h

ADUTORAS PRINCIPAL 02	
Metros	Ø
934,10	400 mm
659,88	300 mm
1.047,10	200 mm
2.641,08	
2.641,08	

BARRILETE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
922,03	455	400	24,00	130	2,04	0,22

RECALQUE

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
461,02	322	400	12,00	130	1,02	0,03

SUCÇÃO

Q	BRESSE	Ø	L	C	V	Hf
m³/h	Ø (mm)	mm	metros	H.W.	m/s	m.c.a.
461,02	322	400	12,00	130	1,02	0,03

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

EBS 04

Projeto IBIAPABA	Data ABRIL DE 2012	Cálculos
Assunto DIMENSIONAMENTO DAS BOMBAS	Local FORTALEZA	
SELEÇÃO DOS CONJUNTOS ELETROBOMBAS	Q (Total)	922,03 m³/h
NÚMERO DE CONJUNTOS		02 conj
VAZÃO POR CONJUNTO		461,02 m³/h
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		64,69 mca
DESNÍVEL SUÇÃO		1,00 mca
OUTRAS PERDAS 5%		3,23 mca
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL		68,93 mca
BOMBA DE REFERÊNCIA		KSB RDL 150-500-F
ROTOR		D1 ~ D2
RENDIMENTO DA BOMBA (FABRICANTE)		75,0 %
(Ni) POTÊNCIA REQUERIDA		156,92 CV
(Fs) FATOR DE SERVIÇO DO MOTOR		1,15 FS
(Na) POTÊNCIA INSTALADA		180,46 CV
(Pn) POTÊNCIA NOMINAL DO MOTOR		200,00 CV
ROTAÇÃO DO CONJUNTO		1750 RPM
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		400,00 Cv
POTÊNCIA TOTAL DO SETOR		294,12 kW

7.10. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA

As perdas de carga nas tubulações do projeto de irrigação foram calculadas de acordo com a formulação seguinte:

7.10.1. Fórmula de DARCY (Universal) - Utilizada para análise e checagem dos resultados

A fórmula de DARCY é a fórmula geral para o cálculo das perdas de carga:

$$h = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{8fQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

h: perda de carga (em m de carga do fluido por m de tubo)

f: coeficiente de atrito, adimensional, determinado pela fórmula de Colebrook-White

D: diâmetro interno do tubo (m)

V: velocidade do fluido (m/s)

Q: vazão (m³/s)

g: aceleração da gravidade (m/s²)

7.10.2. Fórmula de COLEBROOK-WHITE

A fórmula de COLEBROOK-WHITE é hoje universalmente utilizada para determinar o coeficiente de atrito f .

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} - \frac{k}{3,71D} \right)$$

Re: $\frac{VD}{\mu}$ (Número de REYNOLDS)

μ : viscosidade cinemática do fluido à temperatura de serviço (m²/s)

k: rugosidade da superfície interna equivalente do tubo (m); observa-se que não é igual à altura real da rugosidade da superfície; é uma dimensão fictícia relativa à rugosidade da superfície, daí o termo "equivalente".

Os dois termos da função logarítmica correspondem:

- Para o primeiro termo $\left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$, à parte das perdas de carga devidas ao atrito interno do fluido com ele mesmo;
- Para o segundo termo $\left(\frac{k}{3,71D} \right)$, à parte das perdas de carga causadas pelo atrito do fluido com a parede do tubo; para os tubos idealmente lisos ($k=0$), este termo é nulo e as perdas de carga são simplesmente devidas ao atrito interno do fluido.

7.10.3. Fórmula de HAZEN-WILLIAMS

A fórmula de Hazen-Williams, com o seu fator numérico em unidades métricas, é a seguinte:

$$j = 10,643 Q^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87}$$

Onde:

- Q: vazão (m^3/s)
- D: diâmetro interno do tubo (m)
- j: perda de carga unitária (m/m)
- C: coeficiente que depende da natureza (material e estado) das paredes dos tubos.

Nas planilhas do item 1.9 da presente memória de cálculo pode-se verificar os dados de entrada e os cálculos hidráulicos das perdas de carga das tubulações das redes de distribuição do projeto de irrigação da Ibiapaba.

7.11. BLOCOS DE ANCORAGEM

As forças de empuxo hidráulico em uma canalização sob pressão são verificadas:

- A cada mudança de direção (curvas, tês);
- A cada mudança de diâmetro (reduções);
- A cada extremidade (flanges ou caps).

Essas forças podem ser calculadas pela fórmula geral:

$$F = K.P.S.$$

F: força de empuxo (N)

P: pressão interna máxima (pressão de teste na obra) (Pa)

S: seção transversal (interna para as juntas com flanges, externa para os outros tipos de juntas) (m^2)

K: coeficiente, função da geometria da peça da canalização.

Flanges cegos, caps, tês: $K = 1$

Reduções: $K = 1 - S' / S$ (S' = seção do menor diâmetro)

Curvas de Ângulo θ : $K = 2 \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$

$K = 1,414$ para as curvas 90°

$K = 0,765$ para as curvas 45°

$K = 0,390$ para as curvas $22^\circ 30'$

$K = 0,196$ para as curvas $11^\circ 15'$

A utilização de blocos de ancoragem de concreto é a técnica geralmente mais utilizada para equilibrar os esforços de empuxo hidráulico de uma canalização com bolsas, sob pressão.

Diferentes tipos de blocos de ancoragem podem ser colocados segundo a configuração da canalização, a resistência e a natureza do solo, a presença ou não de lençol freático.

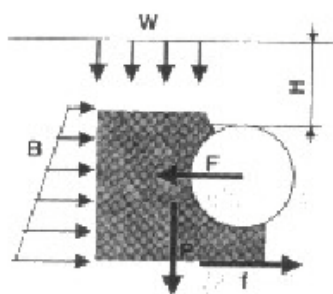
O bloco reage aos esforços de empuxo hidráulico de duas formas:

- por atrito entre o bloco e o solo (peso do bloco);
- por reação de apoio da parede da vala (engastamento).

Na prática, os blocos de ancoragem são calculados levando em consideração o atrito e a resistência de apoio sobre o terreno.

As hipóteses de cálculo são dadas a seguir. Em todos os outros casos, é necessário fazer os cálculos.

7.11.1. Forças envolvidas (Bloco de ancoragem)



F: empuxo hidráulico

P: peso do bloco

W: peso do reaterro

B: apoio sobre a parede da vala

f: atrito sobre o solo

M: momento de tombamento

– Terreno

Φ : ângulo de atrito interno do solo

σ : resistência admissível do sol sobre uma parede vertical

H: altura de recobrimento: 1,20 m

γ : massa específica

Características mecânicas adotadas nos cálculos

$\varphi = 40^\circ; \sigma = 1 \text{ daN} / \text{cm}^2; \gamma = 2 \text{ t} / \text{m}^3$ (terreno de boa resistência mecânica)

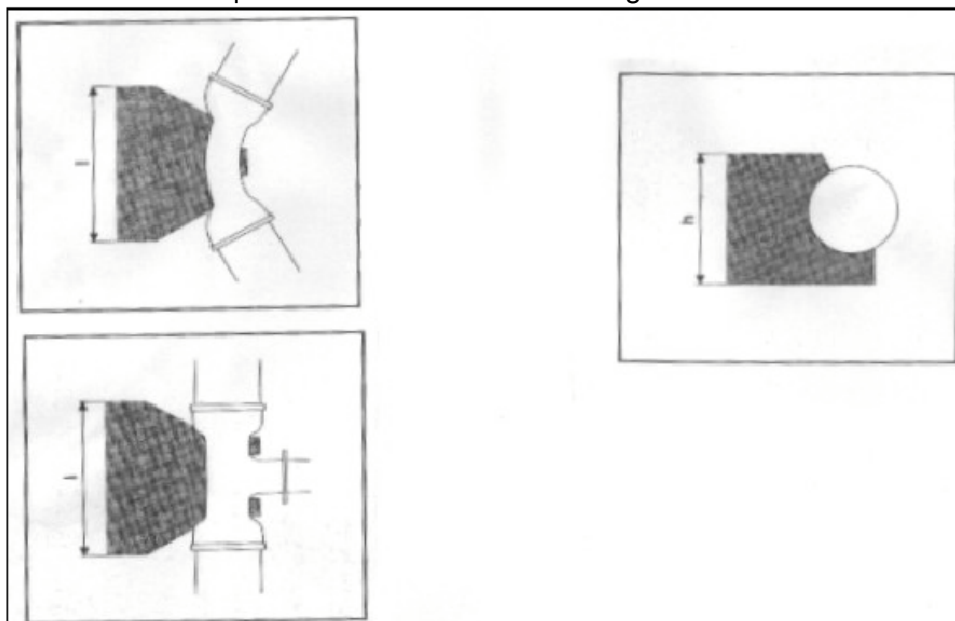
- Atrito interno: $\varphi = 40^\circ$
- Altura de recobrimento: H = 1,2 m
- Resistência $\sigma = 1 \text{ daN/cm}^2$
- Sem lençol freático
- Massa específica $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

Para o projeto serão utilizados blocos de ancoragem conforme características no **Quadro 7.7:**

Quadro 7.7: Terreno de Boa Resistência Mecânica

DN	Pressão de Teste	Curva 22°30' (l x h)	Curva 45° (l x h)	Curva 90° (l x h)	Flange Cego (l x h)
	Mpa	M x m	M x m	M x m	M x m
500	1,0	0,25 x 0,83	0,44 x 0,83	0,74 x 0,83	0,86 x 0,83
350	1,0	0,17 x 0,65	0,17 x 0,65	0,32 x 0,65	0,32 x 0,65
300	1,0	0,19 x 0,60	0,19 x 0,60	0,27 x 0,60	0,30 x 0,60

onde: l e h são representadas nos desenhos seguintes:



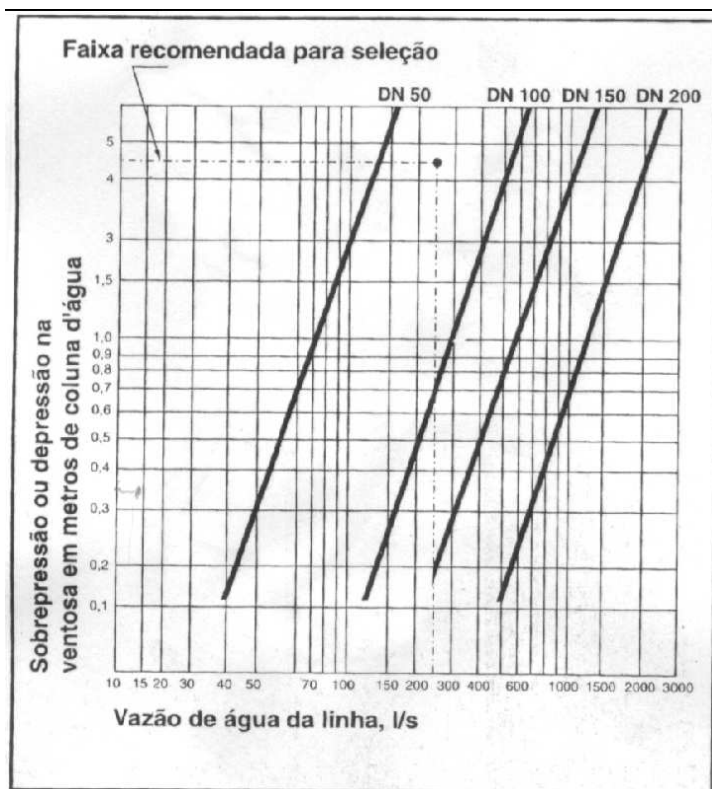
7.12. VENTOSAS

Nos pontos altos da tubulação indicados nos desenhos dos perfis do projeto foram projetadas ventosas de tríplice função com as seguintes finalidades:

- Expelir o ar deslocado pela água durante o enchimento da linha (compartilhamento principal);
- Admitir quantidade suficiente de ar, durante o esvaziamento da linha, a fim de evitar depressões e o consequente colapso da rede (compartilhamento principal);
- Expelir o ar proveniente das bombas em operação e difuso na água, funcionando como uma ventosa simples (compartilhamento auxiliar).

7.12.1. Para se dimensionar as ventosas

Conhecida a vazão da linha e adotado um valor para o diferencial de pressão entre o interior da ventosa e a atmosfera no momento do enchimento ou esvaziamento da canalização (geralmente adota-se 3,5 m.c.a. ou 0,035 Mpa), obtem-se um ponto que indicará o tamanho da ventosa a ser utilizada, na curva apresentada a seguir:



7.13. TRANSIENTES HIDRÁULICOS

7.13.1. Base Metodológica

Para análise dos transientes hidráulicos na adutora em aço com D=1800 mm do presente projeto foi empregado o programa UFC6, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará.

A formulação matemática da maioria dos programas de análise de transientes hidráulicos normalmente adota o Método das Características, apresentado por Chaudhry² e pode ser vista também em Sousa³ dentre outros autores consagrados.

As equações básicas utilizadas na análise de transitórios hidráulicos podem ser matematicamente expressas pela equação dinâmica do escoamento dada pela 2ª Lei de Newton e pela equação da Continuidade. O sistema dado por essas equações diferenciais pode ser resolvido pelo Método das Características permitindo-se avaliar os valores da vazão **Q** e da carga piezométrica **H** ao longo da tubulação dada pela abscissa **x** e do tempo **t**.

7.13.1.1. Equação do Movimento

A equação do movimento é expressa por:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f}{2DA} Q|Q| = 0 \quad \text{Eq. 1}$$

Onde o primeiro termo do membro esquerdo da equação representa a variação da aceleração do movimento, o segundo representa a variação do gradiente de pressão e o terceiro representa os efeitos decorrentes da dissipação de energia.

7.13.1.2. Equação da Continuidade

A equação da continuidade é apresentada a seguir:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Eq. 2}$$

Onde o primeiro termo do membro esquerdo da equação representa a variação de fluxo de massa e o segundo termo a variação de massa. O parâmetro **c** é a celeridade de propagação das ondas de pressão e de velocidade durante o transitório hidráulico conhecida comumente apenas como celeridade da onda.

² CHAUDRY, M.H., Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold Co. Publ., New York, 1989.

³ SOUZA, P. A.; MARTINS, J. R. S.; FADIGA JR., F. M., Métodos Computacionais Aplicados à Engenharia Hidráulica, Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos, EPUSP, São Paulo, 1991.

A introdução de aparelhos e equipamentos de proteção na modelagem matemática do transitório se faz por aplicação de condições de contorno específicas para cada caso e tipo de equipamento.

7.13.1.3. Celeridade da Onda

A celeridade da onda é função das características da tubulação (elasticidade, deformação, espessura da parede da tubulação, diâmetro, grau de fixação da tubulação, etc.) e das características do fluido (compressibilidade, presença de ar, etc.). A equação de Allievi a seguir é normalmente empregada nos programas de cálculo de transientes.

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \quad \text{Eq. 3}$$

e

$$k = \frac{10^{10}}{E} \quad \text{Eq. 4}$$

onde:

c - celeridade da onda (m/s);

D - diâmetro da tubulação (m);

e - espessura da tubulação (m);

k - coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade do material da tubulação.

- para tubos de aço, k = 0,5;
- para tubos de ferro fundido, k = 1,0;
- para tubos de cimento-amianto, k = 4,4;
- para tubos de concreto, k = 5,0;
- para tubos de PVC rígido, k = 18,0.

7.13.1.4. Período da Tubulação

Azevedo Netto⁴ define período de tubulação, como o tempo que a onda de sobrepresão leva para ir e voltar de uma extremidade a outra da tubulação, isto é, o tempo de ir da bomba ao reservatório e voltar, denotada por:

$$\mu = \frac{2L}{c} \quad \text{Eq. 5}$$

onde:

μ - período da tubulação (s);

L - comprimento da tubulação (m);

c - celeridade da onda (m/s).

⁴ AZEVEDO NETTO, J. M., ALVAREZ, G. A. Manual de Hidráulica Vol. 1, 6ª edição. São Paulo, 1973.

O tempo de fechamento da válvula ou registro à montante do conjunto moto-bomba é um importante fator para o golpe de aríete. Se o fechamento for muito rápido, o registro ficará completamente fechado antes da atuação da onda de depressão. Por outro lado, se o registro for fechado lentamente, haverá tempo para atuar a onda de depressão antes da obturação completa.

A partir daí é possível definir e classificar as manobras de fechamento de registros.

7.13.1.5. Manobras de Fechamento

As manobras de fechamento de válvulas e registros, como dito anteriormente, dependem do período da tubulação e se classificam em: instantâneas, rápidas e lentas.

– Manobras Instantâneas

As manobras são ditas instantâneas quando o tempo de fechamento do registro é zero, isto é, quando há o fechamento do registro, a vazão se anula imediatamente.

Na prática isso é fisicamente impossível, pois, por mais rapidamente que se feche o registro, sempre teremos um tempo diferente de zero. No entanto, é importante saber a respeito do fechamento instantâneo do registro porque é através dele que se irá deduzir a fórmula para o cálculo da sobrepressão máxima.

– Manobras Rápidas

Teremos uma manobra rápida quando o tempo de fechamento do registro for inferior ao período da tubulação. Assim, teremos o fechamento completo do registro antes que a onda refletida volte ao ponto de origem.

Nestas condições, na seção onde se executa a manobra, não se nota qualquer efeito da redução da depressão, resultante do aparecimento das ondas refletidas.

Quando o fechamento é rápido, observa-se a sobrepressão máxima na extremidade da tubulação, que pode ser calculada pela fórmula:

$$\Delta h = \frac{cV}{g} \quad \text{Eq. 6}$$

onde:

Δh - sobrepressão máxima (mca);

c - celeridade da onda (m/s);

V - velocidade de escoamento do fluido (m/s);

g - aceleração da gravidade (m/s²).

– Manobra Lenta

Teremos uma manobra lenta sempre que o tempo de fechamento do registro for maior que o período da tubulação.

Várias fórmulas têm sido deduzidas para o caso de manobras lentas, em que a variação da seção seja linear com o tempo. Uma fórmula aproximada muito utilizada é a de Michaud, que considera a proporcionalidade da velocidade com o período da tubulação e o tempo de manobra:

$$\Delta h = \frac{2LV}{gT} \quad \text{Eq. 7}$$

onde:

Δh - sobrepressão máxima (mca);

L - comprimento da tubulação (m);

V - velocidade de escoamento do fluido (m/s);

g - aceleração da gravidade (m/s²).

T - tempo de manobra (s).

A fórmula de Michaud também pode ser aplicada para a determinação do tempo de fechamento a ser adotado, a fim de que a sobrepressão máxima não ultrapasse o determinado limite preestabelecido.

7.13.1.6. Separação da Coluna Líquida

Com a interrupção do bombeamento, nos pontos altos da tubulação, a tendência da água é continuar o escoamento à jusante, aproveitando o declive natural, bem como retornar à montante, pelo mesmo motivo, originando forças de separação da coluna líquida.

Conforme Lencastre, como a água não suporta esforços de tração, sempre que a depressão na adutora de recalque atinge valores muito baixos, isto é, menores ou igual a -8,0 metros, haverá libertação de gases dissolvidos, podendo haver ruptura da veia líquida, aparecendo grandes bolhas gasosas no meio do escoamento. Isto é muito importante nos pontos altos, que tendem a ser preenchidos pela fase gasosa que poderá vir a ocupar toda a seção.

Na hipótese de ocorrência da onda de subpressão interna, a valores próximos ao vácuo, haverá a separação da coluna líquida com vaporização da água, formando uma bolsa (bolha) de ar com vapor d'água.

Quando da ocorrência da subsequente onda de sobrepressão, a bolsa de ar + vapor d'água será fortemente comprimida, originando tensões localizadas que podem levar à ruptura da tubulação.

7.13.1.7. Momento de Inércia Total do Sistema

O momento de inércia total é a soma dos momentos de todas as partes girantes no conjunto motor-bomba. Este dado que é de suma importância no cálculo dos transientes hidráulicos, costuma ser apresentado de diversas formas pelos fabricantes, tanto das bombas quanto dos

motores, gerando certa confusão. Apresenta-se a seguir, um sumário das diversas formas como estes são apresentados normalmente em catálogo de fabricantes.

$$J = \frac{GD^2}{4} \quad \text{Eq. 8}$$

onde:

J - momento polar de inércia (kg.m²);

G - massa do conjunto girante (kg);

D - diâmetro de giração (m).

Os momentos de inércia das bombas e motores devem ser obtidos junto a catálogos de fornecedores em função das características particulares de cada equipamento.

Quando não há disponibilidade destes dados pode-se lançar mão de equações empíricas disponíveis na literatura especializada no assunto. As equações abaixo foram desenvolvidas na Universidade de Pretória (África do Sul) e citada no trabalho de Tomaz⁵. A primeira calcula o momento de inércia de bombas e a segunda o momento de inércia de motores. O momento de inércia de interesse é o do conjunto motor-bomba dado pela soma das duas parcelas.

$$I = 0,03407 \times \left(\frac{P}{N} \right)^{0,844} \quad \text{Eq. 9}$$

e

$$I = 0,0043 \times \left(\frac{P}{N} \right)^{1,48} \quad \text{Eq. 10}$$

onde:

I - momento polar de inércia (kg.m²);

P - potência do motor (kW);

N - rotação da bomba (1000 rpm).

7.13.2. Avaliação dos Transientes na Linha de Recalque

A linha de recalque entre a EBP e o Reservatório Principal compreende uma tubulação de Aço de diâmetro 1.800 mm e chapa de ½", com uma extensão de 460,00 metros, prevista para passar uma vazão de 3 m³/s. O sistema de bombeamento conta com 4 (quatro) bombas, sendo três em funcionamento e uma reserva. Cada conjunto moto-bomba possui as seguintes características:

- Vazão: 1,00 m³/s;
- Altura manométrica: 36,00 mca;
- Rotação: 1.175 rpm;

⁵ TOMAZ, Plínio. (2007) Golpe de Aríete em Bombeamento Devido a Queda de Energia Elétrica. Livro Eletrônico. pliniotomaz@uol.com.br.

- Rendimento (eficiência): 85%
- Momento de inércia (calculado): 19,25 kg.m²

Na “Análise Preliminar” do sistema, as envoltórias resultantes da simulação mostram que a sobrepressão máxima é da ordem de 66,56 mca, ficando muito abaixo do valor limite para a classe de pressão do tubo empregado (Aço D=1.800 mm, chapa ½”), não sendo portanto, objeto de preocupações quanto à resistência da tubulação à sobrepressões.

Quanto à subpressão, ocorre formação de vácuo absoluto em toda a extensão da linha, devendo ser adotada medida para evitar problemas como o fenômeno de separação de coluna d’água e, em casos extremos, o colapso da tubulação, pois as pressões mínimas apresentadas são da ordem de -8,40 mca.

O Tanque de Alimentação Unidirecional, também conhecido como One-way, tem função principal evitar a depressão nos pontos altos da tubulação. Geralmente é de baixa altura, aberto para a atmosfera e ligado em derivação à adutora com válvula de retenção permitindo apenas a alimentação no sentido do tanque para a linha.

Cessados os efeitos transitórios, o tanque é re-alimentado pela linha de recalque e dotado de registros automáticos de fechamento. O tanque é alimentado por um “by-pass” servido de um flutuador ou registro automático de entrada. Normalmente são empregados em pontos elevados da linha de recalque, podendo ser únicos ou distribuídos em seqüência ao longo da tubulação.

Refazendo a simulação do sistema utilizando um Tanque de Alimentação Unidirecional (One-way), com diâmetro de 2,00 m e altura igual a 3,00 metros, na seção 260 metros (estaca 13), obteve-se como resultado uma pressão máxima de 51,24 mca e mínima de -2,93 mca. Os valores de subpressão são considerados seguros de acordo com a base teórica anteriormente apresentada.

Portanto, o emprego do One-way foi adotado como principal dispositivo de combate ao golpe de aríete, devido às suas vantagens em relação aos demais equipamentos de proteção, quer de natureza econômica, quer de natureza operacional.

Os **Quadros 7.8** e **7.9** e a **Figura 7.5** mostram as envoltórias de pressões máximas e mínimas para as condições “sem proteção” e “com proteção” aos efeitos nocivos de golpe de aríete, bem como a linha piezométrica no estado permanente e o perfil da tubulação.

Quadro 7.8: Resultado da Simulação do Transitório Hidráulico da EBP (sem proteção)

Estaca	Distância (m)	Cota Tubulação (m)	Cota Piezométrica (C.P.) (m)	C.P. Máxima (m)	C.P. Mínima (m)	Pressão (mca)	Pressão Máxima Transiente (mca)	Pressão Mínima Transiente (mca)
-0,5	-10	527,77	563,77	594,33	530,45	36,00	66,56	2,68
0	0	536,18	563,77	593,76	530,70	27,59	57,58	-5,48
1	20	536,78	563,76	592,02	531,23	26,98	55,24	-5,55
2	40	537,34	563,75	590,36	531,79	26,41	53,02	-5,55
3	60	538,78	563,74	588,78	532,37	24,96	50,00	-6,41
4	80	539,80	563,73	587,26	532,99	23,93	47,46	-6,81
5	100	541,02	563,72	585,82	533,64	22,70	44,80	-7,38
6	120	542,08	563,71	584,34	534,32	21,63	42,26	-7,76
7	140	543,05	563,70	583,05	535,17	20,65	40,00	-7,88
8	160	544,13	563,70	582,22	536,20	19,57	38,09	-7,93
9	180	545,34	563,69	581,35	537,31	18,35	36,01	-8,03
10	200	546,74	563,68	580,45	538,50	16,94	33,71	-8,24
11	220	548,17	563,67	579,53	539,77	15,50	31,36	-8,40
12	240	549,25	563,66	578,38	541,14	14,41	29,13	-8,11
13	260	550,25	563,65	577,18	542,55	13,40	26,93	-7,70
14	280	551,13	563,64	575,90	544,06	12,51	24,77	-7,07
15	300	552,03	563,63	574,56	545,68	11,60	22,53	-6,35
16	320	552,98	563,63	573,78	547,43	10,65	20,80	-5,55
17	340	554,09	563,62	573,02	549,31	9,53	18,93	-4,78
18	360	555,22	563,61	571,98	551,59	8,39	16,76	-3,63
19	380	556,19	563,60	569,93	554,17	7,41	13,74	-2,02
20	400	557,00	563,59	567,85	557,00	6,59	10,85	0,00
21	420	557,78	563,58	565,75	560,12	5,80	7,97	2,34
22	440	558,59	563,57	563,57	563,57	4,98	4,98	4,98

Quadro 7.9: Resultado da Simulação do Transitório Hidráulico da EBP (com proteção)

Estaca	Distância (m)	Cota Tubulação (m)	Cota Piezométrica (C.P.) (m)	C.P. Máxima (m)	C.P. Mínima (m)	Pressão (mca)	Pressão Máxima Transiente (mca)	Pressão Mínima Transiente (mca)
-0,5	-10	527,77	563,77	579,01	532,74	36,00	51,24	4,97
0	0	536,18	563,77	578,81	533,25	27,59	42,63	-2,93
1	20	536,78	563,76	578,73	534,28	26,98	41,95	-2,50
2	40	537,34	563,75	578,80	535,45	26,41	41,46	-1,89
3	60	538,78	563,74	578,72	536,68	24,96	39,94	-2,10
4	80	539,80	563,73	578,40	538,05	23,93	38,60	-1,75
5	100	541,02	563,72	577,46	539,43	22,70	36,44	-1,59
6	120	542,08	563,71	577,71	540,83	21,63	35,63	-1,25
7	140	543,05	563,70	577,49	542,24	20,65	34,44	-0,81
8	160	544,13	563,70	575,70	543,72	19,57	31,57	-0,41
9	180	545,34	563,69	574,59	545,31	18,35	29,25	-0,03
10	200	546,74	563,68	574,42	547,00	16,94	27,68	0,26
11	220	548,17	563,67	574,21	548,82	15,50	26,04	0,65
12	240	549,25	563,66	574,20	550,85	14,41	24,95	1,60
13	260	550,25	563,65	573,51	552,94	13,40	23,26	2,69
14	280	551,13	563,64	573,05	551,96	12,51	21,92	0,83
15	300	552,03	563,63	573,09	553,03	11,60	21,06	1,00
16	320	552,98	563,63	572,53	552,82	10,65	19,55	-0,16
17	340	554,09	563,62	572,55	552,84	9,53	18,46	-1,25
18	360	555,22	563,61	572,59	552,81	8,39	17,37	-2,41
19	380	556,19	563,60	572,73	553,40	7,41	16,54	-2,79
20	400	557,00	563,59	570,98	556,16	6,59	13,98	-0,84
21	420	557,78	563,58	568,12	559,02	5,80	10,34	1,24
22	440	558,59	563,57	563,57	563,57	4,98	4,98	4,98

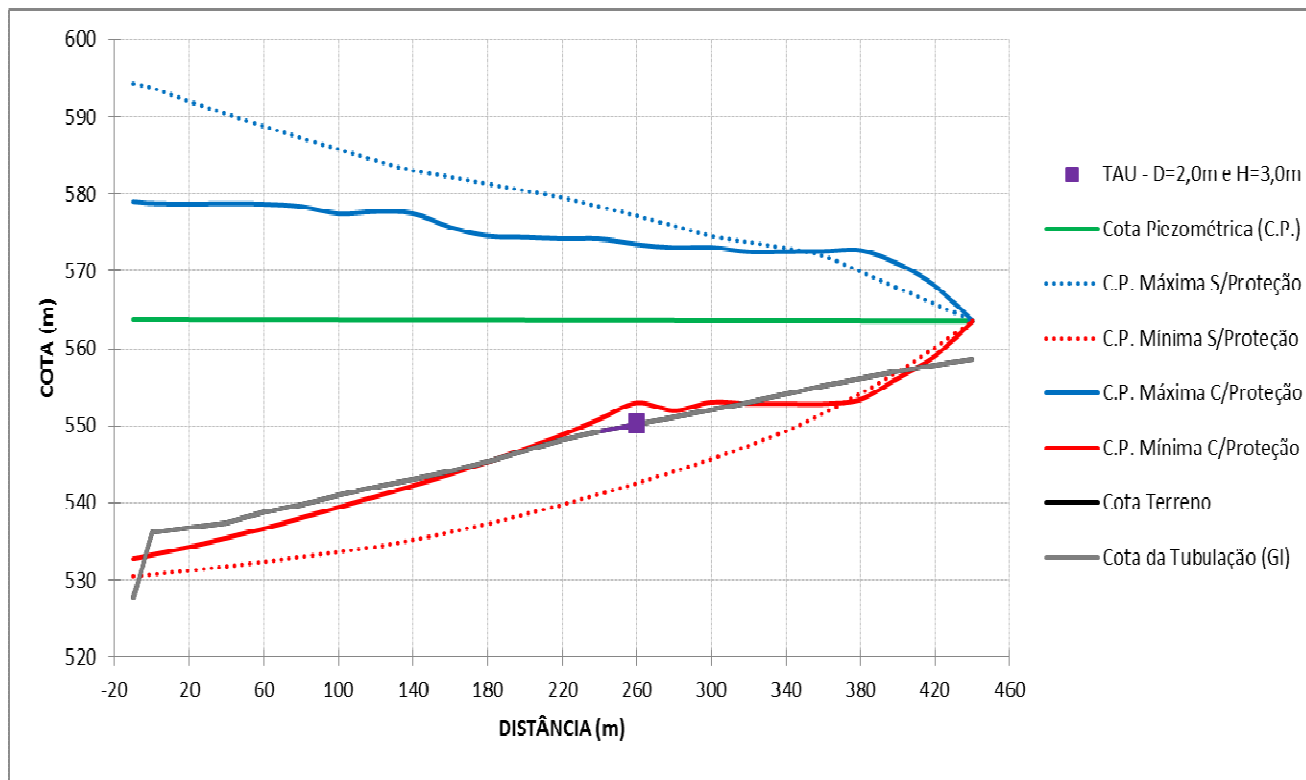


Figura 7.5: Resultado da Simulação do Transiente Hidráulico da EBP (sem proteção e com proteção)

