

5 - ESTUDOS BÁSICOS

ÍNDICE

5.	ESTUDOS BÁSICOS.....	3
5.1	Estudos Hidrometeorológicos e Sedimentológicos.....	3
5.1.1	Caracterização Fisiográfica da Bacia.....	3
5.1.2	Aspectos Climáticos.....	9
5.1.3	Chuvas Intensas e Precipitação Máxima Provável.....	18
5.1.4	Série de Vazões.....	22
5.1.5	Vazões Máximas.....	29
5.1.6	Vazões Mínimas.....	35
5.1.7	Curvas-Chave Naturais.....	36
5.1.8	Curvas Cota x Área e Cota x Volume do Reservatório.....	64
5.1.9	Hidrossedimentologia.....	65
5.1.10	Remanso do Reservatório.....	89
5.1.11	Borda Livre.....	123
5.1.12	Amortecimento da Cheia de Projeto.....	126
5.1.13	Enchimento do Reservatório.....	133
5.2	Estudos Hidráulicos.....	137
5.2.1	Estudos Hidráulicos para o Desvio e Controle do Rio durante a Construção.....	137
5.2.2	Estudos de Dimensionamento Hidráulico do Vertedouro.....	139
5.2.3	Estudos Hidráulicos do Circuito de Geração.....	142
5.3	Estudos Geológicos e Geotécnicos.....	145
5.3.1	Geologia e Geomorfologia Regional.....	145
5.3.2	Aspectos Morfológicos e Geológico-Geotécnicos Locais.....	154
5.3.3	Condicionantes Geológico-Geotécnicas para Escavações e Fundações.....	158
5.3.4	Materiais Naturais de Construção.....	162
5.4	Estudos Tecnológicos de Concreto.....	163
5.5	Estudos Energéticos.....	164
5.5.1	Critérios Empregados.....	164
5.5.2	Simulações Energéticas.....	172
5.6	Estudos Socioambientais.....	174
5.7	Estudos de Integração da Usina ao Sistema de Transmissão Associado.....	174
5.7.1	Geral.....	174
5.7.2	Subestação Seccionadora ou Subestação de Manobra.....	174

5. ESTUDOS BÁSICOS

5.1 Estudos Hidrometeorológicos e Sedimentológicos

5.1.1 Caracterização Fisiográfica da Bacia

A bacia do rio Paraíba do Sul localiza-se na região Sudeste do Brasil e está inserida na região hidrográfica do Atlântico Sudeste. Está compreendida entre os paralelos 20°20' e 23°40' e os meridianos 41°20'e 46°30', conforme mostrado no Desenho G27-DEB-0002. Totaliza uma área de drenagem de aproximadamente 55.500 km², situada nos estados de Rio de Janeiro (20.900 km²), Minas Gerais (20.700 km²) e São Paulo (13.900 km²), sendo que no eixo em estudo nesta etapa do Projeto Básico, a área da bacia é de 33.680 km² e o comprimento do rio Paraíba do Sul é de 958 km.

A bacia é limitada ao Norte pelas bacias dos rios Grande e Doce e pelas serras da Mantiqueira, Caparaó e Santo Eduardo. A Nordeste, o rio Itabapoana e seus afluentes compõem a rede potamográfica. Ao Sul, o divisor de águas é composto pela Serra dos Órgãos e pelos trechos paulista e fluminense da Serra do Mar. A Oeste, separada por meio de diversos ramos dos maciços da Serra do Mar e da Serra da Mantiqueira, predomina a bacia do rio Tietê.

O rio Paraíba do Sul nasce numa altitude de 1.800 m na Serra da Bocaina, com o nome de rio Paraitinga. Desenvolve-se na direção sudoeste, até a Serra do Mar, onde recebe o rio Paraíbauna, no município de Paraíbauna (SP), numa altitude aproximada de 640 m. Daí segue até a cidade de Guararema, onde forma uma curva de 180° e passa a desenvolver-se na direção nordeste, em sentido contrário ao inicial. Após percorrer um pequeno trecho do sudeste de Minas Gerais, constitui-se em divisa natural com o estado do Rio de Janeiro até a confluência com o rio Pomba, onde seu curso desvia-se para leste, desaguardo no Oceano Atlântico próximo à cidade de São João da Barra. Seu percurso total é de aproximadamente 1.100 km, no sentido geral de oeste para leste.

A rede potamográfica apresenta drenagem dendrítica, também denominada arborescente, conforme ilustrado pelo Desenho G27-DEB-0003. Essa característica se deve à semelhança da hidrografia da bacia com a configuração de uma árvore, em que o rio Paraíba do Sul corresponde ao tronco e os tributários aos seus ramos e as correntes de menor categoria aos raminhos e folhas.

Seus principais afluentes, de montante para jusante, são os rios: Grande, Paquequer, Piabanha e Pirai pela margem direita; Muriaé, Pomba, Paraíbauna Mineiro, Buquira, Jaguari e Paraíbauna pela margem esquerda. Os principais afluentes do rio Paraitinga são os rios do Gramado e Turvo pela margem direita e os rios do Chapéu e Jacuí pela margem esquerda.

O rio Pirapetinga constitui-se em afluente importante no contexto dos estudos pois, sua bacia cuja área de drenagem é de 633 km², foi calculada utilizando-se as cartas planialtimétricas na escala de 1:50.000 do IBGE.

Entre as principais vias de acesso à região, destacam-se as rodovias federais BRs-040, 066, 116, 267, 393 e as rodovias estaduais RJs-116, 186, 492, MGs-285, 353, 446 e SP-066. Tais rodovias permitem o acesso à cidade de Itaocara e às cidades próximas à região, tais como: Santo Antônio de Pádua, Itaperuna, Além Paraíba, Cordeiro, Leopoldina, Santa Maria Madalena, Nova Friburgo, Petrópolis, Teresópolis, Juiz de Fora, Três Rios, Paraíba do Sul, Barra do Piraí, Volta Redonda, Barra Mansa, São José dos Campos, Guararema, entre outras, conforme pode ser observado no desenho G10-DEB-0001.

Em relação ao clima, relevo e solo, a região em estudo apresenta cobertura em meio bastante diversificado com características variadas.

5.1.1.1 Vegetação

A bacia do rio Paraíba do Sul está compreendida no bioma Mata Atlântica, cuja área original era de aproximadamente 1,3 milhão de km², correspondente a 15% do território brasileiro, estendendo-se por toda a costa brasileira, do Rio Grande do Norte ao Rio Grande do Sul, numa faixa de cerca de 300 km, chegando à Argentina e ao Paraguai. Hoje o remanescente é de cerca de 7% (91.000 km²) devido às ações antrópicas. Segundo dados disponíveis (GEROE, 1.995), atualmente, apenas 11% da área da bacia é ocupada pelos remanescentes da floresta, a qual se pode encontrar nas regiões mais elevadas e de relevo mais acidentado.

As florestas atlânticas apresentam árvores com folhas largas e perenes. Há grande diversidade de epífitas, plantas que vivem sobre outras plantas, como bromélias e orquídeas. Caracteriza-se também pela vegetação exuberante, com acentuado higrofitismo, plantas que vivem com alguma parte vegetativa permanentemente imersa em água como briófitas e cipós.

O maior percentual de florestas está no trecho paulista porém, o trecho fluminense é o que apresenta a maior área de florestas remanescentes da Mata Atlântica e o trecho mineiro é o que se encontra mais desmatado, apresentando a maior extensão e o maior percentual de áreas de campo e pastagem.

Há subdivisões da mata devido às variações de latitude e altitudes.

Existem diversas classes de cobertura vegetal na região, sendo em sua maior representação Campos/Pastagens (aproximadamente 70%), Vegetação Secundária, Floresta Ombrófila e Floresta Estacional.

Em alguns pontos localizados nas margens do rio e em suas ilhas, há vegetação do tipo ciliar, distribuída de forma irregular.

O processo de ocupação e uso do solo na bacia do rio Paraíba do Sul levou à transformação de uma paisagem predominantemente florestal para uma paisagem não-florestal.

O vale do Paraíba do Sul foi originalmente recoberto por florestas do tipo subcaducifólia tropical, apresentando variada cobertura vegetal. Após a colonização e os ciclos de café e cana-de-açúcar, a agricultura se intensificou e atualmente predominam as pastagens devido ao empobrecimento do solo.

5.1.1.2 Geomorfologia

A topografia da região, acidentada e com grandes desníveis, é composta predominantemente pelas Serras do Mar e da Mantiqueira e pelo Vale do Paraíba.

A Serra do Mar apresenta-se paralela à Serra da Mantiqueira, como um paredão abrupto e forma grande parte do limite sul da bacia, recebendo outras denominações como Bocaina, Araras, Órgãos, Rio Preto e Macaé, entre outras. Suas altitudes variam entre 500 e 1000 m sobre o planalto. Possui picos acima de 1.500 m e monumentos geológicos importantes tais como o Dedo de Deus (1.692 m), a Pedra da Cruz (2.130 m), a Pedra do Sino (2.263 m), entre outros.

A Serra da Mantiqueira compreende um maciço rochoso que possui grande área de terras altas, entre 1.000 e quase 3.000 m de altitude, estabelecendo as divisas dos estados de Minas Gerais, São Paulo e Rio de Janeiro. Seu ponto culminante é a Pedra da Mina (2.798m) entre Minas e São Paulo. É rebaixada na altura da Zona da Mata (MG), dando passagem às bacias dos rios Pomba e Muriaé e, no limite entre os estados de Minas Gerais e Espírito Santo, ergue-se com o nome de Serra do Caparaó. Existem diversas Unidades de Conservação, como a Área de Proteção Ambiental Serra da Mantiqueira, dividida entre os três estados que se situa aproximadamente a 90 km de São Paulo, 170 km de Belo Horizonte e 198 km do Rio de Janeiro.

O vale do rio Paraíba do Sul localiza-se entre a Serra do Mar e da Mantiqueira com altitudes entre 100 e 500 m.

O Empreendimento UHE Itaocara I, em estudo, situa-se na região do médio vale do rio Paraíba, onde o relevo é caracterizado por serras e morros alongados, de forma geral vertentes de forte declividade, ocorrendo ocasionalmente encostas rochosas.

Essa região apresenta forte tendência à erosão, ostentando nas vertentes mais íngremes paredões rochosos, marcas de deslizamento, formação de ravinas e voçorocas, consequência principalmente da ação antrópica na devastação da cobertura vegetal e da suscetibilidade à erosão dos solos residuais existentes.

5.1.1.3 Solos

Na região em estudo foram identificadas as seguintes classes de solos: Latossolo Vermelho Amarelo álico e distrófico (LV1 a LV5), Podzólico Vermelho Amarelo álico e distrófico Tb (PV1 e PV2), Cambissolo álico e distrófico Tb (C1 a C6) e Afloramentos Rochosos.

Os Latossolos são provenientes de materiais de alteração de rochas ácidas (granitos, gnaisse e rochas com distintos graus de metamorfização) e de depósitos coluvionares, ocupando as encostas e meias encostas dos contrafortes da Serra do Mar. São solos de reduzida fertilidade natural. Apresentam, em geral, textura argilosa e média/argilosa e são relativamente profundos e permeáveis.

Os Cambissolos têm menor profundidade (de 0,5 a 1,5 m), ainda em processo de desenvolvimento, com domínio de texturas média e argilosa, podendo ou não apresentar pedras em sua superfície. Sua fertilidade natural é muito variável, de baixa a alta. O relevo é forte ondulado ou montanhoso, o que favorece a sua erosão uma vez removida a cobertura vegetal de floresta.

Os solos Podzólicos possuem teor de argila na superfície muito baixo mas, em subsuperfície, esse teor é médio/alto. Sendo assim, a velocidade de infiltração da água é muito rápida na superfície e lenta em subsuperfície, causando erosão severa. Possuem baixa reserva de nutrientes, acidez e problemas de erosão. Bem manejados, são solos relativamente férteis e que são indicados às atividades agropastoris.

O afloramento rochoso é caracterizado pela ausência ou pouca profundidade do solo, criando condições de seca nos períodos entre as chuvas, influenciando a composição florística, a forma de organização e as características adaptativas dos vegetais encontrados.

Na região em estudo, atualmente, grande parte das terras encontra-se degradada e improdutivo. A pecuária e a agricultura vêm sofrendo grande retração na maioria dos municípios da bacia, muitas áreas de pastagem estão sem uso efetivo e o processo de degradação ambiental por erosão é provavelmente a principal causa dessa situação.

A argila e areia natural, ainda hoje, são extraídos para a indústria da construção civil e olarias da região.

5.1.1.4 Parâmetros Fisiográficos

São relacionadas a seguir, as principais características físicas correspondentes à bacia contribuinte para o local do aproveitamento da UHE, calculadas principalmente com base no Desenho G-27-DEB-0002.

a) Forma da Bacia

Para caracterizar numericamente esse parâmetro, empregam-se, regularmente, o fator de forma e o coeficiente de compacidade que são indicadores de tendência para enchentes locais.

O fator de forma que é a relação entre a área da bacia (33.680 km²) no aproveitamento e o quadrado de seu comprimento axial (958 km), que corresponde ao comprimento do rio Paraíba do Sul entre o sítio do aproveitamento e a nascente, equivale a 0,04.

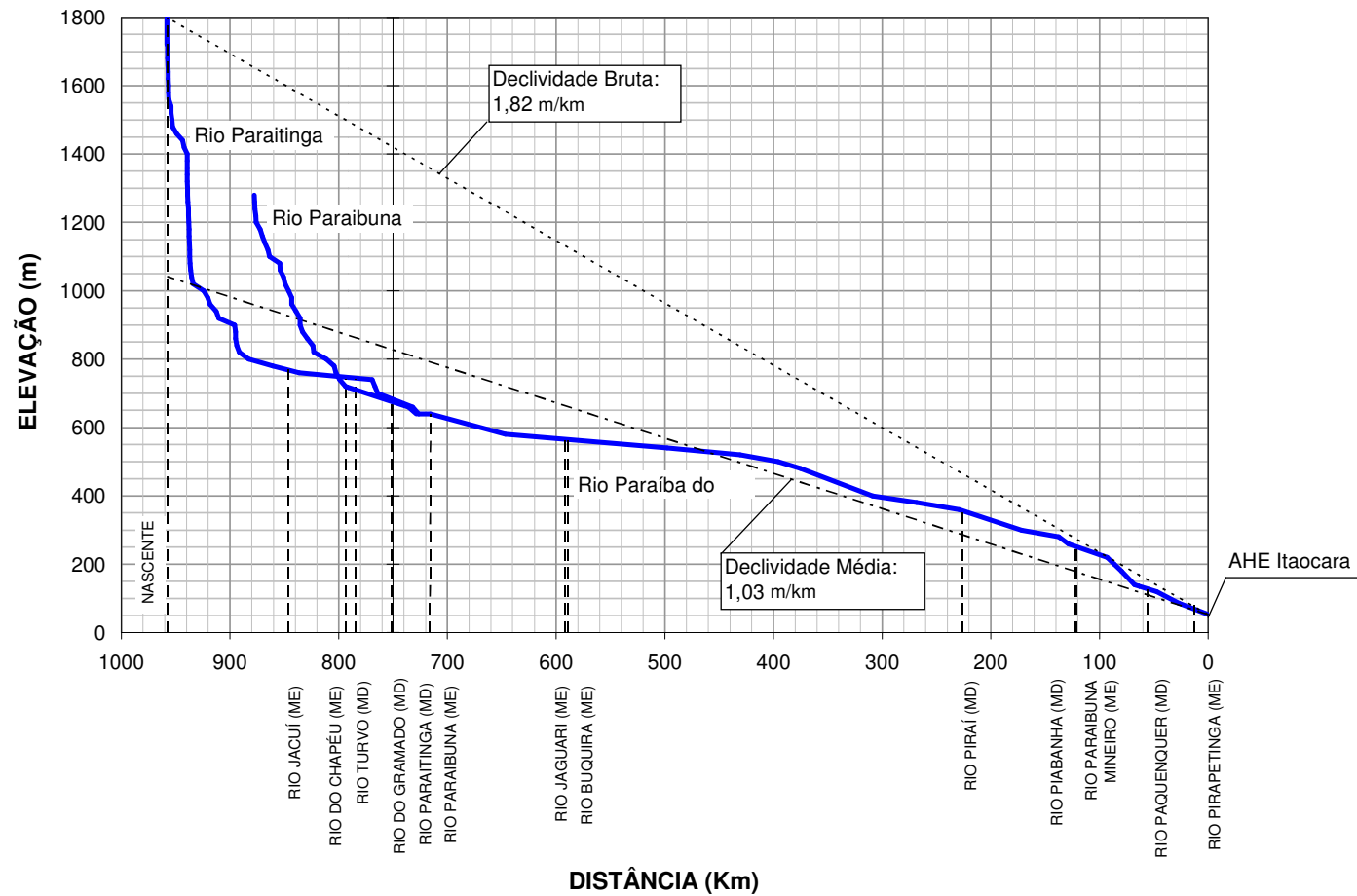
Esse índice sinaliza uma reduzida propensão às enchentes já que quanto mais o valor do índice se aproxima de zero, mais longilínea é a bacia e, assim, menor a possibilidade de chuvas abrangerem toda a área de drenagem simultaneamente. Além disso, a bacia se distancia da forma circular perfeita, na qual as embocaduras de seus tributários se concentram numa área menor.

O coeficiente de compacidade, relação entre o perímetro da bacia (1.422 km) e a circunferência de um círculo com área igual à da bacia, equivale a 2,17, valor também indicativo de cheias pouco contundentes, já que a tendência para enchentes é tanto mais acentuada quanto mais próximo da unidade é o valor desse coeficiente.

b) Declividade do Curso do Rio

Para esse cálculo, além do desenho supracitado, foram utilizadas as cartas planialtimétricas editadas pelo IBGE as quais permitiram também o traçado do perfil longitudinal do rio Paraíba do Sul representado na Figura 5.1 seguinte.

Figura 5.1 - Perfil Longitudinal do Rio Paraíba do Sul em Itacara – UHE Itacara I



A declividade bruta calculada em 1,82 m/km, equivale à razão entre a diferença de cotas da nascente (1.800 m) e da seção de fechamento (53 m) e o comprimento do rio (958 km).

A declividade média foi estimada de forma a igualar a área abaixo da reta que a representa graficamente em perfil com a área abaixo do perfil longitudinal do rio. O valor obtido que melhor caracteriza a velocidade do escoamento fluvial foi de 1,03 m/km.

c) Densidade de Drenagem

A densidade de drenagem que indica o grau de desenvolvimento da rede hidrográfica é definida pela relação entre a extensão total dos cursos d'água (25.505 km) e a área da bacia (33.680 km²). O valor encontrado para a bacia em estudo, equivalente a 0,76 km/km², indica uma drenagem pobre.

d) Escoamento Superficial

A extensão média do escoamento superficial, calculada em 330 m, é um índice definido como a média das distâncias percorridas pelo escoamento superficial, caso este se desse em linha reta, até atingindo um curso d'água qualquer.

Sua determinação foi realizada considerando-se uma bacia retangular de área equivalente, drenada por um curso d'água coincidente com o eixo longitudinal do respectivo retângulo, de comprimento igual à extensão total da rede fluvial.

e) Largura Média

A largura média, estimada em 35 km, corresponde à razão entre a área da bacia (33.680 km²) e o seu comprimento axial (958 km).

f) Tempo de Concentração

O tempo de concentração (tc em horas) foi calculado com base na fórmula do "Soil Conservation/USA" abaixo transcrita.

$$T_c = 0,95 (L^3 / H)^{0,385}$$

onde:

H = Diferença entre cotas: (1.747 m);

L = Comprimento do curso d'água principal: (958 km).

Aplicando-se esses valores na fórmula em questão, obtém-se um tempo de concentração de 149 horas.

5.1.2 Aspectos Climáticos

5.1.2.1 Características Climáticas Regionais

Na bacia do rio Paraíba do Sul existe uma grande variação climática devido às diferenças significativas de altitude e em função de sua posição paralela e próxima à costa, provocando alterações na distribuição temporal e espacial da chuva e da temperatura.

A classificação de Köppen enquadra a bacia em três tipos de clima, Cwa, Cwb e Aw, descritos a seguir:

- O Cwa possui clima mesotérmico, com verões quentes e invernos secos abrangendo regiões com altitudes entre 300 e 700 m. A temperatura média anual varia de 21,8°C a 19,5°C.
- O Cwb caracteriza-se também por clima mesotérmico, porém possui os verões brandos e chuvosos, abrangendo a região das serras. A temperatura média anual variando de 19,8°C a 17,4°C.
- O Aw é caracterizado por clima tropical quente e úmido com estação seca nos meses de outono e inverno. Cerca de 80% a 90% das chuvas acontecem no período de outubro a março. A temperatura média varia de 24,7°C a 21,4°C.

A bacia é influenciada por perturbações extratropicais e sistemas tropicais. As perturbações extratropicais da região são representadas pelas incursões de massas de ar frio, provenientes do sul do continente, a partir de um deslocamento SW/NE. As perturbações tropicais são representadas pelos sistemas convectivos provenientes dos contrastes térmicos sobre o continente. No momento em que as frentes frias associam-se à convecção pré-existente na área, sob a influência de um escoamento NW, ocorrem chuvas intensas no local e aumento do índice pluviométrico. Quando nesses sistemas existe alguma condição de bloqueio, permanecem alguns dias estacionários.

O fluxo de vapor que penetra nesta região através da circulação atmosférica, em situações de chuvas intensas, é oriundo predominantemente de sudoeste, associado às penetrações de massa de ar frio do sul e do noroeste do continente, este, com origem na região Amazônica.

Em determinadas condições atmosféricas configura-se a formação de uma estreita zona de convergência que, em determinados momentos, assemelha-se a uma frente fria de menores proporções. Esta estrutura chama-se linha de instabilidade e é responsável pela formação de nebulosidade cumuliforme, acompanhada de chuvas e trovoadas, em geral de curta duração, no máximo duas horas.

A convecção local apresenta-se também como um mecanismo de formação de nuvens do tipo cumulus que pode provocar chuvas fortes localizadas, geralmente em áreas de 10 a 20 km² e de curta duração, entre 30 minutos e 01(uma) hora.

A posição geográfica e a topografia possibilitam um reforço na ascensão adiabática, em associação com a circulação geral e convecção local.

Devido a um aquecimento diferencial de superfície, a convecção provoca uma flutuabilidade do ar quente que tem menor densidade que o ar à sua volta, subindo e se resfriando, gerando condições para a condensação e formação de nuvens. Essa condição de instabilidade, em geral, ocorre em condições tropicais e pode estar associada às condições pré-frontais ou ocorrer devido ao aquecimento diferencial diurno, em regiões com características fisiográficas diversas, como é o caso do vale do Paraíba do Sul.

Os sistemas frontais que, em geral atingem a região, são citados a seguir:

- Sistemas formados no Pacífico Sul que se deslocam no sentido SW-NE, passando pela Cordilheira dos Andes e pela Argentina até atingir o sudoeste do Brasil;
- Sistemas que se desenvolvem no sul e sudoeste do Brasil, associados a vértices ciclônicos ou cavados em altos níveis, chegando pela costa oeste da América do Sul, vindos do Pacífico;
- Sistemas que se organizam no sul e sudoeste do Brasil com intensa convecção, associada à instabilidade causada pelo jato subtropical;
- Sistemas resultantes de ciclogênese e frontagênese, que se organizam no sul do Brasil e norte da Argentina e Paraguai.

A topografia exerce uma grande influência nos padrões climáticos da região, principalmente no que se refere à precipitação e temperatura. As serras do Mar e da Mantiqueira orientam-se quase transversalmente ao escoamento médio da baixa troposfera. Esta situação, junto às discontinuidades das perturbações extratropicais, provoca um aumento considerável do regime pluviométrico em função da altitude. Nos dois rebaixamentos da serra do Mar, observam-se penetrações maiores de zonas de elevada pluviosidade.

A cada 100 metros de elevação, a temperatura decai aproximadamente de 0,6°C a 1,0°C, situação que depende das posições relativas entre o acidente geográfico e a direção predominante do escoamento do ar na baixa troposfera. Nesse caso, o ar em geral, é mais úmido e frio a barlavento e mais seco e quente a sotavento, considerando sempre o mesmo nível topográfico.

5.1.2.2 Parâmetros Climáticos Locais

As principais características climáticas da bacia do rio Paraíba do Sul são ilustradas pelo Desenho G27-DEB-0005.

Esses parâmetros, referentes ao período de 1.961 a 1.990, foram extraídos das “Normais Climatológicas do Brasil/Instituto Nacional de Meteorologia” que constitui a última publicação realizada desses dados.

O estudo em questão contempla: temperaturas características do ar (mínima, média e máxima), umidades relativas, insolação, evaporação e pressão atmosférica.

A estação Itaperuna que dista aproximadamente 56 km do sítio do aproveitamento UHE Itaocara I, foi considerada como a que produz os dados mais representativos das condições climáticas locais.

Para a caracterização do regime pluvial, contudo, foram utilizados os dados disponibilizados no Hidroweb para o posto pluviométrico Santo Antônio de Pádua, localizado no município de mesmo nome, a uma altitude de 70 m. A escolha se justifica por ser essa altitude semelhante à da área do projeto que se situa entre as cotas 53 m e 90 m, e em virtude da maior proximidade, já que está a aproximadamente 17 km do local do Barramento.

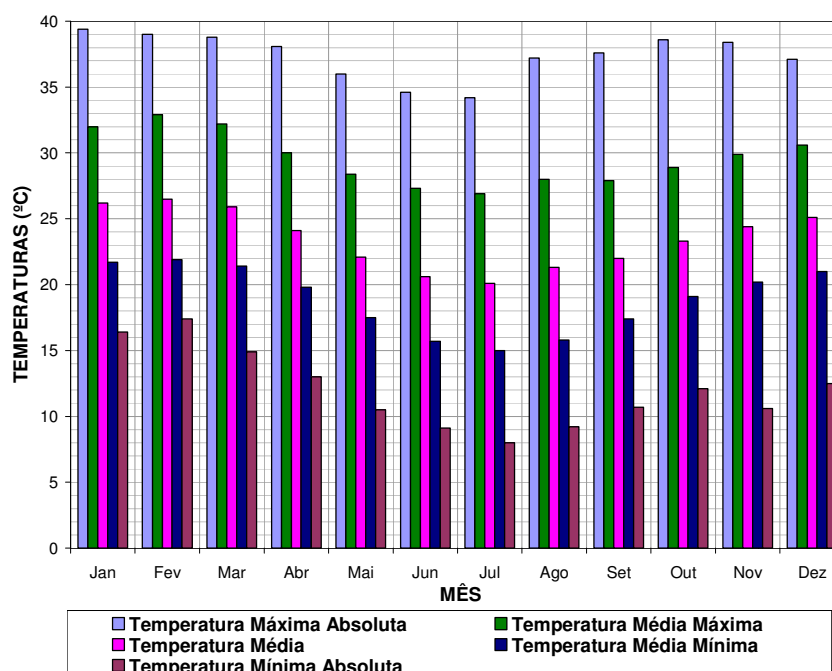
a) Temperatura do Ar

A temperatura do ar reflete os resultados dos impactos energéticos da radiação solar sobre o sistema solo-superfície-atmosfera, combinados com aspectos astronômicos e dinâmicos de micro, meso e larga escalas.

As temperaturas mais elevadas, como as que ocorrem no verão, conduzem à formação de movimentos verticais ascendentes mais pronunciados (convecção), contribuindo para que ocorram chuvas de volume muito acentuado em curto espaço de tempo.

Na Figura 5.2 mostra-se a variação ao longo do ano das temperaturas do ar.

**Figura 5.2 - Temperaturas do Ar na Estação Itaperuna
Período: 1.961 a 1.990**



Verifica-se um trimestre mais frio, entre junho e agosto e um mais quente, entre janeiro e março.

A média anual é de 23,5°C e a sua amplitude é de 31,4°C.

A temperatura máxima absoluta medida foi de 39,4°C em 30/01/1.988 e a mínima medida foi de 8,0°C em 20/07/1.969.

b) Umidade Relativa do Ar

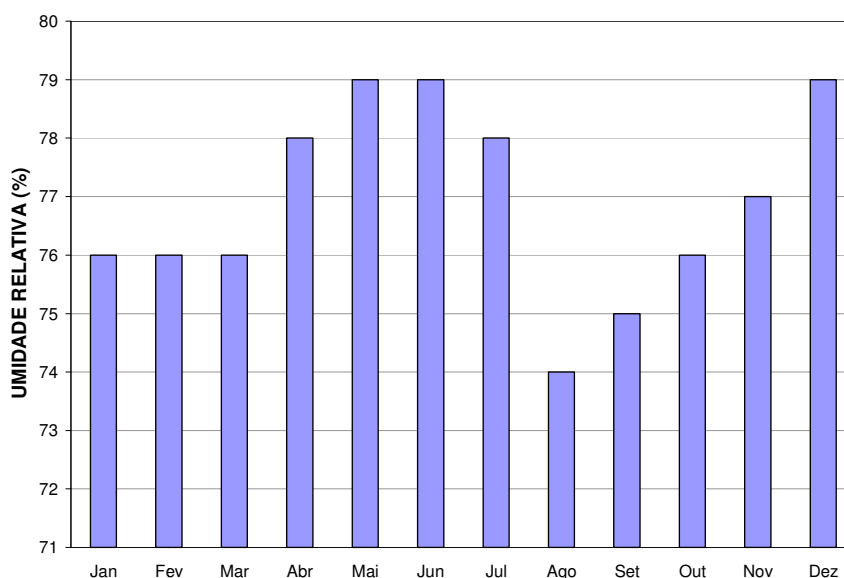
O comportamento da umidade relativa do ar ao longo de um dia pode apresentar variações significativas em função de diversos fatores, como, por exemplo: (i) insolação; (ii) nebulosidade; (iii) direção e velocidade dos ventos e (iv) precipitação pluviométrica.

Em geral, a umidade relativa do ar tende a aumentar à noite e de madrugada, diminuindo gradativamente, à medida que o dia transcorre, após o nascer do sol.

Com a ocorrência de chuvas, e até mesmo após seu término, a umidade relativa do ar tende a aumentar no local. Portanto, uma série de combinações meteorológicas pode ocorrer e, de cada uma delas, resultar diferenciados graus de umidade relativa, dependendo também, das características da superfície e do solo na área de interesse do aproveitamento UHE.

Pode-se observar na Figura 5.3 que as variações das médias mensais desse parâmetro ao longo do ano não são significativas, mantendo-se altas, com valores bem próximos a 80%.

**Figura 5.3 - Umidades Relativas Médias Mensais do Ar na Estação Itaperuna
Período: 1.961 a 1.990**



A umidade relativa média anual do ar é de 77% e a sua amplitude é de 5%.

Os valores médios mensais mínimos de umidade relativa do ar situam-se nos meses de agosto a outubro, atingindo um mínimo de 74% no mês de agosto.

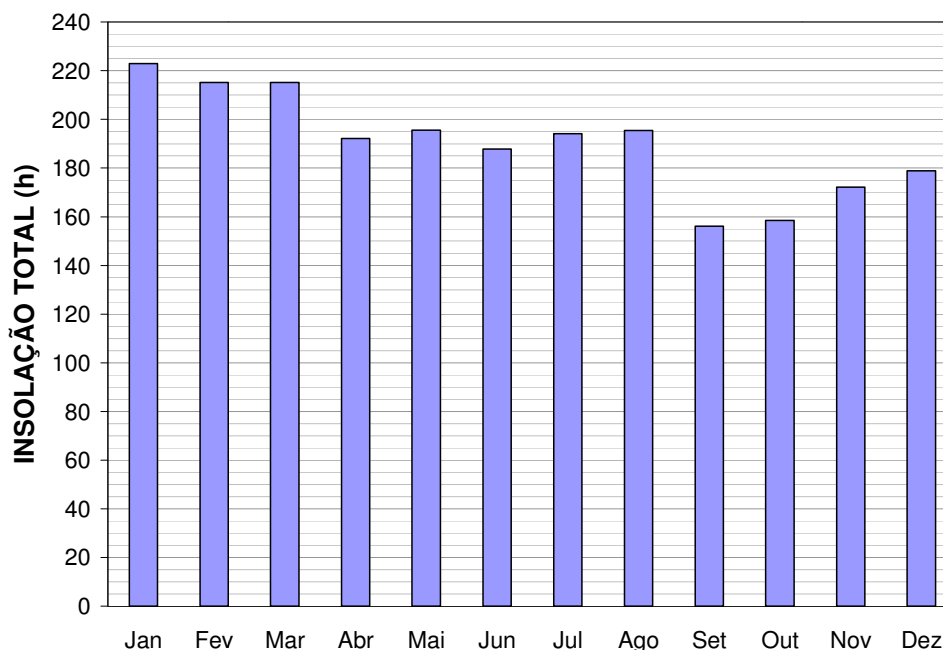
Os valores médios mensais máximos de umidade relativa do ar ocorrem nos meses de abril a julho, atingindo um máximo de 79% em maio e junho.

c) Insolação

A insolação pode ser entendida como o número de horas de brilho solar. Depende, além dos fatores astronômicos, da nebulosidade e do livre horizonte na trajetória solar do poente.

As características da insolação na região podem ser visualizadas na Figura 5.4.

**Figura 5.4 - Insolação Média Mensal na Estação Itaperuna
Período: 1.961 a 1.990**



Verifica-se que a insolação média mensal local é de aproximadamente 190 horas e o seu total anual é de aproximadamente 2.284 horas.

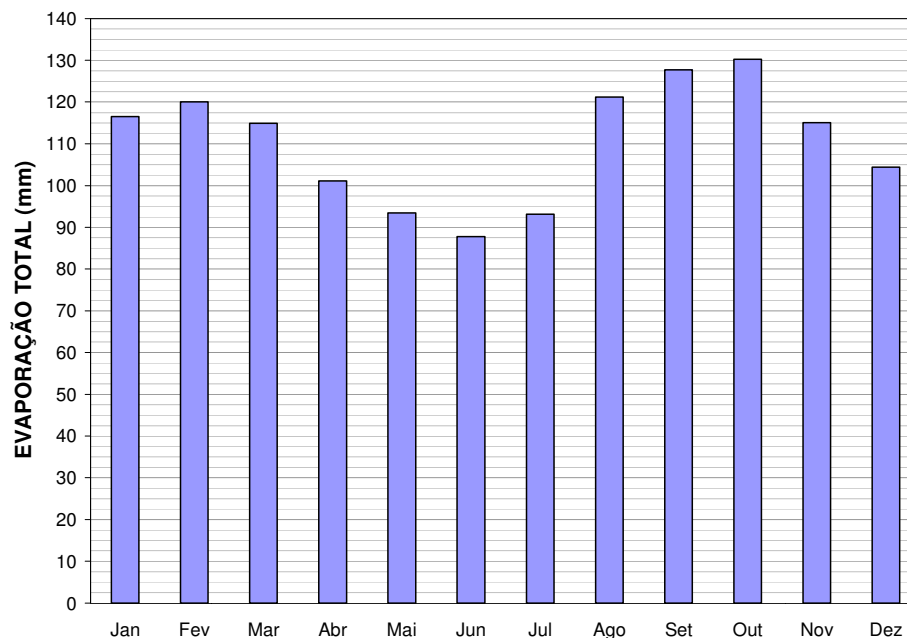
O maior número de horas de brilho solar situa-se no trimestre de janeiro a março, no verão, alcançando aproximadamente 223 horas, em média, no mês de janeiro. Os valores médios mínimos situam-se no trimestre de setembro a novembro, na primavera, sendo o mês de setembro com 156 horas em média, o de menor insolação.

d) Evaporação Total

O parâmetro de evaporação total dá indicações da transferência de água do meio físico para a atmosfera.

As características de evaporação podem ser visualizadas na Figura 5.5.

**Figura 5.5 - Alturas de Evaporação Médias Mensais na Estação Itaperuna
Período: 1.961 a 1.990**



Observa-se que a evaporação média mensal local é de aproximadamente 110 mm e o seu total anual médio é de aproximadamente 1.326 mm.

As menores alturas de evaporação mensal situam-se entre maio e julho, com um mínimo de 87,8 mm em junho. As maiores ocorrem nos meses de agosto a outubro, atingindo um máximo de 130 mm em outubro.

e) Evaporação Líquida

As alturas de evaporação líquida médias no reservatório, ou seja, o saldo entre evaporação de superfície líquida e evapotranspiração na bacia hidráulica, foram calculadas pelo programa SisEvapo v 1.0 desenvolvido pelo Operador Nacional de Sistema Elétrico/ONS. A descrição do modelo SisEvapo encontra-se no Anexo correspondente aos “Estudos Hidrometeorológicos”.

As características da evaporação líquida no reservatório em estudo podem ser visualizadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Alturas de Evaporação Líquida Médias no Reservatório

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Altura (mm)	-15	0	47	75	77	58	35	-5	-6	-7	-16	-15	228

Para o cálculo no programa SisEvapo, foram considerados os dados das estações Itaperuna/RJ (02141045), Cordeiro/RJ (02242074), Vassouras/RJ (2243151) e Cataguases/MG (02142050). Tentou-se utilizar a estação de Coronel Pacheco/MG (2143061), mais próxima do local em estudo. Porém, no resultado obtido para aUHE de Itaocara I, continha uma observação de que os dados eram duvidosos e deveriam ser reavaliados com nova superfície, optando-se pela utilização dos dados da estação de Vassouras.

f) Vento

O vento resulta do deslocamento de massas de ar, derivado dos efeitos das diferenças de pressão atmosférica entre duas regiões distintas, sendo influenciado por efeitos locais, como, por exemplo, o orográfico.

A direção e a velocidade dos ventos estão associadas às diversas escalas de circulação atmosférica, apresentando significativa interatividade espacial e uma nítida variabilidade temporal.

Na região em estudo, pode-se destacar como os mais representativos, os ventos do quadrante oeste que ocorrem entre meados da primavera e meados do outono, trazidos por linhas de instabilidade tropical (IT) que é a porção dianteira de um distúrbio em mesoescala. O ar de convergência dinâmica no seio de uma IT acarreta, geralmente, chuvas de até 30 mm em meia hora e trovoadas. Ocorrem, ocasionalmente, granizo e ventos moderados e fortes com rajadas de curta duração que atingem velocidades de 60 a 90 km/h.

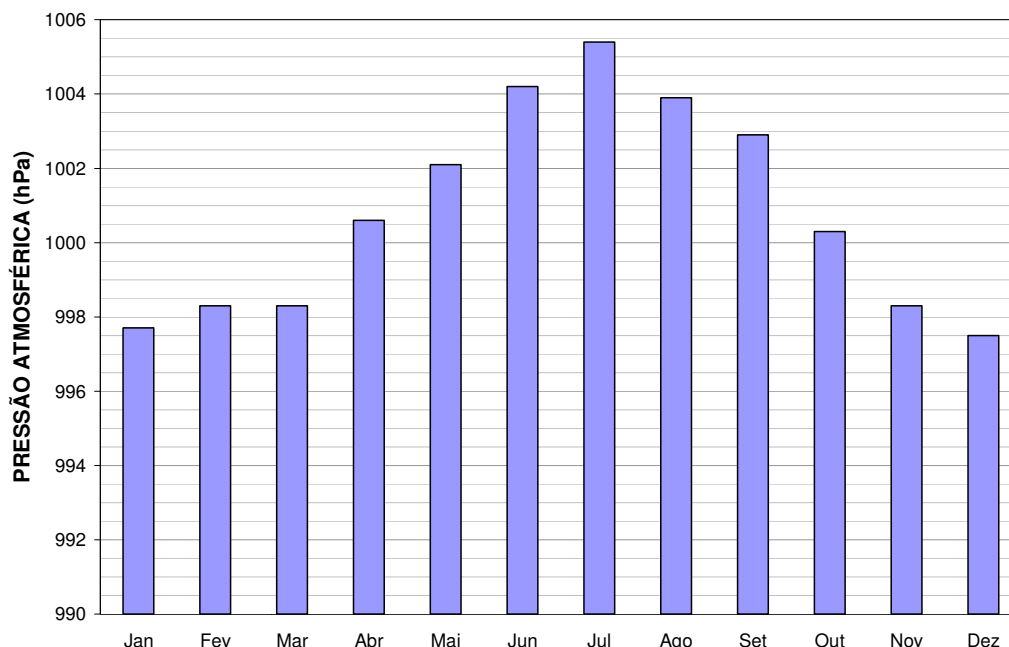
Tais fenômenos são mais frequentes no verão em decorrência da baixa generalizada de pressão, devida ao intenso aquecimento no interior do continente.

g) Pressão Atmosférica

Do ponto de vista dinâmico, a pressão atmosférica é um importante elemento de caracterização dos sistemas migratórios e locais.

Sazonalmente, os valores de pressão atmosférica são maiores no inverno do que no verão, como pode ser observado na Figura 5.6, graças à interação de diversos fatores, tais como os astronômicos e as maiores intensidades das massas polares migratórias.

**Figura 5.6 - Pressões Atmosféricas Médias Mensais na Estação Itaperuna
Período: 1.961 a 1.990**



No verão, o mais intenso aquecimento solar à superfície cria forças de flutuação que induzem a movimentos verticais ascendentes, com ou sem a formação de nuvens, reduzindo, portanto, os valores da pressão atmosférica à superfície.

Pode-se verificar que a pressão atmosférica média anual local é de aproximadamente 1.001 hPa e sua amplitude é de 7,9 hPa.

Os maiores valores médios mensais de pressão atmosférica ocorrem nos meses de junho a agosto, atingindo um máximo de 1.005 hPa no mês de julho e os menores valores nos meses de novembro a março, chegando a um mínimo de aproximadamente 998 hPa.

h) Precipitação Pluviométrica

A caracterização desse parâmetro foi realizada, como explicado anteriormente, utilizando-se dados do posto Santo Antônio de Pádua, os quais foram obtidos no Hidroweb em 29/06/2.009. Foram empregadas informações para o período de 1.968 a 2.008, desconsiderando os anos 1.969, 1.974, 1.975, 1.978 a 1.981, 1.996 a 2.000 e 2.006, pois possuem falhas em pelo menos um dos meses. Ao todo foram utilizados 28 anos de observação.

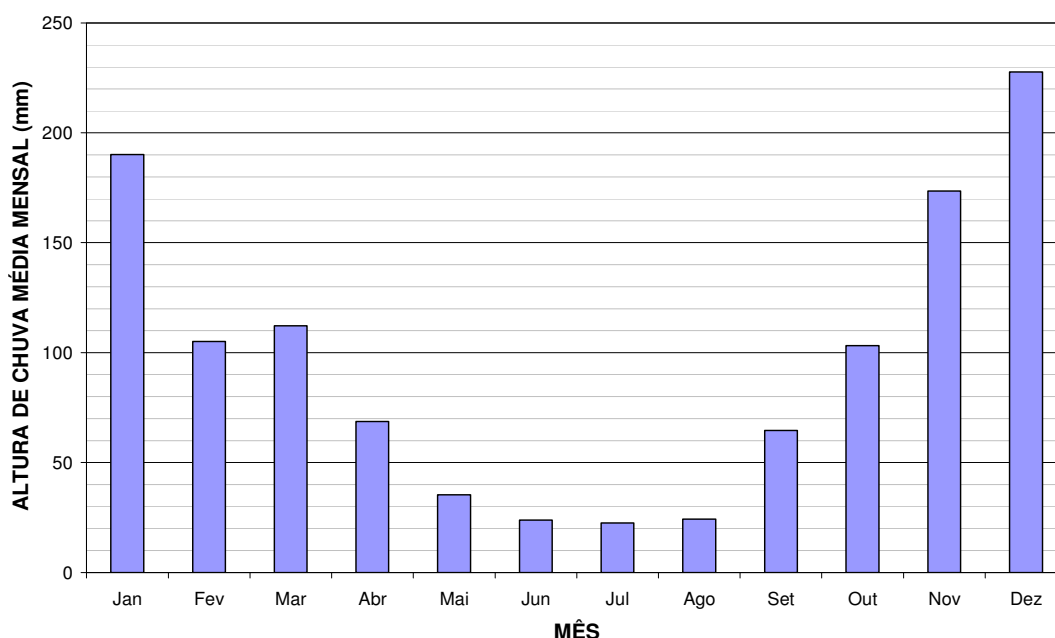
A precipitação pluviométrica anual, no posto em questão, varia entre 621 mm e 1.728 mm, apresentando uma média de 1.151 mm para o período de dados considerados, valores esses que são consistentes com o mapa de isoietas médias anuais, elaborado em 2.001 pela CPRM/Serviço Geológico do Brasil, reproduzido no desenho G27-DEB-0006.

Apresenta-se, na Tabela 5.2, a distribuição das alturas de chuva extremas médias de cada mês do ano e, na Figura 5.7, o hietograma médio mensal.

**Tabela 5.2 - Alturas de Chuva Extremas e Médias Mensais no Posto Santo Antônio de Pádua (mm)
Período: 1.968 a 2.008**

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Mínima	26,8	1,0	10,3	1,8	1,0	0,0	0,6	0,0	0,0	18,0	57,9	71,9	620,7
Média	190,2	105,1	112,3	68,7	35,3	23,9	22,5	24,3	64,6	103,2	173,5	227,7	1151,4
Máxima	497,3	234,4	277,6	191,3	139,0	88,4	97,0	103,4	177,5	256,8	301,2	381,4	1728,2

**Figura 5.7 - Hietograma Médio Mensal do Posto Santo Antônio de Pádua
Período: 1.968 a 2.008**



Nota-se que o período chuvoso ocorre entre os meses de novembro a janeiro com índice superior a 170 mm.

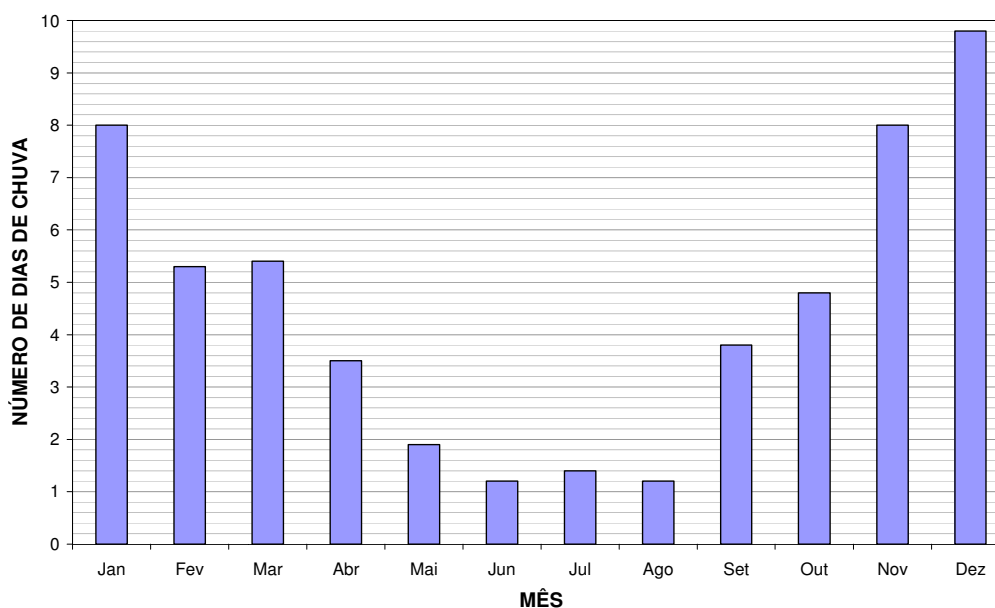
A estiagem inicia-se em abril e estende-se até setembro, com os meses mais secos no trimestre junho-agosto, com índice mensal inferior a 25 mm.

Na Tabela 5.3 observa-se o número de dias de chuva e, na Figura 5.8, o número de dias de chuva médios, em cada mês, sendo considerados como dias de chuva aqueles com precipitação maior ou igual a 5 mm.

**Tabela 5.3 - Número de Dias de Chuva no Posto Santo Antônio de Pádua
Período: 1.968 a 2.008**

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
Mínima	3	0	1	0	0	0	0	0	0	1	3	5	13
Média	8	5,3	5,4	3,5	1,9	1,2	1,4	1,2	3,8	4,8	8	9,8	54
Máxima	16	10	13	10	6	6	4	4	10	9	15	16	119

**Figura 5.8 - Número Médio de Dias de Chuva no Posto Santo Antônio de Pádua
Período: 1.968 a 2.008**



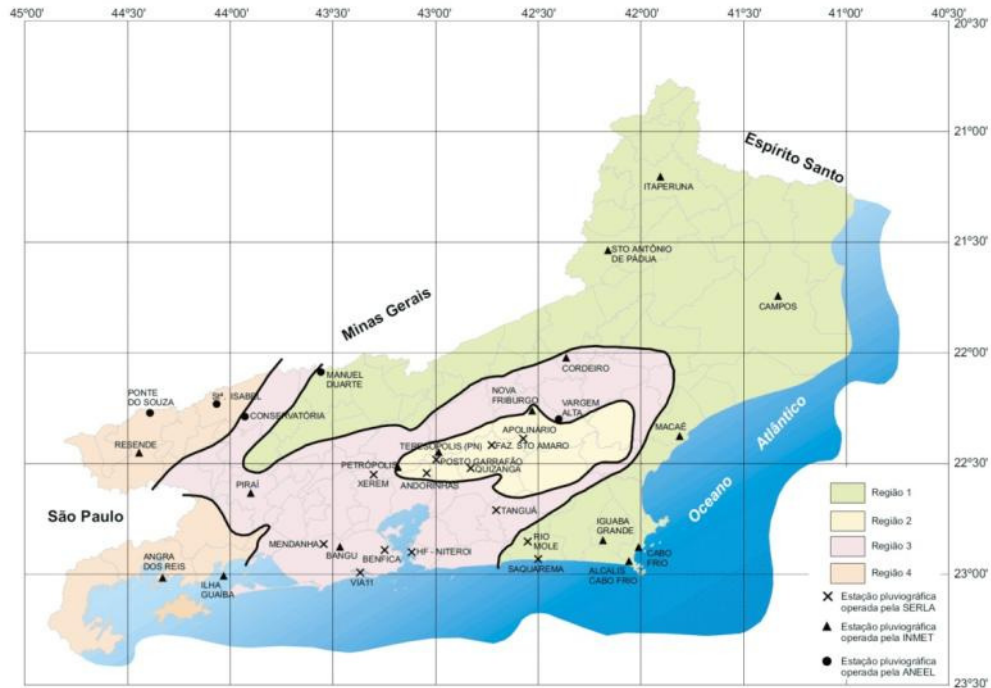
Da análise da Tabela 5.3 e da Figura 5.8 verifica-se que:

- Ocorrem, em média, 54 dias com chuva, por ano, o que corresponde a cerca de 15% do tempo;
- Em média, os meses com maior incidência de dias chuvosos localizam-se no trimestre novembro-janeiro, quando cerca de 29% dos dias são chuvosos;
- No trimestre mais seco junho – agosto, apenas 4% dos dias são chuvosos.

5.1.3 Chuvas Intensas e Precipitação Máxima Provável

Para a definição das equações do tipo IDF (Intensidade-Duração-Frequência) empregou-se o “Estudo de Chuvas Intensas no Estado do Rio de Janeiro”, elaborado em 2.000 pela CPRM/ Serviço Geológico do Brasil. Segundo esse estudo, o posto Santo Antônio de Pádua, cuja utilização é justificada no item 5.1.2.1, pertence à região homogênea 1, conforme mapa mostrado na Figura 5.9. Nessa região foram avaliados os dados de 10(dez) estações com períodos variáveis entre 1.922 a 1.999.

Figura 5.9 - Regiões Pluviométricas Homogêneas do Rio de Janeiro



Para essa região, onde também se situa a UHE Itacara I, as equações IDF válidas são:

$$\hat{I}_{T,d,J} = 44,888 d^{-0,385} P_J^{0,244} \mu_{T,d}, \text{ para } T \leq 100 \text{ e } 5 \text{ min} \leq d < 1 \text{ h}$$

$$\hat{I}_{T,d,J} = 81,432 d^{-0,771} P_J^{0,371} \mu_{T,d}, \text{ para } T \leq 100 \text{ e } 1 \text{ h} \leq d \leq 24 \text{ h}$$

onde:

$\hat{I}_{T,d,J}$ = intensidade de chuva (mm/h);

T = período de retorno (anos);

d = duração da precipitação (min);

P_J = precipitação média anual (mm) no local J, dentro da região homogênea;

$\mu_{T,d}$ = quantis adimensionais de frequência e validade regional, associados a T e d, obtidos de acordo com a Tabela 5.4.

**Tabela 5.4 - Quantis Adimensionais de Frequência
Região Homogênea 1**

Duração	Período de Retorno (anos)			
	5	10	20	50
5 min	1,1000	1,2616	1,4451	1,7444
10 min	1,1117	1,2901	1,4918	1,8193
15 min	1,1059	1,2896	1,5019	1,855
30 min	1,1223	1,3142	1,5301	1,8794
45 min	1,1249	1,3188	1,5365	1,8876
60 min (1 h)	1,1201	1,3166	1,5404	1,9068
120 min (2 h)	1,1076	1,3181	1,5689	1,9994
180 min (3 h)	1,1055	1,3158	1,5671	2,0001
240 min (4 h)	1,1128	1,3244	1,5741	1,9986
480 min (8 h)	1,1161	1,3206	1,5579	1,9543
840 min (14 h)	1,1205	1,3236	1,5567	1,9418
1.440 min (24 h)	1,1318	1,3393	1,5733	1,9525

A precipitação média anual (P_j) considerada é de 1.151 mm, de acordo com a Tabela 5.2 do item 5.1.2.2.

Empregando-se esses dados e as equações IDF, foram obtidas as intensidades de chuva relacionadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Intensidades de Chuva em Santo Antônio de Pádua (mm/h)

Duração (min)	Período de Retorno (anos)			
	5	10	20	50
5 min	148,0	170,0	195,0	235,0
10 min	115,0	133,0	154,0	188,0
15 min	97,7	114,0	133,0	164,0
30 min	75,9	88,9	104,0	127,0
45 min	65,1	76,3	88,9	109,0
60 min (1 h)	53,1	62,4	73,0	90,3
120 min (2 h)	30,7	36,6	43,6	55,5
180 min (3 h)	22,4	26,7	31,8	40,6
240 min (4 h)	18,1	21,5	25,6	32,5
480 min (8 h)	10,6	12,6	14,9	18,6
840 min (14 h)	6,9	8,2	9,6	12,0
1.440 min (24 h)	4,6	5,5	6,4	8,0

Utilizando-se esses dados foram caracterizadas as equações das chuvas intensas locais, constantes das Figura 5.10 e Figura 5.11.

Figura 5.10 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência Para Durações Inferiores a 45 Minutos - Posto Santo Antônio de Pádua

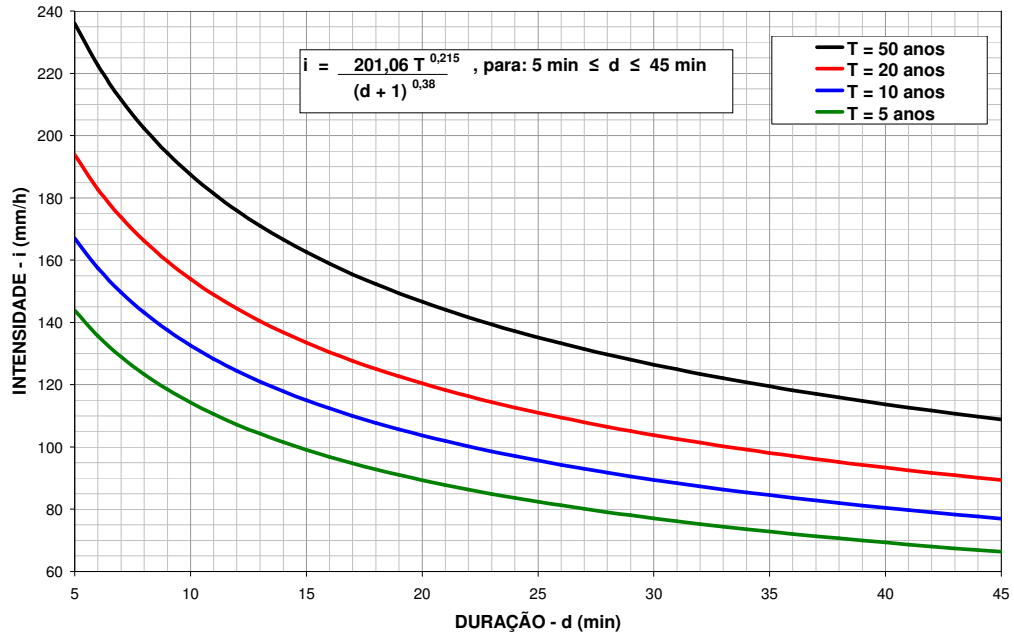
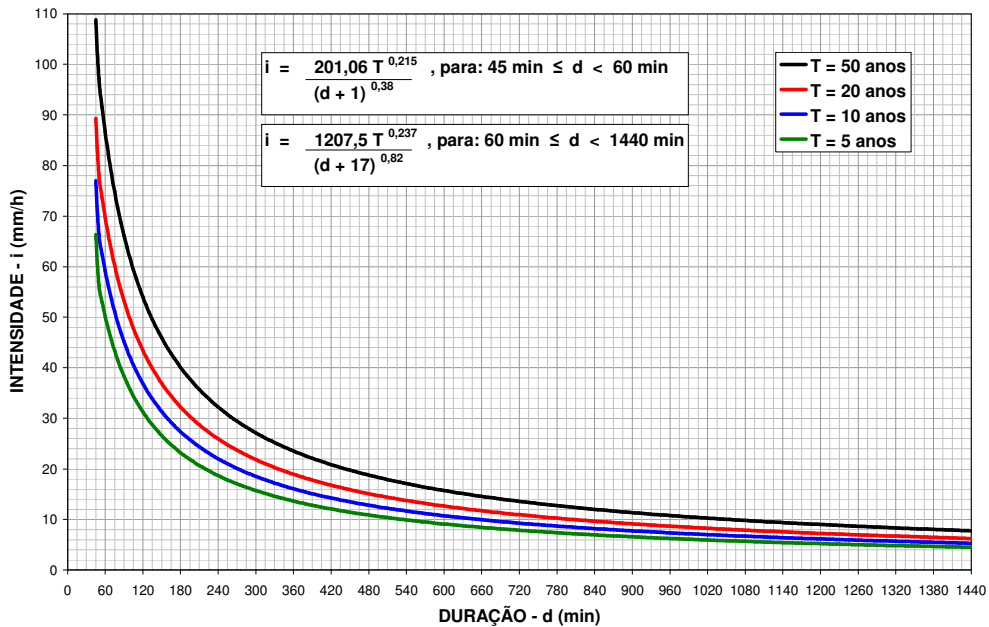


Figura 5.11 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência Para Durações Superiores a 45 Minutos - Posto Santo Antônio de Pádua



5.1.4 Série de Vazões

Este item tem como finalidade apresentar, sucintamente, o estudo desenvolvido para definição da série de vazões médias mensais de longo termo afluentes à UHE Itaocara I, onde a bacia hidrográfica do rio Paraíba do Sul apresenta área de 33.680 km². Nele foram adotadas, como dados básicos, as séries de vazões naturais e de usos consuntivos locais, estabelecidas pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico/ONS. Essas informações foram processadas pela LIGHT, de forma a considerar os efeitos da operação dos reservatórios existentes a montante, obtendo-se, assim, dados de vazões regularizadas no eixo do aproveitamento UHE Itaocara I.

5.1.4.1 Considerações Iniciais

A implantação de usinas hidrelétricas é uma realidade na bacia do rio Paraíba do Sul, com cerca de 800 MW de potência já instalados, distribuídos em cerca de 30 usinas hidrelétricas de diversos portes, incluindo as pequenas centrais hidrelétricas.

Além disso, as águas transpostas para a vertente atlântica da serra do Mar, através da Usina Elevatória – UEL Santa Cecília, contribuem para geração de energia elétrica no Complexo Hidrelétrico de Lajes, com mais 850 MW de potência instalada.

Os aproveitamentos hidrelétricos instalados na bacia hidrográfica a montante de Itaocara alteraram o comportamento fluvial natural no local do empreendimento. Entre eles, a usina de Ilha dos Pombos, que começou a operar em 1924, é o mais antigo aproveitamento hidrelétrico localizado no rio Paraíba do Sul, sendo também o mais próximo. Com uma área de drenagem de aproximadamente 32.265 km², controla 95% da área contribuinte à barragem de Itaocara.

A usina de Ilha dos Pombos opera a fio d'água, isto é, sem realizar regularização de vazões, de modo que as vazões médias diárias e mensais no rio Paraíba do Sul não sofrem alteração significativa, permanecendo bem semelhantes às vazões afluentes.

Posteriormente, em 1952, foi implantada a UEL Santa Cecília, com capacidade de captar e transpor vazões do rio Paraíba do Sul até a vazão máxima bombeada de 160 m³/s. No eixo da barragem de Santa Cecília, a área de drenagem é 16.609 km², o que equivale a 50% da área total afluente à barragem da UHE Itaocara I. A transposição de vazões para a bacia do rio Guandu resultou em alteração significativa do comportamento das vazões do rio Paraíba do Sul a jusante.

Em 1969, entrou em operação a UHE Funil, situada pouco a montante da UEL Santa Cecília, em local com 13.400 km² de área de drenagem, equivalente a 40% da área afluente a Itaocara. O reservatório dessa usina tem capacidade para regularizar vazões, de modo que também provocou uma alteração no comportamento fluvial a jusante. Além disso, a capacidade de regularização do reservatório de Funil é ainda potencializada pelos reservatórios de Paraibuna-Paraitinga e Jaguari, situados a montante, nas sub-bacias do Alto Vale e Médio Vale Superior do Paraíba.

As outras usinas hidrelétricas implantadas na bacia do rio Paraíba do Sul não interferem significativamente no comportamento das vazões no trecho fluvial da UHE Itaocara I pelas seguintes razões: por operarem a fio d'água; por controlarem áreas de drenagem relativamente pequenas; ou por estarem localizadas em afluentes com desemboque a jusante de Itaocara, como é o caso das usinas dos rios Pomba e Muriaé.

Os reservatórios dos aproveitamentos hidrelétricos Paraibuna-Paraitinga, Santa Branca, Jaguari e Funil são operados com a finalidade principal de regularização das vazões afluentes à UEL Santa Cecília, cujas vazões bombeadas suprem as usinas hidrelétricas do Complexo de Lajes (Nilo Peçanha, Fontes Nova, Pereira Passos) e o abastecimento público de água da Região Metropolitana do Rio de Janeiro. Nesta operação, de acordo com a legislação vigente, precisam ser garantidas vazões mínimas no rio Paraíba do Sul a jusante da UEL Santa Cecília e no Ribeirão das Lajes a jusante da UHE Pereira Passos.

Atualmente, a operação do sistema hidráulico do rio Paraíba do Sul e do Complexo de Lajes é praticada conforme as regras operativas estabelecidas na Resolução ANA no 211/2003, com ajustes temporários decorrentes de condições hidrológicas críticas desfavoráveis.

A vazão mínima liberada para jusante (defluência) na UEL Santa Cecília deveria ser 90 m³/s, conforme estabelecido pelo Decreto nº 68.324/71, que aprovou o Plano de Regularização do Rio Paraíba do Sul. Posteriormente, o Decreto nº 81.436/78, definiu que aquela defluência mínima poderia ser de 71 m³/s sob condições hidrológicamente desfavoráveis.

Recentemente, a Resolução ANA nº 211/03 estabeleceu uma defluência mínima de 71 m³/s e também um bombeamento mínimo de 119 m³/s, para a UEL Santa Cecília. Na vertente atlântica, para a UHE Pereira Passos, que faz parte do Complexo de Lajes, a vazão mínima liberada foi definida como 120 m³/s, para atendimento dos requisitos do rio Guandu que abastece a Região Metropolitana. A Resolução ANA nº 211/03 define também que, quando a vazão incremental entre a UHE Funil e a UEL Santa Cecília for maior que 110 m³/s, a vazão emergencial de 71 m³/s a jusante de Santa Cecília deverá ser gradativamente aumentada, até atingir o limite da vazão mínima normal de 90 m³/s.

A Figura 5.12 apresenta um esquema da bacia do Rio Paraíba do Sul com as regras de transformações de vazões.

O setor elétrico tem adotado o termo vazão natural para identificar a vazão que ocorreria em uma seção do rio, se não houvesse as ações antrópicas na sua bacia contribuinte — tais como regularizações de vazões realizadas por reservatórios, desvios de água, evaporações em reservatórios e usos consuntivos (irrigação, criação animal e abastecimentos urbano, rural e industrial). A vazão natural é obtida por meio de um processo de reconstituição, que considera a vazão observada no local e as informações relativas às ações antrópicas na bacia.

A Resolução ANA nº. 1.404 de 26 de novembro de 2013, na qual foi declarada a reserva de disponibilidade hídrica na seção do rio Paraíba do Sul onde será implantada a UHE Itacara I, apresenta em seu Anexo I a série de vazões médias mensais naturais afluentes compreendendo o período de janeiro de 1931 a dezembro de 2011.

Para este estudo buscou-se estender a série de vazões até o ano de 2012. Dessa forma, através do relatório “Atualização de Séries Históricas de Vazões – Período 1931 a 2012” (ONS, 2013) são apresentadas as séries de vazões naturais dos aproveitamentos em operação e em expansão com horizonte até 2018, na qual é incluída a UHE Itacara I. A Tabela 5.6 a seguir apresenta a série de vazões naturais na UHE Itacara I, obtida conforme a metodologia e os modelos desenvolvidos no âmbito do Estudo do ONS até 2012.

Tabela 5.6–Série de vazões naturais (m³/s) na UHE Itacara I

UHE Itacara I													
Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
1931	1.090	2.240	1.737	1.120	708	552	464	387	400	534	554	936	894
1932	1.466	1.277	1.158	685	640	593	411	384	368	485	557	1.198	769
1933	1.391	816	748	520	469	386	324	273	306	454	514	951	596
1934	1.414	710	767	553	397	316	270	230	251	277	266	896	529
1935	944	1.921	1.123	762	542	437	347	309	319	528	413	411	671
1936	412	589	1.542	952	522	377	318	291	359	315	361	758	566
1937	1.348	1.397	774	675	648	446	330	264	233	447	622	1.491	723
1938	1.363	1.208	1.099	823	608	498	396	439	385	530	658	915	744
1939	1.136	1.094	730	809	519	394	326	277	257	291	388	662	574
1940	1.179	1.525	1.278	690	498	410	303	255	259	382	706	822	692
1941	938	666	815	671	428	360	356	238	488	573	605	1.026	597
1942	1.000	896	1.174	740	589	445	438	298	315	402	585	1.009	658
1943	1.886	1.495	1.195	777	551	457	362	342	328	547	556	937	786
1944	935	1.507	1.784	908	622	478	403	315	267	286	376	586	706
1945	947	1.501	930	870	566	483	528	314	286	263	465	858	668
1946	1.783	921	989	807	532	430	354	283	229	383	508	543	647
1947	1.517	1.685	2.708	1.245	821	585	670	537	590	632	752	1.255	1.083
1948	1.218	1.534	1.707	1.075	704	575	452	432	354	429	568	985	836
1949	1.262	1.619	1.062	761	560	492	394	312	286	375	483	760	697
1950	1.479	1.862	1.374	1.092	792	592	454	351	303	439	719	1.124	882
1951	1.197	1.390	1.626	1.153	642	533	487	381	335	353	373	674	762
1952	1.201	1.517	1.831	1.019	569	679	488	432	472	450	659	845	847
1953	569	735	632	683	500	353	356	313	281	370	606	718	510
1954	506	660	562	556	509	405	288	232	205	267	317	385	408
1955	887	507	527	475	334	293	220	183	188	204	350	651	402
1956	659	490	837	534	437	436	312	374	278	303	384	721	480
1957	834	886	1.245	1.187	609	448	380	314	420	315	555	730	660
1958	541	928	828	684	672	582	432	321	376	426	642	816	604
1959	1.280	764	1.019	896	498	377	306	313	249	267	561	560	591
1960	796	1.093	1.658	788	577	460	390	354	298	318	463	819	668
1961	1.782	1.892	1.932	1.078	792	566	441	373	305	282	375	578	866
1962	907	1.829	1.168	718	533	417	342	318	365	477	714	959	729
1963	1.032	1.089	797	515	363	309	271	241	195	226	389	287	476
1964	604	1.284	729	506	415	311	328	252	225	366	412	672	509
1965	1.296	1.671	1.307	744	769	537	467	377	302	539	684	879	798
1966	2.118	898	1.323	910	653	473	398	365	343	444	1.067	1.127	843
1967	2.161	2.396	2.122	1.235	772	638	529	414	382	401	695	940	1.057
1968	1.089	745	861	623	437	360	324	321	314	308	275	611	522
1969	852	767	799	622	375	355	289	287	249	346	677	918	545
1970	879	861	919	566	412	334	347	296	465	439	512	533	547
1971	553	314	665	466	355	377	302	249	333	470	607	991	474
1972	888	1.141	1.271	743	483	383	371	365	370	536	701	777	669
1973	1.157	1.305	805	851	612	439	401	351	319	429	705	919	691
1974	1.213	851	1.001	874	521	467	409	311	272	321	332	745	610
1975	1.217	1.142	879	609	429	350	321	248	220	365	645	951	615
1976	862	908	909	773	587	612	621	498	567	638	727	974	723
1977	1.132	903	587	705	459	381	300	254	343	321	527	952	572
1978	1.276	830	854	526	428	425	339	269	239	240	459	583	539
1979	727	1.344	920	587	489	381	354	349	430	344	692	787	617
1980	1.185	977	692	827	457	390	381	327	324	378	523	878	612
1981	1.293	838	780	639	459	401	347	308	252	390	699	1.062	622
1982	1.189	837	1.460	1.106	620	528	462	424	335	452	533	1.101	754

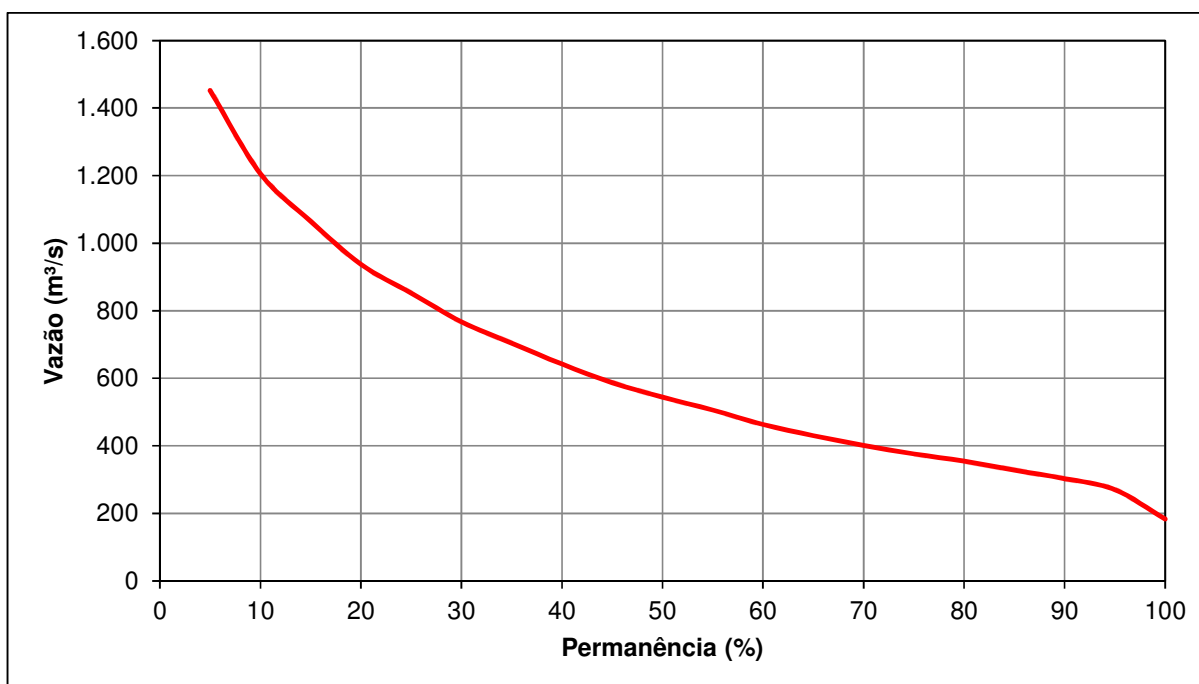
1983	1.728	1.335	1.233	1.109	811	1.431	785	560	1.049	1.003	1.089	1.374	1.126
1984	1.166	721	650	689	676	430	355	358	345	317	337	522	547
1985	1.449	1.749	1.705	972	681	512	421	354	383	334	437	629	802
1986	899	1.000	1.150	633	496	405	362	403	324	288	337	976	606
1987	1.043	1.109	750	973	707	624	437	336	403	366	372	741	655
1988	908	1.819	1.283	820	734	658	452	408	372	427	576	583	753
1989	1.145	1.250	1.256	849	580	547	442	468	411	378	436	648	701
1990	695	390	673	597	441	359	372	348	400	422	409	393	458
1991	1.040	1.165	1.048	1.267	718	467	455	373	344	559	395	477	692
1992	1.275	776	681	520	489	371	376	322	465	535	782	842	620
1993	657	924	1.012	883	545	533	398	345	388	454	368	468	581
1994	853	615	930	813	683	442	340	286	235	235	384	722	545
1995	612	1.598	765	563	436	329	331	255	226	504	643	737	583
1996	1.378	1.298	1.606	931	622	481	402	362	623	451	988	959	842
1997	1.642	1.063	970	631	487	504	378	329	293	395	540	689	660
1998	737	1.015	763	560	458	356	299	276	293	526	528	600	534
1999	1.250	1.140	1.032	629	427	420	375	300	284	280	347	665	596
2000	1.326	970	808	722	406	334	331	309	419	287	430	747	591
2001	796	867	620	565	368	291	254	234	256	333	386	592	464
2002	989	1.247	744	494	407	303	287	258	274	205	464	847	543
2003	1.172	902	749	514	381	311	280	257	262	367	506	664	530
2004	939	1.096	1.093	975	660	615	531	393	303	400	493	934	703
2005	1.261	1.348	986	836	626	533	452	359	364	359	546	899	714
2006	715	1.178	792	577	426	348	314	281	291	446	666	1.021	588
2007	1.724	999	591	492	419	352	332	287	208	285	562	579	569
2008	708	1.418	1.246	1.070	641	514	381	371	319	440	758	1.182	754
2009	1.413	1.805	1.115	863	590	510	477	453	455	729	866	1.513	899
2010	1.770	987	1.318	1.068	642	494	493	358	322	407	702	1.453	835
2011	1.804	814	1.476	1.003	624	511	419	360	298	403	501	997	768
2012	1.480	857	636	576	566	531	409	306	257	268	432	560	573
Mínima	412	314	527	466	334	291	220	183	188	204	266	287	402
Média	1.136	1.143	1.072	780	552	461	388	332	338	402	546	820	664
Máxima	2.161	2.396	2.708	1.267	821	1.431	785	560	1.049	1.003	1.089	1.513	1.126

As permanências das vazões naturais no local do aproveitamento estão apresentadas na Tabela 5.7 e na Figura 5.13.

Tabela 5.7–Permanência das vazões médias mensais naturais na UHE Itacara I

Permanência (%)	Vazão (m ³ /s)	Permanência (%)	Vazão (m ³ /s)
5	1.452	55	506
10	1.206	60	463
15	1.065	65	430
20	937	70	401
25	852	75	376
30	767	80	355
35	704	85	328
40	642	90	303
45	587	95	270
50	544	100	183

Figura 5.13 – Curva de permanência das vazões médias mensais naturais na UHE Itacara I



Nessa série histórica de 82 anos, a vazão média do rio Paraíba do Sul no local do aproveitamento foi 664 m³/s. A maior vazão média mensal foi 2.708 m³/s, ocorrida em março de 1947, e o menor valor médio mensal foi 183 m³/s, em agosto de 1955.

Como acontece de maneira geral por toda a bacia do Paraíba do Sul, o ano hidrológico em Itaocara inicia em outubro e se estende até setembro do ano seguinte, quando são registrados os níveis mais baixos no rio. O período de cheias acontece entre dezembro e abril.

5.1.5 Vazões Máximas

Conforme estabelecido no Projeto Básico (PCE, 2009), em virtude das diferentes necessidades de dimensionamento hidráulico, os estudos das vazões máximas foram realizados considerando-se dados anuais e de estiagens. Para isso, foram utilizadas vazões médias diárias do rio Paraíba do Sul observadas no posto fluviométrico Anta, obtidas no banco de dados Hidroweb.

5.1.5.1 Vazões de Cheia no Posto Fluviométrico

Foi realizada a análise estatística das vazões máximas do posto fluviométrico Anta, que é aquele mais próximo do sítio da UHE Itaocara I e com maior histórico de dados. Para desconsiderar o efeito do amortecimento de cheias na UHE Funil nos dados do posto Anta, num critério de segurança, as vazões máximas mensais a partir de dezembro de 1969, início da operação da referida usina, foram obtidas através da correlação com posto Queluz, localizado a montante da UHE Funil. Em seguida, para cada ano hidrológico foi identificada a vazão média diária máxima do posto Anta, conforme relacionado na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Vazões máximas diárias máximas anuais no posto fluviométrico Anta

Ano	Máxima (m ³ /s)	Ano	Máxima (m ³ /s)	Ano	Máxima (m ³ /s)
1931	3.046	1959	1.718	1987	2.124
1932	3.022	1960	2.194	1988	1.865
1933	1.983	1961	2.184	1989	1.748
1934	2.223	1962	2.350	1990	1.239
1935	2.670	1963	1.215	1991	2.508
1936	2.156	1964	2.460	1992	2.643
1937	2.165	1965	2.002	1993	2.034
1938	4.214	1966	4.182	1994	887
1939	2.108	1967	3.226	1995	2.059
1940	2.060	1968	1.104	1996	2.379
1941	2.079	1969	2.204	1997	1.945
1942	1.594	1970	1.598	1998	1.314
1943	4.183	1971	987	1999	1.663
1944	2.460	1972	1.513	2000	4.881
1945	2.530	1973	1.458	2001	1.260
1946	3.382	1974	2.221	2002	1.714
1947	4.672	1975	878	2003	1.295
1948	2.540	1976	1.534	2004	1.895
1949	2.069	1977	1.437	2005	2.298
1950	2.136	1978	1.270	2006	1.783

1951	1.882	1979	932	2007	1.249
1952	2.031	1980	1.384	2008	2.071
1953	1.324	1981	1.644	2009	2.106
1954	889	1982	1.021	2010	2.439
1955	1.311	1983	1.982	2011	2.693
1956	1.566	1984	1.920	2012	1.643
1957	1.882	1985	1.038		
1958	1.298	1986	1.234		

A seleção da distribuição de probabilidades a ser empregada na análise desses dados foi realizada seguindo as recomendações contidas no “Guia para Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedouro” (MME-ELETROBRÁS, 1987) que preconiza a utilização da distribuição de Gumbel para séries com assimetria inferior a 1,5, caso dos dados em análise, conforme se pode constatar da inspeção da Tabela 5.9, que relaciona seus principais parâmetros estatísticos.

Tabela 5.9 - Parâmetros estatísticos da série de vazões máximas anuais do posto Anta

Número de eventos	82
Máxima (m ³ /s)	4.881
Média (m ³ /s)	2.026
Mínima (m ³ /s)	878
Desvio padrão	831
Coefficiente de variação	0,41
Assimetria	1,42

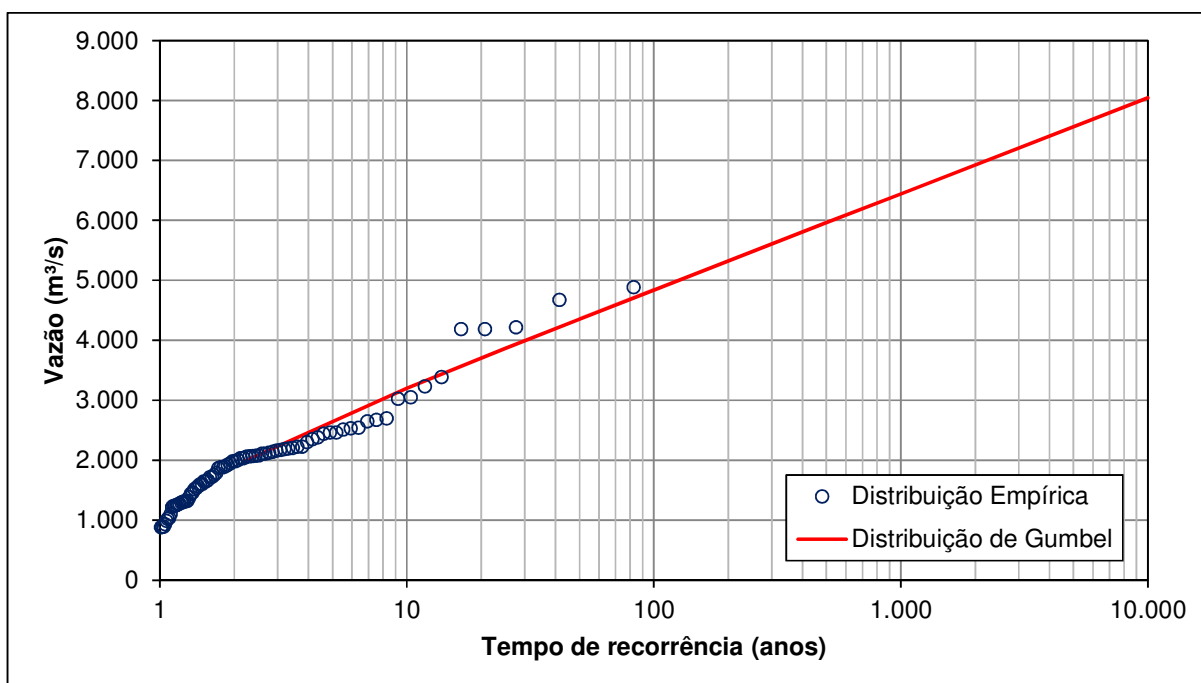
Para a avaliação do grau de aderência obtido entre a distribuição e a amostra, foi calculada a estatística para o teste de Kolmogorov-Smirnov, que reflete o maior desvio observado entre a probabilidade de ocorrência de cada valor amostral, calculada a partir da distribuição ajustada, e a probabilidade empírica do elemento dentro da própria amostra. A aplicação do teste, resumido no Quadro 3.3-3, indicou que, para a série de vazões analisada, a hipótese de adequação de ajuste ($D_{N\text{CALC}} < D_{N0,05}$) é aceita para um nível de significância de 5%.

Tabela 5.10 - Teste de Kolmogorov-Smirnov para a série de vazões máximas anuais

Número de eventos	82
$D_{N0,05}$	0,15
$D_{N\text{CALC}}$	0,0829

A Figura 5.14 permite avaliar visualmente a aderência dos pontos representativos dos dados observados à distribuição de Gumbel.

Figura 5.14 - Vazões máximas no rio Paraíba do Sul no local do posto fluviométrico Anta



5.1.5.2 Vazões Máximas na UHE Itaocara I

A partir da relação entre as áreas de drenagem do posto fluviométrico Anta e do aproveitamento, foram estimadas as vazões de cheias máximas anuais associadas a vários tempos de recorrência para a UHE Itaocara I.

Como o dimensionamento das estruturas da UHE Itaocara I é realizado com vazões máximas instantâneas, faz-se necessário obtê-las a partir das vazões médias diárias máximas, o que pode ser efetuado a partir da equação de Fuller, conforme apresentada a seguir. Os resultados são apresentados na Tabela 5.11.

$$Q_{INST} = Q_{MED} \cdot \left(1 + \frac{2,66}{A^{0,3}} \right)$$

Na qual:

Q_{INST} – vazão máxima instantânea (m³/s)

Q_{MED} – vazão máxima média diária (m³/s)

A – área de drenagem da bacia hidrográfica no local do aproveitamento (km²)

Tabela 5.11 - Vazões de cheia na UHE Itaocara I

Tempo de recorrência (anos)	Posto Anta	UHE Itaocara I	
	Média diária (m ³ /s)	Média diária (m ³ /s)	Instantânea (m ³ /s)
2,2	1.986	2.188	2.443
10	3.203	3.528	3.939
25	3.862	4.254	4.750
50	4.351	4.793	5.352
100	4.837	5.327	5.949
500	5.959	6.563	7.328
1.000	6.441	7.094	7.922
10.000	8.043	8.858	9.891

Embora o presente estudo tenha realizado a atualização das vazões máximas no local da UHE Itaocara I, vale destacar que a Resolução ANA nº. 1.404 de 26 de novembro de 2013 aprovou os estudos apresentados no EDH para o citado aproveitamento no qual foi definida a vazão decamilenar de 9.530 m³/s.

5.1.5.3 Vazão Máxima Provável

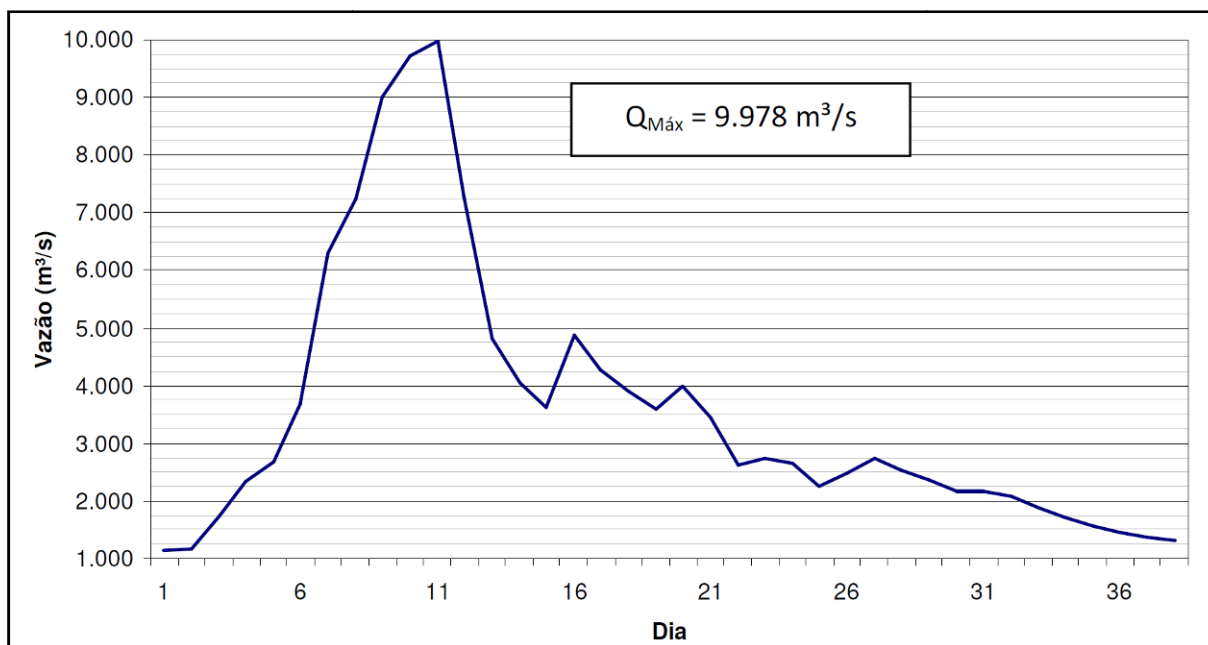
Conforme descrito nos Estudos de Disponibilidade Hídrica da UHE Itaocara I (Hicon, 2013), durante a elaboração dos Estudos de Viabilidade da UHE Itaocara I foram desenvolvidos estudos visando a estimativa da vazão máxima provável, sendo que as análises efetuadas foram baseadas em trabalhos anteriores, desenvolvidos para a UHE Ilha dos Pombos. Consistiram na determinação da Precipitação Máxima Provável (PMP), na simulação hidrológica da bacia e na determinação da Vazão Máxima Provável (VMP) propriamente dita.

Os estudos de PMP foram baseados nos dados diários de 164 estações pluviométricas localizadas na área de drenagem da bacia e nas regiões adjacentes e desenvolvidos através de análises das chuvas médias na bacia, definindo-se os maiores temporais, que por ordem decrescente de magnitude, ocorreram em 1966-1967, 1946-1947 e 1985-1986.

Para a obtenção da VMP foi feita a simulação hidrológica da bacia, utilizando-se o modelo SSARR para realização do balanço hídrico e propagação de vazões entre os locais selecionados. Neste estudo foi necessária a reconstituição da série de vazões naturais, tendo em vista os aproveitamentos existentes. A simulação foi feita para o período de setembro de 1983 a maio de 1987 e envolveu toda a bacia hidrográfica até a UHE Ilha dos Pombos.

Pela semelhança entre as áreas de drenagem admitiu-se a simulação efetuada em Ilha dos Pombos, adotando-se para Itaocara as mesmas distribuições espacial e temporal da PMP. Como hidrógrafa de projeto adotou-se a vazão máxima provável correspondente à PMP de 5 dias de duração, conforme Figura 5.15 a seguir.

Figura 5.15 - Hidrograma da vazão máxima provável na UHE Itacara I (Fonte: Hicon, 2013)



5.1.5.4 Vazões Máximas de Estiagem

Visando subsidiar os dimensionamentos referentes ao desvio do rio, foram realizados estudos estatísticos que seguiram basicamente o método anteriormente descrito, exceto no que se refere a:

- Definição do período para seleção das vazões máximas observadas, que, neste caso, é limitado aos meses entre abril e setembro, inclusive;
- Cálculo das vazões máximas instantâneas utilizando a fórmula de Fuller, não realizado, já que em períodos de recessão não necessariamente esses dados estão associados a picos de cheias.

As vazões médias diárias máximas ocorridas entre épocas de cheia subsequentes estão relacionadas na Tabela 5.12. Como pode ser observado na Tabela 5.13, a série tem assimetria superior a 1,5, tendo sido ajustada a distribuição Exponencial de Dois Parâmetros. E a Figura 5.16 permite avaliar visualmente a aderência dos pontos representativos dos dados observados à distribuição Exponencial de Dois Parâmetros.

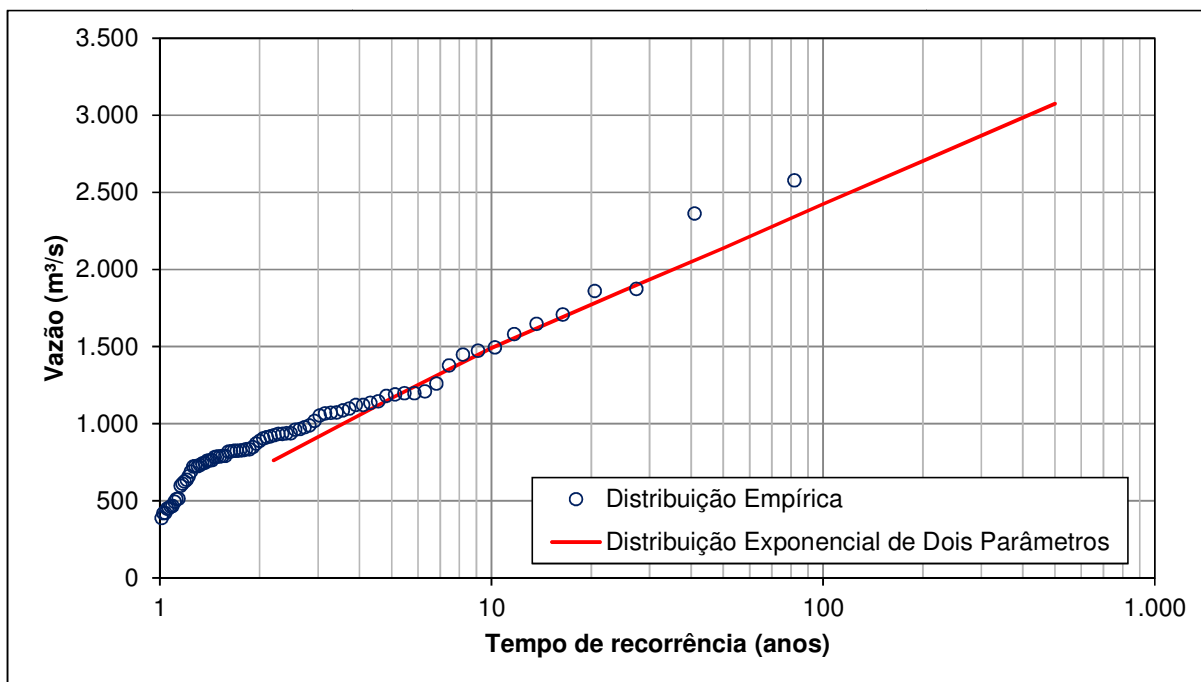
Tabela 5.12 - Vazões médias diárias máximas no posto fluviométrico Anta - Estiagem

Ano	Máxima (m ³ /s)	Ano	Máxima (m ³ /s)	Ano	Máxima (m ³ /s)
1931	1.580	1959	1.209	1987	1.708
1932	824	1960	722	1988	1.179
1933	452	1961	1.120	1989	1.053
1934	624	1962	636	1990	724
1935	965	1963	420	1991	2.363
1936	1.494	1964	418	1992	987
1937	917	1965	1.016	1993	932
1938	790	1966	820	1994	960
1939	1.098	1967	1.473	1995	834
1940	732	1968	511	1996	1.646
1941	786	1969	492	1997	1.189
1942	786	1970	817	1998	1.086
1943	926	1971	783	1999	888
1944	975	1972	611	2000	1.120
1945	1.197	1973	659	2001	791
1946	912	1974	741	2002	760
1947	1.377	1975	448	2003	462
1948	1.065	1976	1.448	2004	762
1949	689	1977	724	2005	937
1950	1.071	1978	596	2006	-
1951	1.197	1979	513	2007	834
1952	903	1980	1.070	2008	828
1953	824	1981	936	2009	933
1954	759	1982	846	2010	1.859
1955	388	1983	2.578	2011	1.260
1956	465	1984	1.134	2012	1.145
1957	1.874	1985	871		
1958	745	1986	826		

Tabela 5.13 - Parâmetros estatísticos da série de vazões diárias máximas do posto Anta - Estiagem

Número de eventos	81
Máxima (m ³ /s)	2.578
Média (m ³ /s)	964
Mínima (m ³ /s)	388
Desvio padrão	405
Coefficiente de variação	0,42
Assimetria	1,59

Figura 5.16 - Vazões máximas no rio Paraíba do Sul no local do posto fluviométrico Anta - Estiagem



A Tabela 5.14 relaciona as vazões máximas de estiagem estimadas para os tempos de recorrência de interesse para o posto e para o aproveitamento.

Tabela 5.14 - Vazões máximas no período de estiagem

Tempo de recorrência (anos)	Posto Anta (m³/s)	UHE Itaocara I (m³/s)
2,2	762	2.188
5	1.167	3.528
10	1.491	4.254
25	1.862	4.793
50	2.139	5.327
100	2.424	6.563
200	2.703	7.094
500	3.075	8.858

5.1.6 Vazões Mínimas

Este item apresenta a síntese dos estudos realizados durante o Projeto Básico (PCE, 2009) e rerepresentados no Estudo de Disponibilidade Hídrica da UHE Itaocara (Hicon, 2013) para a definição das vazões mínimas, especialmente aquelas correspondentes a média de sete dias consecutivos e 10 anos de retorno ($Q_{7,10}$) do aproveitamento. Esses procedimentos consistiram na coleta e análise dos seguintes estudos sobre o tema:

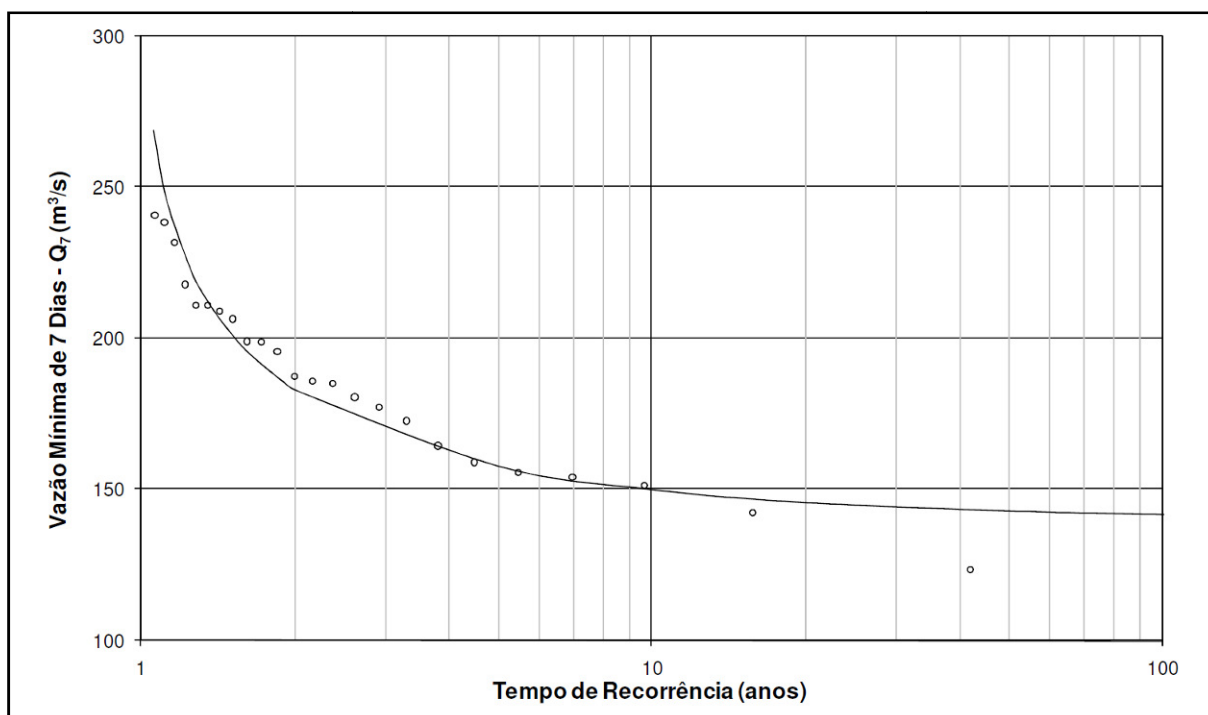
- Estudo de Regionalização de Vazões da Sub-Bacia 58 (Serviço Geológico do Brasil – CPRM, Junho de 2002);
- Balanço entre Disponibilidade e Demandas Futuras dos Recursos Hídricos, em Quantidade e Qualidade, com Indicação de Conflitos Potenciais, do Plano de Recursos Hídricos para a Fase Inicial da Cobrança na Bacia do Rio Paraíba do Sul (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia COPPE, 2002).

Os estudos desenvolvidos pela CPRM incluíram o ajustamento das distribuições teóricas de Weibull e Gumbel às vazões médias de sete dias consecutivos, mínimas anuais (Q7), de todas as estações pré-selecionadas com mais de cinco anos de dados, sendo que para a grande maioria dessas estações a distribuição que melhor se ajustou foi a de Weibull.

Foram analisadas as regressões das vazões Q7, primeiramente com as áreas de drenagem e em seguida acrescentando-se as precipitações médias. No caso da sub-bacia 58, situada entre Barra do Piraí e a foz do rio Paraíba do Sul, foram determinadas as equações regionais válidas para áreas de drenagem entre 17.645 e 55.450 km².

O valor da área de drenagem da UHE Itaocara (A = 33.680 km²) foi aplicado nas equações desenvolvidas, com o objetivo de estimar as vazões mínimas com sete dias de duração (Q7). A Figura 5.17 apresenta o gráfico de distribuição de frequência de Weibull para o local do aproveitamento, transferido pela relação entre áreas de drenagem, o qual apresenta o valor da Q_{7,10} de 150 m³/s.

Figura 5.17 - Frequência de vazões médias de sete dias no rio Paraíba do Sul no local da UHE Itaocara I



5.1.7 Curvas-Chave Naturais

No traçado dessas curvas foram utilizados os dados disponíveis de descarga líquida dos postos fluviométricos locais, inclusive aqueles medidos especificamente para esta fase dos estudos. Além disso, foram empregados, sempre que disponíveis, dados topobatimétricos visando sua extrapolação.

Os dados em questão, assim como os dados de nível d'água observados no âmbito deste trabalho, foram objeto de análise de consistência, utilizando-se técnicas de correlação e traçados de fluviogramas. Nos itens seguintes é explicado o procedimento adotado para cada posto de interesse aos estudos.

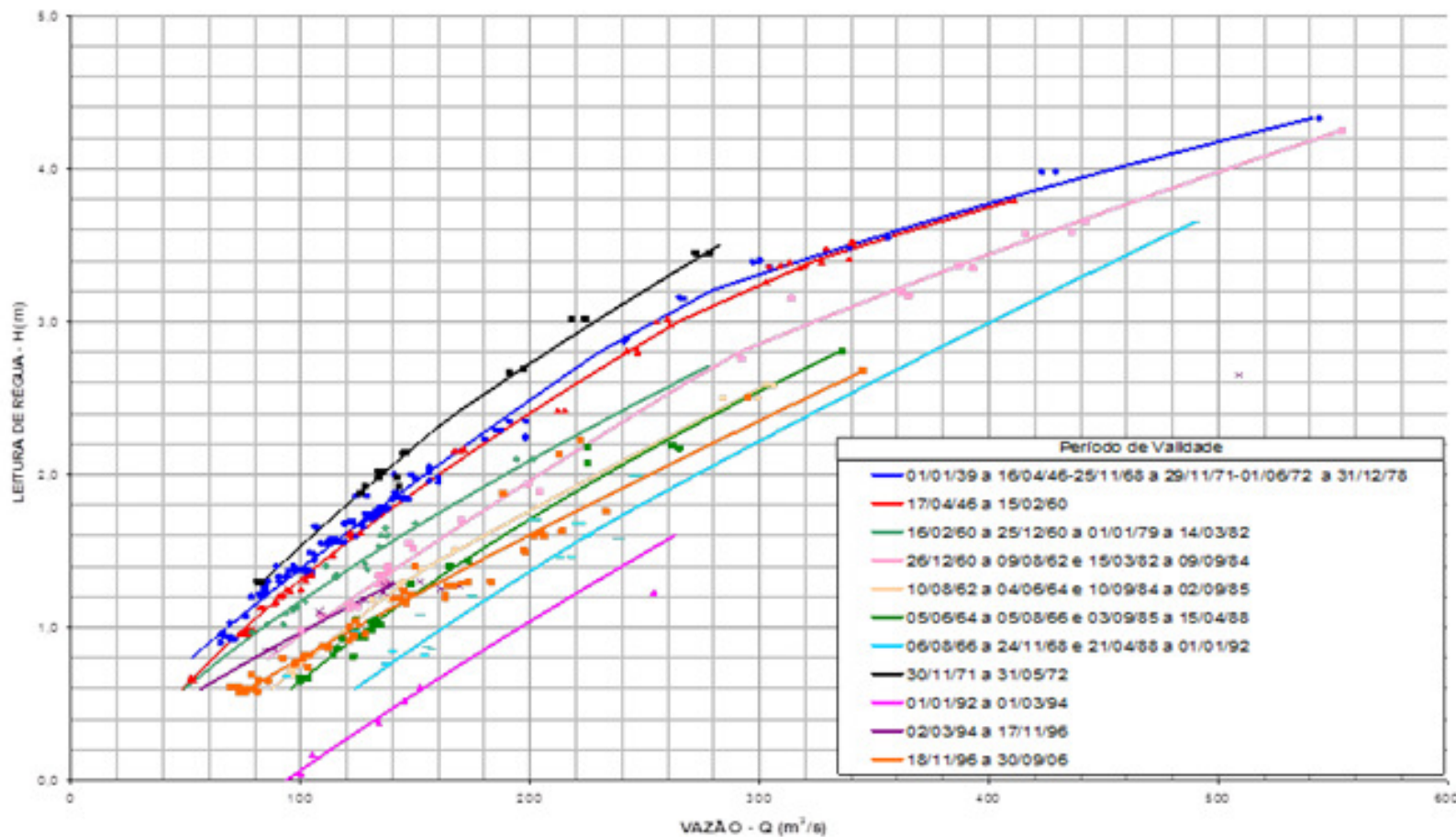
5.1.7.1 Posto Pindamonhangaba

A curva-chave desse posto não foi disponibilizada pela ANA. Sendo assim, de posse do resumo de descargas líquidas, das leituras de régua observadas e das vazões diárias calculadas disponíveis no Hidroweb, plotou-se em gráfico os pares “vazão calculada – leitura de régua observada”, identificando assim, os períodos de validade para cada uma das 21 (vinte e uma) tabelas de calibragem identificadas para esse posto.

Foi realizada uma análise de consistência desses dados, onde se verificou, em algumas tabelas que havia sobreposição de pares “vazão calculada – leitura de régua observada” para períodos subsequentes. Com isso, ajustaram-se curvas-chave que agrupassem os períodos comuns dessas tabelas.

Na Figura 5.18, apresentada na página seguinte, encontram-se as 11 (onze) curvas-chaves ajustadas para esse posto.

Figura 5.18 - Curvas-Chave no Posto Pindamonhangaba



Na Tabela 5.15 estão listadas as equações das curvas-chave ajustadas para esse posto que foram empregadas para o cálculo de vazões máximas mensais, mesmo para níveis d'água superiores ao do seu limite de validade (extrapolação logarítmica).

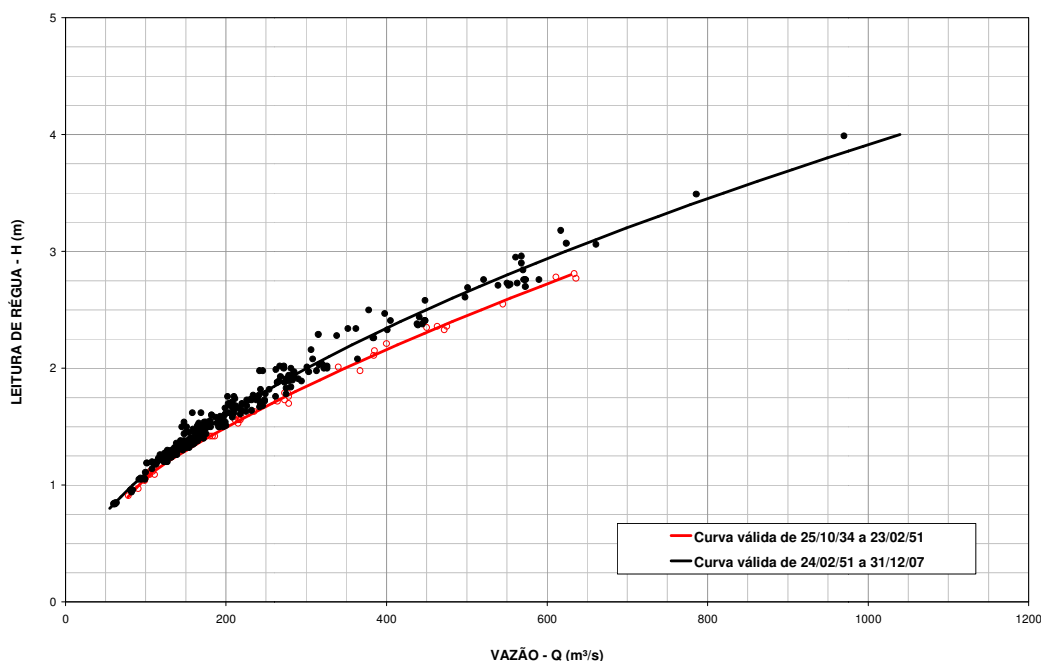
Tabela 5.15 - Equações das Curvas-Chave Ajustadas para o Posto Pindamonhangaba

Período de validade	Equações	Coefficiente de correlação
01/01/39 a 16/04/46	$Q = 67,19684 \times (H + 0,01)^{1,19148}$; para $H \leq 3,1$ m	0,9949
25/11/68 a 29/11/71	$Q = 21,70291 \times H^{2,19453}$; para $H > 3,1$ m	0,9956
01/06/72 a 31/12/78		
17/04/46 a 15/02/60	$Q = 36,8 \times (H + 0,6)^{1,54}$; para $H \leq 3,24$ m	0,9972
	$Q = 16,4 \times (H + 0,25)^{2,305}$; para $H > 3,24$ m	0,9924
16/02/60 a 25/12/60	$Q = 57,5 \times (H + 0,3)^{1,43}$; para $H \leq 2,71$ m	0,9922
01/01/79 a 14/03/82		
26/12/60 a 09/08/62	$Q = 76 \times (H + 0,31)^{1,18}$; para $H \leq 2,78$ m	0,9871
	15/03/82 a 09/09/84	$Q = 59,76791 \times H^{1,53846}$; para $H > 2,78$ m
10/08/62 a 04/06/64	$Q = 70 \times (H + 0,62)^{1,12}$; para $H \leq 1,35$ m	0,9948
	10/09/84 a 02/09/85	$Q = 107,1719 \times (H + 0,01)^{1,09009}$; para $H > 1,35$ m
05/06/64 a 05/08/66	$Q = 56,97497 \times (H + 0,9)^{1,28}$; para $H \leq 1,1$ m	0,9781
	03/09/85 a 15/04/88	$Q = 26 \times (H + 1,5)^{1,75}$; para $H > 1,1$ m
06/08/66 a 24/11/68	$Q = 56 \times (H + 1,2)^{1,35}$; para $H \leq 1,68$ m	0,9932
	21/04/88 a 01/01/92	$Q = 80 \times (H + 0,71)^{1,23}$; para $H > 1,68$ m
30/11/71 a 31/05/72	$Q = 50,09696 \times (H + 0,2)^{1,26}$; para $H \leq 2,35$ m	0,9938
	$Q = 49,62521 \times (H + 0,01)^{1,38495}$; para $H > 2,35$ m	0,9973
01/01/92 a 01/03/94	$Q = 71 \times (H + 1,25)^{1,25}$; para $H \leq 1,6$ m	0,9334
02/03/94 a 17/11/96	$Q = 104 \times H^{1,19}$; para $H \leq 1,29$ m	0,9837
18/11/96 a 30/09/06	$Q = 100,1978 \times (H + 0,2)^{1,17}$; para $H \leq 2,68$ m	0,9959

5.1.7.2 Posto Queluz

A ANA disponibilizou para o posto Queluz, duas tabelas e duas equações que representavam 4(quatro) curvas-chave para o período entre 1.934 e 2.005. Após a análise de consistência desses dados, verificou-se que para o período de medição entre 25/10/1934 e 19/12/1945, representado por tabela, houve a necessidade de ser ajustada uma curva com equação potencial para possibilitar a extrapolação e subsidiar o estudo de vazões máximas. Os demais períodos de medições de descarga líquida (11/03/1.951 a 06/12/1.987, 22/02/1.988 a 19/06/1.995 e 12/09/1.995 a 14/07/2.005) apresentavam grandes desvios nos valores médios e altos de vazões. Sendo assim, ajustou-se uma única curva abrangendo esses períodos e incluindo medições do período de 23/07/2.006 a 27/07/2.007. A Figura 5.19 mostra as curvas-chaves definidas para esse posto.

Figura 5.19 - Curvas-Chaves no Posto Queluz
Período: 25/10/1934 a 23/02/1951 e 24/02/1951 a 31/12/2007



As equações das curvas-chaves ajustadas para esse posto estão apresentadas abaixo:

- Para o período de 25/10/1.934 a 23/02/1.951:

$$Q = 90,413 \times (H + 0,01)^{1,5605}; \text{ para } 0,9 \leq H \leq 1,12$$

Coeficiente de Correlação = 0,9585

$$Q = 170,8067 \times (H - 0,38)^{1,4765}; \text{ para } 1,12 < H \leq 2,8$$

Coeficiente de Correlação = 0,9977

- Para o período de 24/02/1.951 a 31/12/2.007:

$$Q = 95,48326 \times (H - 0,07)^{1,7446}; \text{ para } 0,8 \leq H \leq 4,00$$

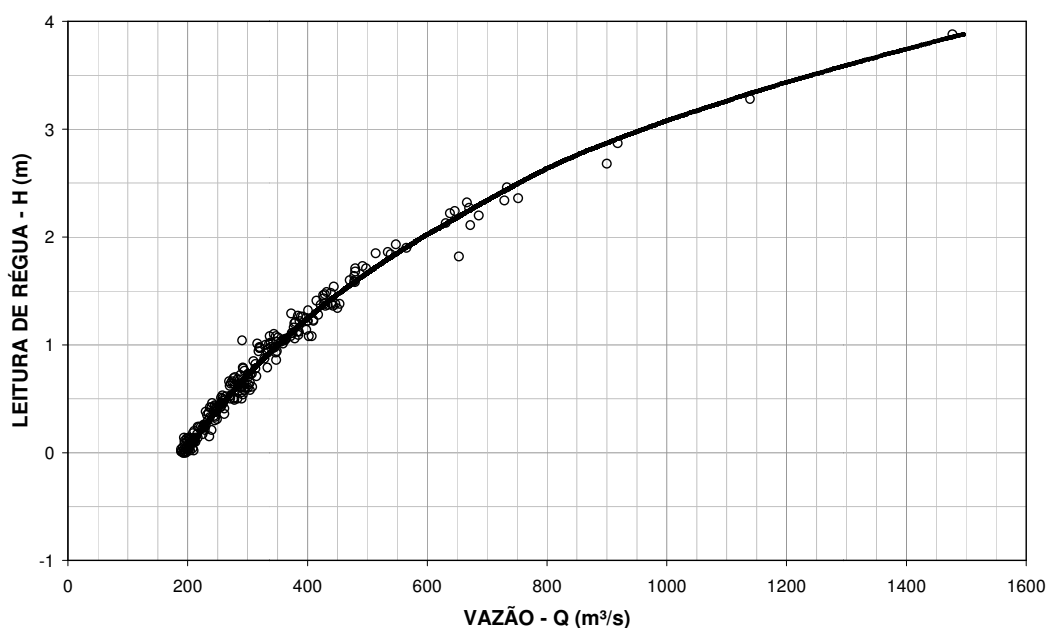
Coeficiente de Correlação = 0,9905

Essas equações foram empregadas para o cálculo de vazões máximas mensais, mesmo para níveis d'água superiores ao do seu limite de validade (extrapolação logarítmica).

5.1.7.3 Posto Anta

A curva-chave desse posto foi obtida através da tabulação dos dados de leitura de régua e vazões médias diárias. Dados estes disponibilizados no Hidroweb e que se apresentam consistentes com as vazões medidas, conforme mostrado na Figura 5.20.

**Figura 5.20 - Curva-Chave no Posto Anta
Período: 01/10/1930 a 09/09/1969**



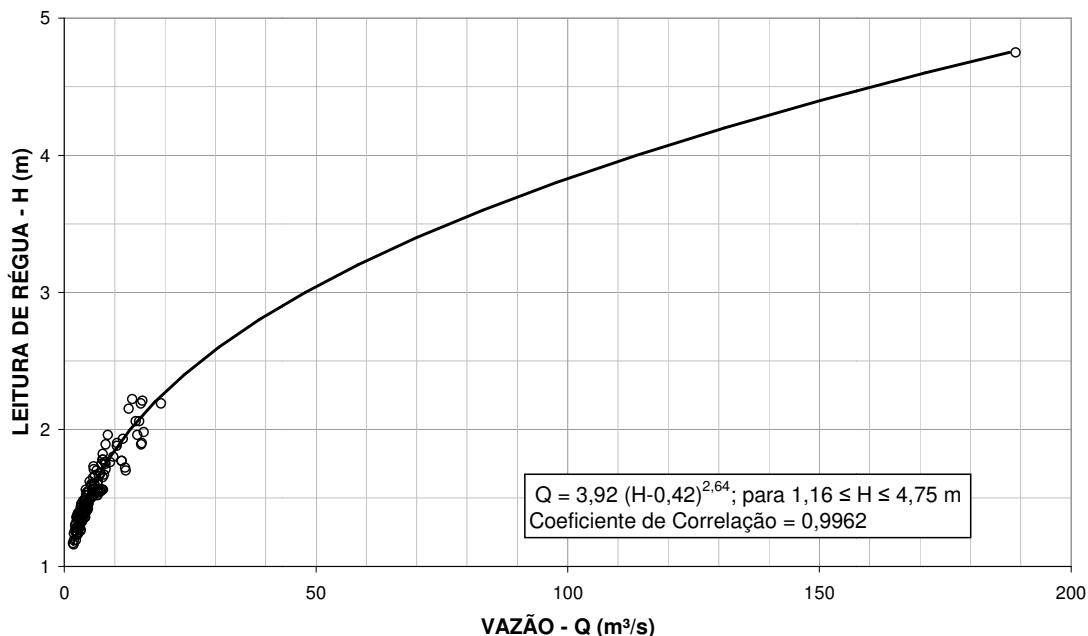
Foi verificado que a tabulação realizada é representativa de lei logarítmica, ou seja, os dados de vazões máximas do Hidroweb, determinados pela extrapolação dessa lei, podem ser considerados adequados e assim, foram adotados no presente estudo.

5.1.7.4 Posto Fazenda da Barra (Pirapetinga)

Esse posto que é o único que não está localizado no rio Paraíba do Sul, situa-se no rio Pirapetinga que é seu afluente na área do reservatório da UHE Itaocara I.

A análise da curva disponibilizada pela ANA permitiu constatar que a parte superior da curva não considerava a maior vazão medida do histórico (189 m³/s em 02/02/1.979). Por isso, ajustou-se uma nova curva-chave para esse posto, apresentada na Figura 5.21, considerada válida para todo o período de operação do posto.

**Figura 5.21 - Curva-Chave no Posto Fazenda da Barra (Pirapetinga)
Período: 07/07/1.960 a 18/05/2.008**



5.1.7.5 Posto Itacara II Montante Formiga

As vazões desse posto foram medidas, aproximadamente, 250 m a jusante dele, na seção fluviométrica S-8.1. Na Tabela 5.16 encontra-se o resumo das medições.

Tabela 5.16 - Resumo de Medições de Vazão do Posto Itacara II Montante Formiga

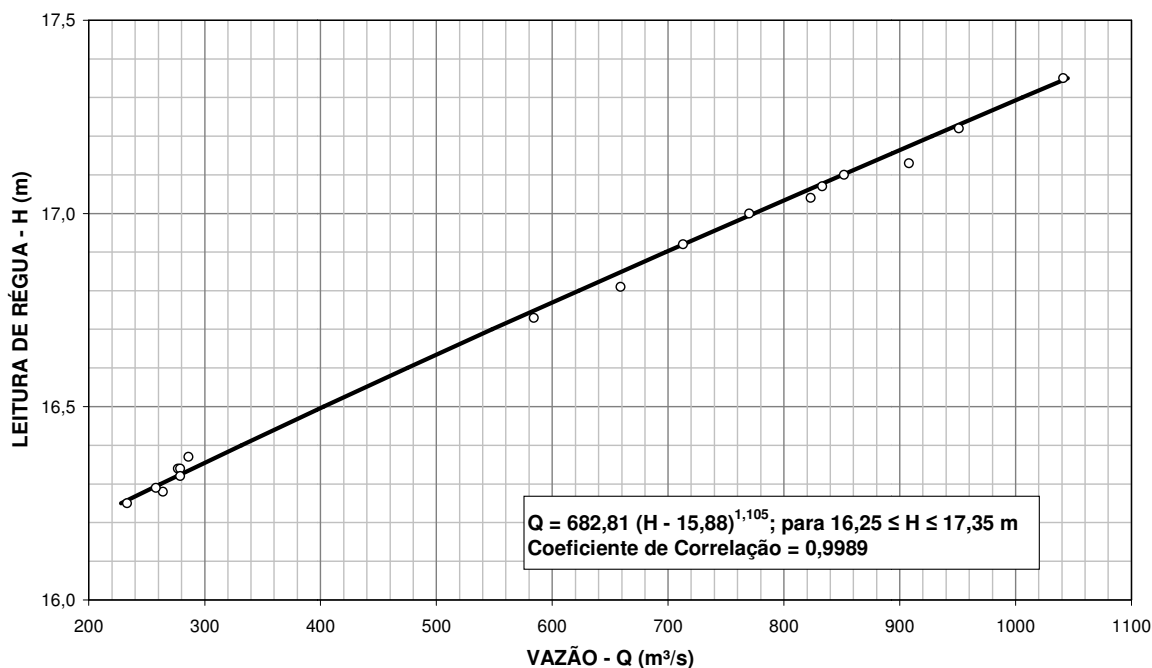
Nº	Data	Área (m²)	Largura (m)	Profundidade Média (m)	Velocidade (m/s)	Nível d' Água (m)	Vazão (m³/s)
1	3/3/2.009	767	112	6,82	1,36	17,3	1041
2	3/3/2.009	752	112	6,71	1,26	17,2	951
3	4/3/2.009	738	112	6,59	1,13	17,1	833
4	10/3/2.009	715	111	6,44	0,998	16,9	713
5	11/3/2.009	726	111	6,54	1,06	17,0	770
6	24/3/2.009	695	111	6,28	0,840	16,7	584
7	24/3/2.009	704	111	6,34	0,936	16,8	659
8	2/4/2.009	741	112	6,62	1,11	17,1	852
9	8/4/2.009	745	112	6,63	1,22	17,1	908
10	10/4/2.009	732	112	6,54	1,12	17,0	823

Tabela 5.16 (Continuação)
Resumo de Medições de Vazão do Posto Itaocara II Montante Formiga

Nº	Data	Área (m ²)	Largura (m)	Profundidade Média (m)	Velocidade (m/s)	Nível d'Água (m)	Vazão (m ³ /s)
11	8/5/2.009	668	110	6,09	0,416	16,3	277
12	17/5/2.009	649	110	5,93	0,407	16,3	264
13	22/5/2.009	658	110	5,99	0,424	16,3	279
14	6/6/2.009	653	110	5,96	0,437	16,4	286
15	13/6/2.009	645	110	5,90	0,399	16,3	258
16	19/6/2.009	634	110	5,79	0,368	16,3	233
17	24/6/2.009	647	110	5,89	0,430	16,3	279

A partir dos pares “vazão - nível d’água” da tabela acima foi interpolada a curva-chave mostrada na Figura 5.22.

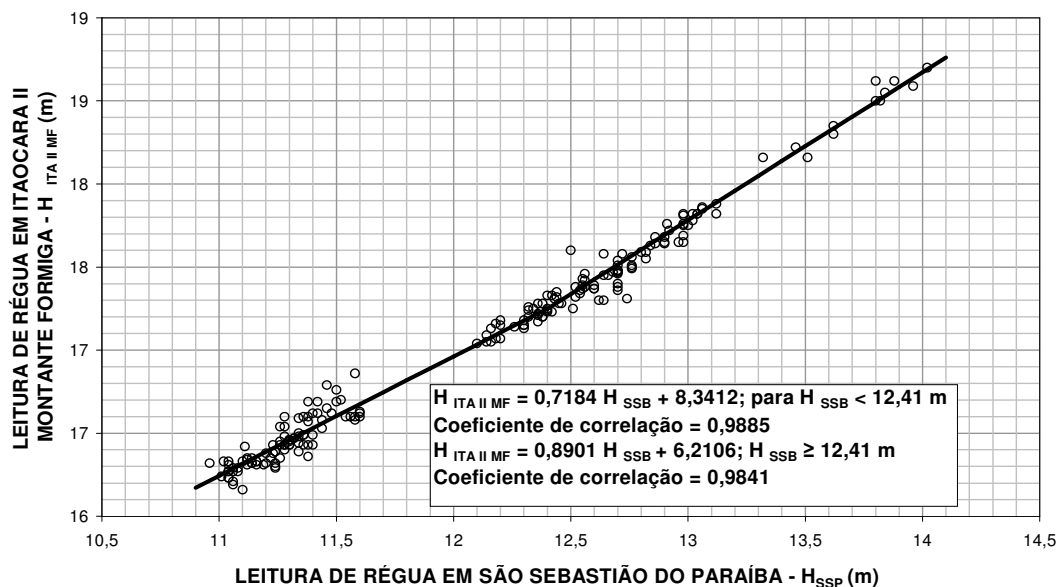
Figura 5.22 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itaocara II Montante Formiga
Período: 03/03/2.009 a 24/06/2.009



Com a finalidade de extrapolar essa curva, procurou-se caracterizar a correspondente seção fluvial. Dessa forma, a batimetria dessa seção de medição foi obtida a partir do resumo de descarga líquida realizado no dia 03/03/2.009 que apresenta a maior medição de nível d'água (17,35 m). Acima desse nível, a topografia foi obtida a partir da restituição aerofotogramétrica realizada pela empresa LACTEC/Instituto de Tecnologia Desenvolvimento em julho de 2.009.

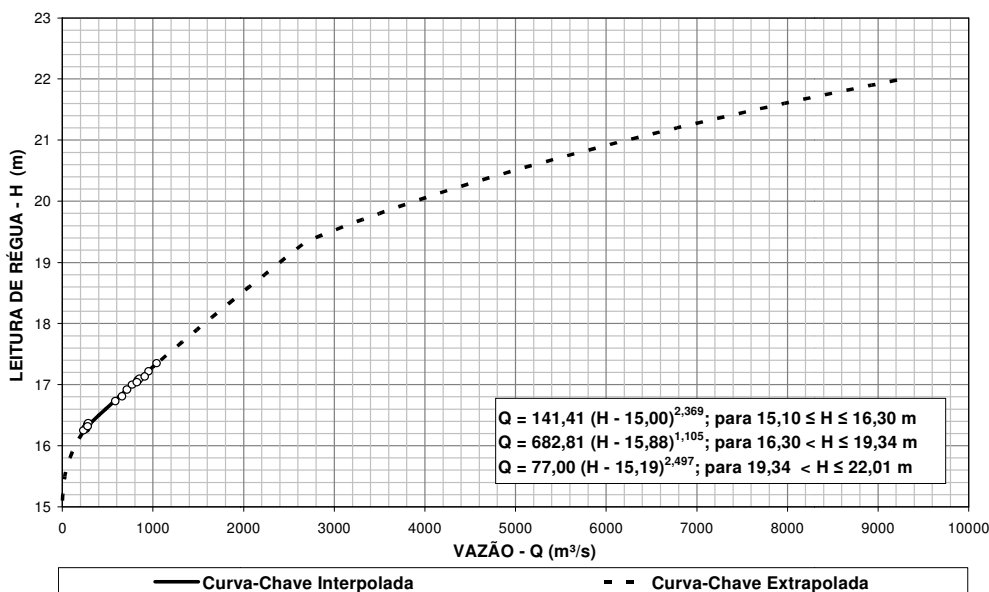
A aplicação dos "Métodos de Stevens e Área x Velocidade", contudo não possibilitaram a obtenção de uma extrapolação representativa da curva-chave para essa seção. Optou-se, então, por transferir a parte extrapolada da curva-chave de São Sebastião do Paraíba, apresentada no item 5.1.7.6 para esse local. Essa transferência foi realizada utilizando-se a correlação apresentada na Figura 5.23.

Figura 5.23 - Correlação entre Níveis d'Água dos Postos Itaocara II Montante Formiga e São Sebastião do Paraíba
Período: 18/01/2.009 a 03/06/2.009



A curva-chave estabelecida para esse posto está apresentada na Figura 5.24.

Figura 5.24 - Curva-Chave do Posto Itaocara II Montante Formiga



Nota: Cota do zero da régua, equivalente a 75,901 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.

5.1.7.6 Posto Itaocara II Canal Esquerdo

Na Tabela 5.17, encontra-se o resumo das medições de vazões realizadas nesse posto, instalado junto ao eixo da futura UHE Itaocara II, na margem esquerda do rio e, na Figura 5.25, a curva interpolada com os pares “nível d’água x vazão”.

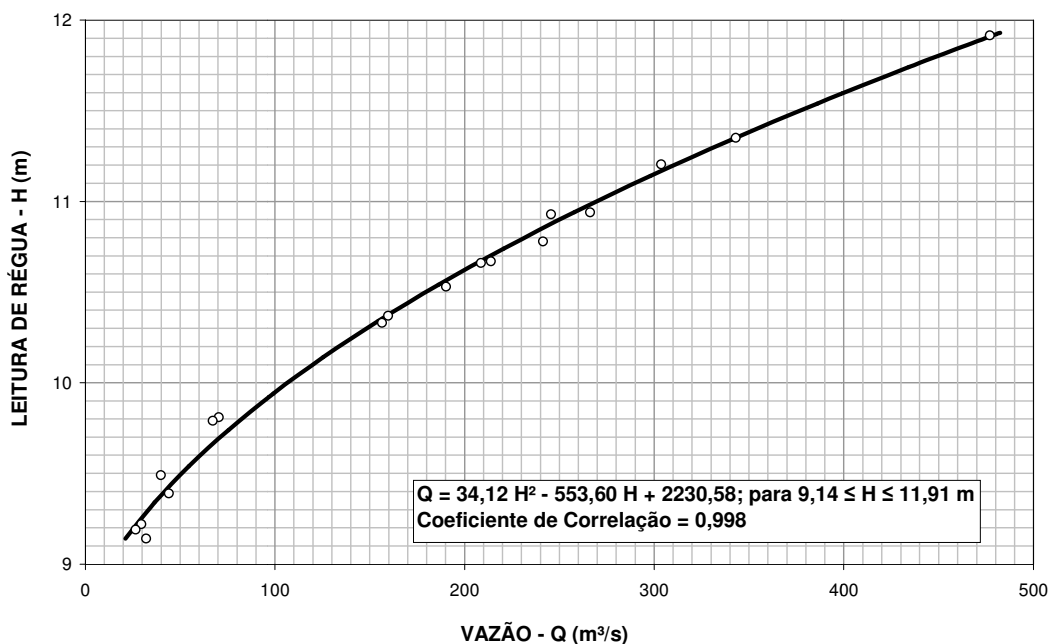
Tabela 5.17 -Resumo de Medições de Vazões do Posto Itaocara II Canal Esquerdo

Nº	Data	Área (m ²)	Velocidade (m/s)	Nível d’Água (m)	Vazão (m ³ /s)
1	25/1/2009	268	0,916	10,9	246
2	8/2/2009	306	0,992	11,2	304
3	11/2/2009	334	1,03	11,4	343
4	12/2/2009	405	1,18	11,9	477
5	20/2/2009	286	0,930	10,9	266
6	2/3/2009	262	0,796	10,7	209
7	20/3/2009	245	0,653	10,4	160
8	21/3/2009	241	0,649	10,3	156
9	29/3/2009	255	0,746	10,5	190

Tabela 5.17 (Continuação)
Resumo de Medições de Vazões do Posto Itacara II Canal Esquerdo

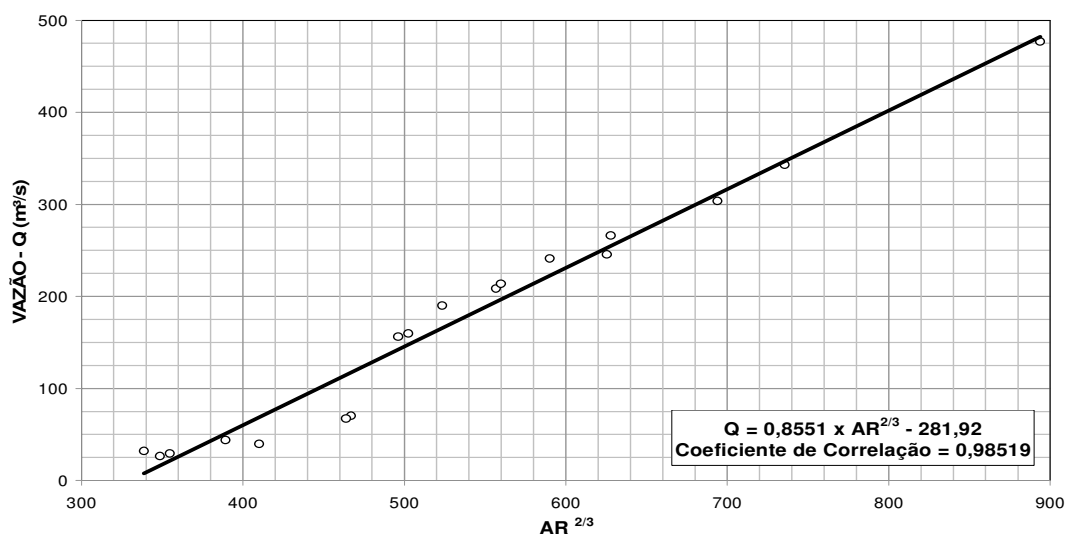
Nº	Data	Área (m ²)	Velocidade (m/s)	Nível d'Água (m)	Vazão (m ³ /s)
10	29/3/2009	277	0,872	10,8	241
11	30/3/2009	268	0,798	10,7	214
12	7/4/2009	210	0,334	9,81	70,3
13	17/4/2009	207	0,326	9,79	67,3
14	24/4/2009	184	0,217	9,49	39,8
15	7/5/2009	182	0,241	9,39	44,0
16	22/5/2009	175	0,182	9,14	32,0
17	6/6/2009	168	0,176	9,22	29,5
18	13/6/2009	165	0,160	9,19	26,5

Figura 5.25 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itacara II Canal Esquerdo
Período: 25/01/2.009 a 13/06/2.009



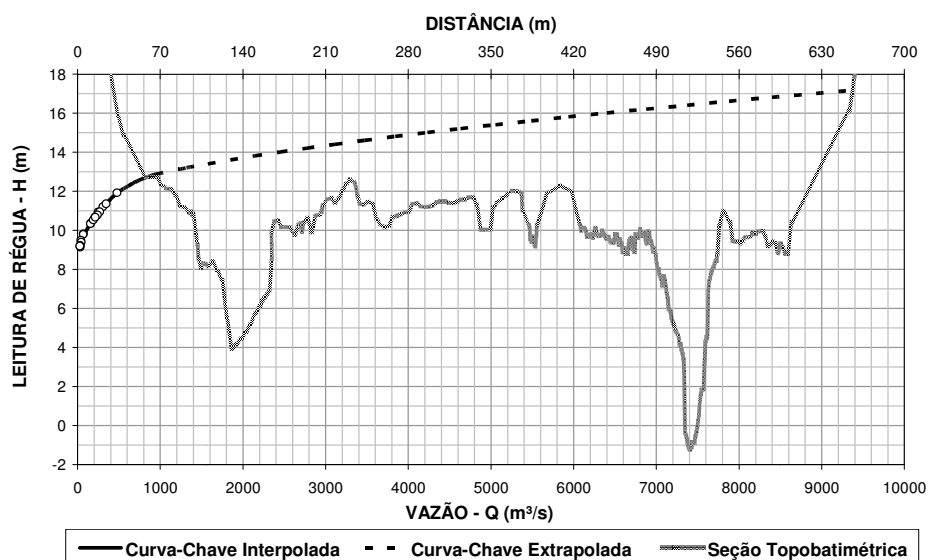
A extrapolação dessa curva-chave foi realizada considerando ausência de afluência de vazões pelo canal direito, representativa da situação com barramento implantado. Utilizou-se o “Método de Stevens”, calculando-se os valores de área molhada (A) e raio hidráulico (R), para cada nível d’água objeto de medição de vazão, bem como para níveis d’água a cada 0,20 m apresentado na Figura 5.26.

Figura 5.26 - Correlação entre Vazões e $AR^{2/3}$ do Posto Itaacara II Canal Esquerdo



A seção topobatimétrica utilizada para a extrapolação da curva-chave foi a S-8.7, localizada, aproximadamente, 20,0 m a montante da seção de réguas. Na Figura 5.27 encontra-se a seção transversal referente aos dois canais e a curva definida para esse posto.

Figura 5.27 - Curva-Chave e Seção Transversal do Rio Paraíba do Sul no Posto Itaacara II - Canal Esquerdo



Notas:

1. Cota do zero da régua, equivalente a 81,146 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.
2. Vazão afluente ao canal esquerdo (canal direito represado a montante).

Abaixo, encontram-se as equações características da curva-chave para esse posto:

$$Q = 34,121521 H^2 - 553,60465 H + 2.230,5819$$

para $9,14 \leq H \leq 11,96$ m

$$Q = 332,07383 H^3 - 12.143,635 H^2 + 148,41598 \times 10^3 H - 605,62428 \times 10^3$$

para $11,96 < H \leq 13,20$ m

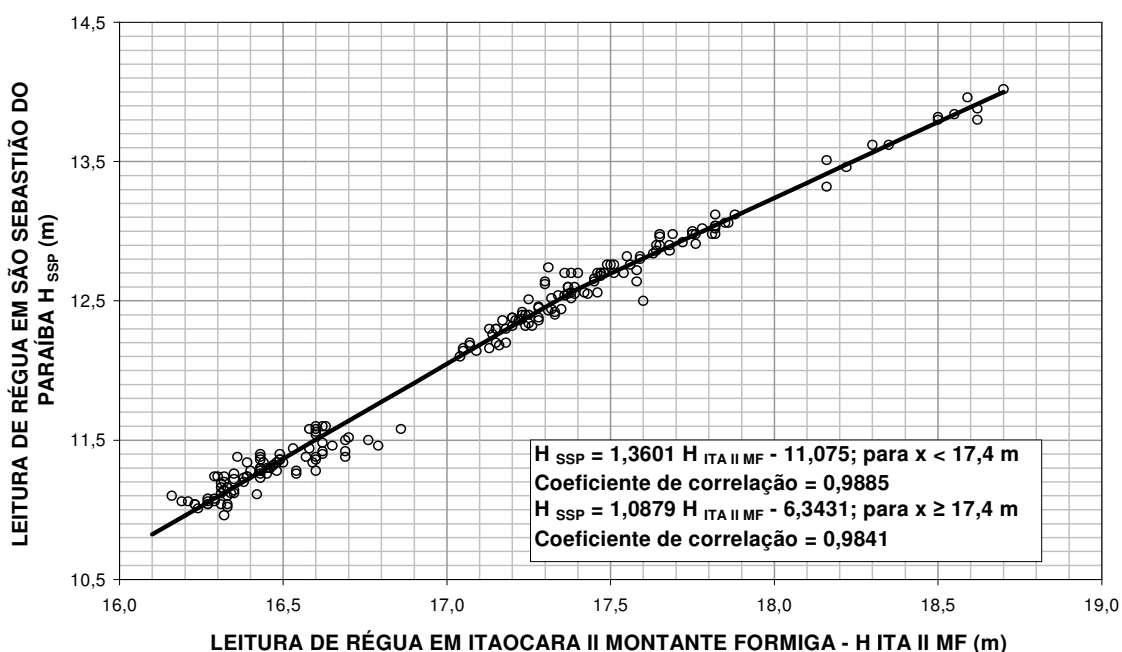
$$Q = - 4,0566607 H^3 + 376,41696 H^2 - 6.574,9051 H + 318,50873 \times 10^2$$

para $13,20 < H \leq 17,14$ m

5.1.7.7 Posto São Sebastião do Paraíba

Nesse posto não há medição de descarga líquida. Portanto para se obter sua curva-chave, foram transferidas as vazões medidas no posto Itaocara II Montante Formiga. Os níveis d'água correspondentes foram obtidos pela correlação mostrada na Figura 5.28.

Figura 5.28 - Correlação entre Níveis D'água dos Postos Itaocara II Montante Formiga e São Sebastião do Paraíba
Período: 18/01/2009 a 03/06/2009

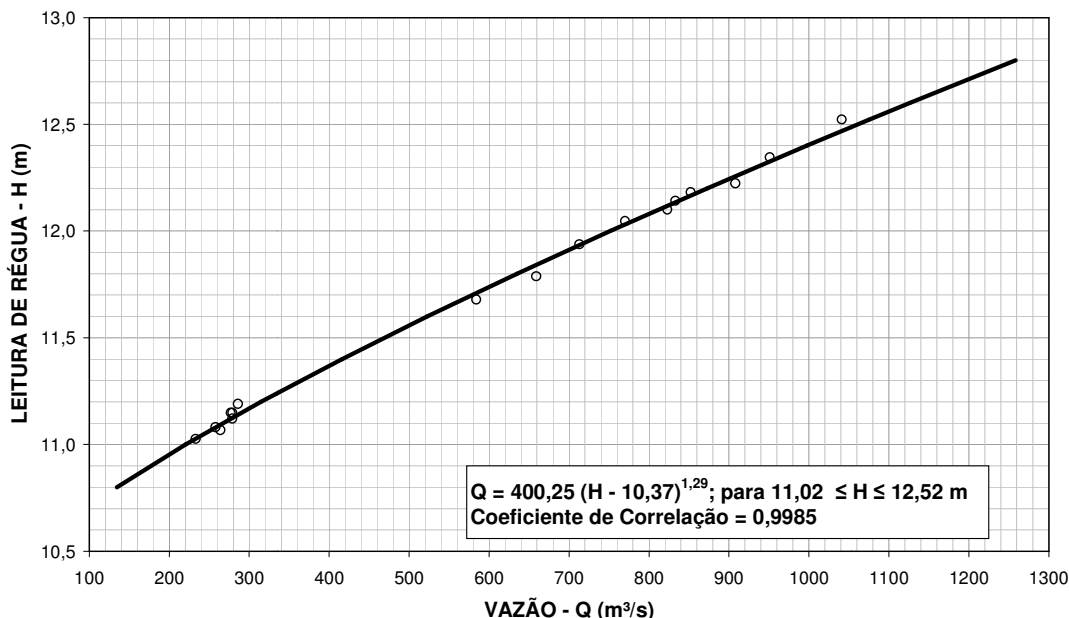


Na Tabela 5.18 são apresentadas as informações utilizadas para a interpolação da curva-chave nesse posto, ilustrada pela Figura 5.29.

Tabela 5.18 - Nível d'Água e Vazão do Posto São Sebastião do Paraíba

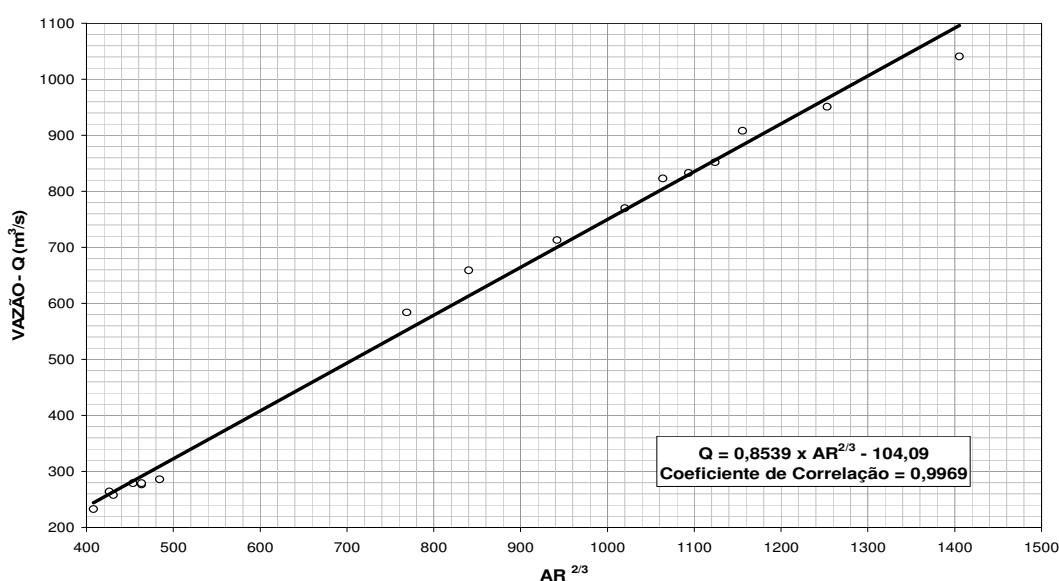
Nº	Data	Nível d'Água (m)	Vazão (m³/s)
1	3/3/2.009	12,5	1.041
2	3/3/2.009	12,3	951
3	4/3/2.009	12,1	833
4	10/3/2.009	11,9	713
5	11/3/2.009	12,0	770
6	24/3/2.009	11,7	584
7	24/3/2.009	11,8	659
8	2/4/2.009	12,2	852
9	8/4/2.009	12,2	908
10	10/4/2.009	12,1	823
11	8/5/2.009	11,1	277
12	17/5/2.009	11,1	264
13	22/5/2.009	11,1	279
14	6/6/2.009	11,2	286
15	13/6/2.009	11,1	258
16	19/6/2.009	11,0	233
17	24/6/2.009	11,1	279

**Figura 5.29 – Curva-Chave Interpolada do Posto São Sebastião do Paraíba
Período: 03/03/2009 a 24/06/2009**



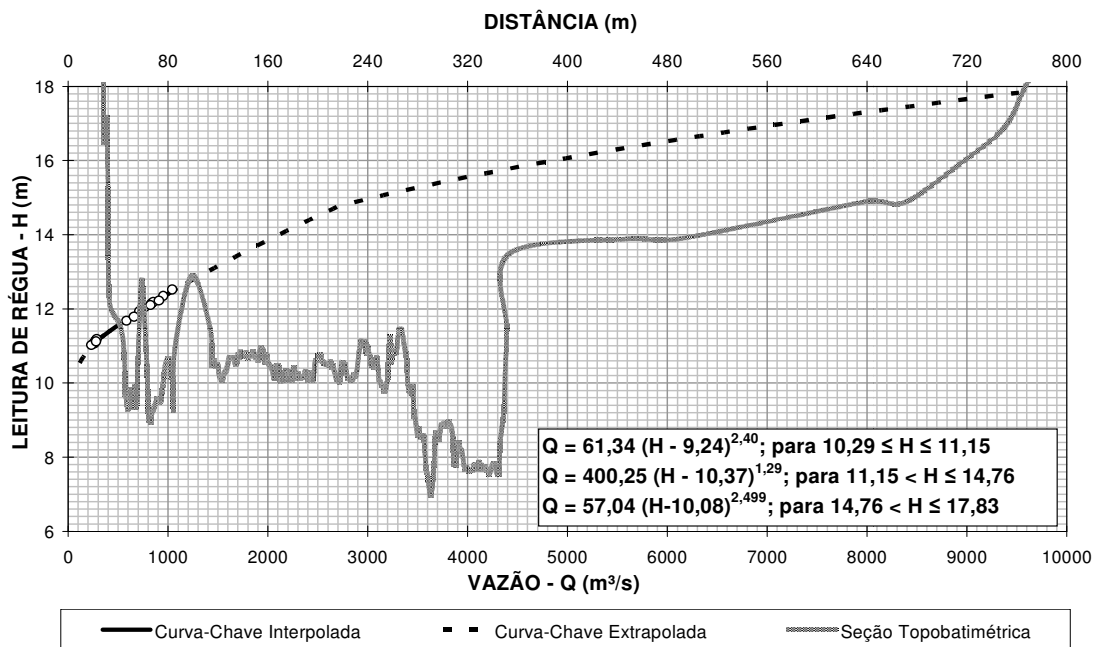
A extrapolação da curva tanto para a parte baixa quanto para a alta, foi feita pelo “Método de Stevens”. Dessa forma, a partir da seção topobatimétrica S-9,5, situada aproximadamente 20,0 m a montante do posto, foram calculadas os valores de área molhada (A) e raio hidráulico (R), para cada nível d’água objeto de medição de vazão, bem como para níveis d’água a cada 0,20 m. O gráfico obtido e utilizado na aplicação desse método é mostrado na Figura 5.30.

Figura 5.30 - Correlação entre Vazões e $AR^{2/3}$ do Posto São Sebastião do Paraíba



A Figura 5.31 mostra a curva-chave definida juntamente com a seção topobatimétrica correspondente.

Figura 5.31 – Curva-Chave e Seção Transversal do Rio Paraíba do Sul no Posto São Sebastião do Paraíba



Nota: Cota do zero da régua, equivalente a 79,108 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.

5.1.7.8 Posto Itacara I Canal Esquerdo

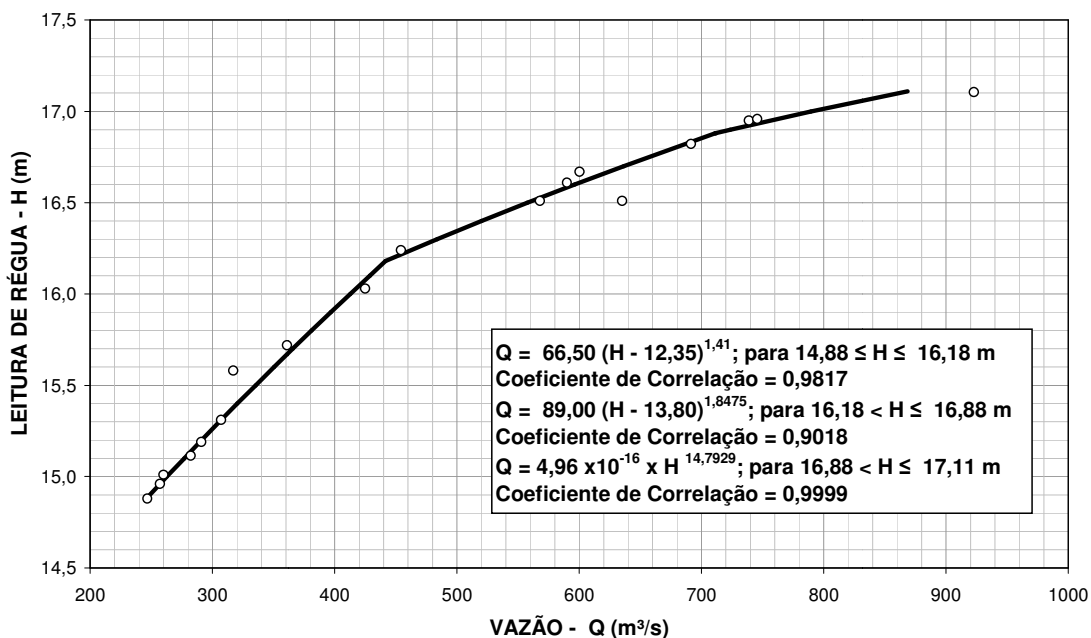
Esse posto está localizado no sítio da futura UHE Itacara I, onde a Ilha Serena divide o fluxo do rio Paraíba do Sul em dois canais principais. No canal esquerdo, onde o escoamento também é eventualmente dividido, a medição de vazão é realizada em dois pequenos canais para níveis d'água variando entre 15,0 e 17,1 m. Quando o nível d'água está abaixo de 15,0 m, o canal menor fica seco, e quando o nível está acima de 17,1 m, o divisor dos canais é afogado, tornando-se um único canal. Encontra-se na Tabela 5.19 a soma das medições de vazão e das áreas, além da média das leituras de nível d'água dos dois pequenos canais.

Tabela 5.19 - Resumo de Medições de Vazão do Posto Itaocara I Canal Esquerdo

Nº	Data	Área (m ²)	Velocidade (m/s)	Nível d'Água (m)	Vazão (m ³ /s)
1	16/1/2.009	436	1,46	16,5	635
2	7/2/2.009	501	1,48	16,9	739
3	19/2/2.009	482	1,43	16,8	691
4	20/2/2.009	466	1,29	16,7	600
5	27/2/2.009	504	1,48	16,9	746
6	28/2/2.009	529	1,74	17,1	923
7	6/3/2.009	408	1,11	16,2	454
8	27/3/2.009	398	1,07	16,0	425
9	1/4/2.009	456	1,24	16,5	568
10	6/4/2.009	378	0,955	15,7	361
11	7/4/2.009	373	0,851	15,6	317
12	9/4/2.009	465	1,27	16,6	590
13	7/5/2.009	296	0,877	15,0	260
14	15/5/2.009	295	0,871	14,9	257
15	23/5/2.009	304	0,955	15,2	291
16	30/5/2.009	313	0,980	15,3	307
17	7/6/2.009	290	0,851	14,9	247
18	29/6/2.009	303	0,931	15,1	282

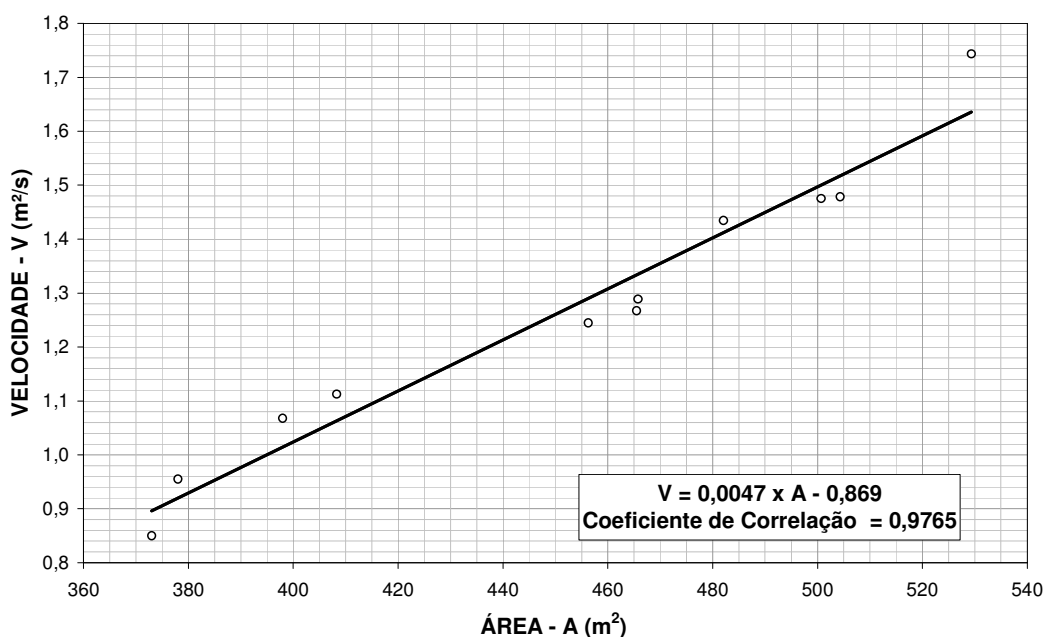
Utilizando as vazões e os níveis d'água acima, interpolou-se uma curva-chave para esse posto, apresentada na Figura 5.32.

**Figura 5.32 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itacara I Canal Esquerdo
Período: 16/01/2009 a 29/06/2009**



Na extrapolação dessa curva foi utilizado o Método da Área x Velocidade, baseado no gráfico apresentado na Figura 5.33 que contemplou apenas as maiores áreas medidas, em virtude da finalidade dessa correlação.

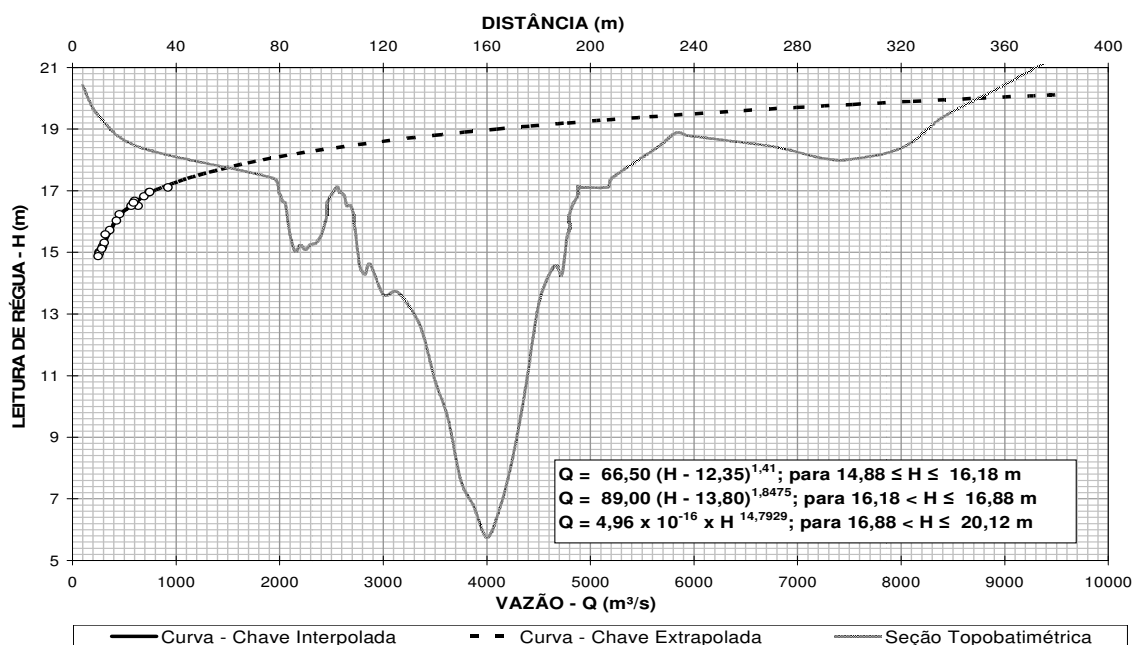
Figura 5.33 - Correlação entre Área e Velocidade do Posto Itacara I Canal Esquerdo



A seção utilizada para a extrapolação da curva S-21,5 foi obtida em escritório. As batimetrias dos pequenos canais foram levantadas a partir do resumo de descarga líquida dos dias 06/04 e 01/04/2.009, com níveis d'água iguais a 15,7 e 16,5 m, respectivamente. A partir desses níveis, a topografia foi obtida utilizando-se como referência a planta do levantamento planialtimétrico realizado pela empresa LSF Andrade Computação e Serviços LTDA.

A Figura 5.34 apresenta a curva definida para esse posto e a configuração da seção topobatimétrica utilizada para a extrapolação S-21,5, localizada aproximadamente, 8,0 m a montante da seção de régua.

Figura 5.34 - Curva-Chave e Seção Transversal do Rio Paraíba do Sul no Posto Itacara I Canal Esquerdo

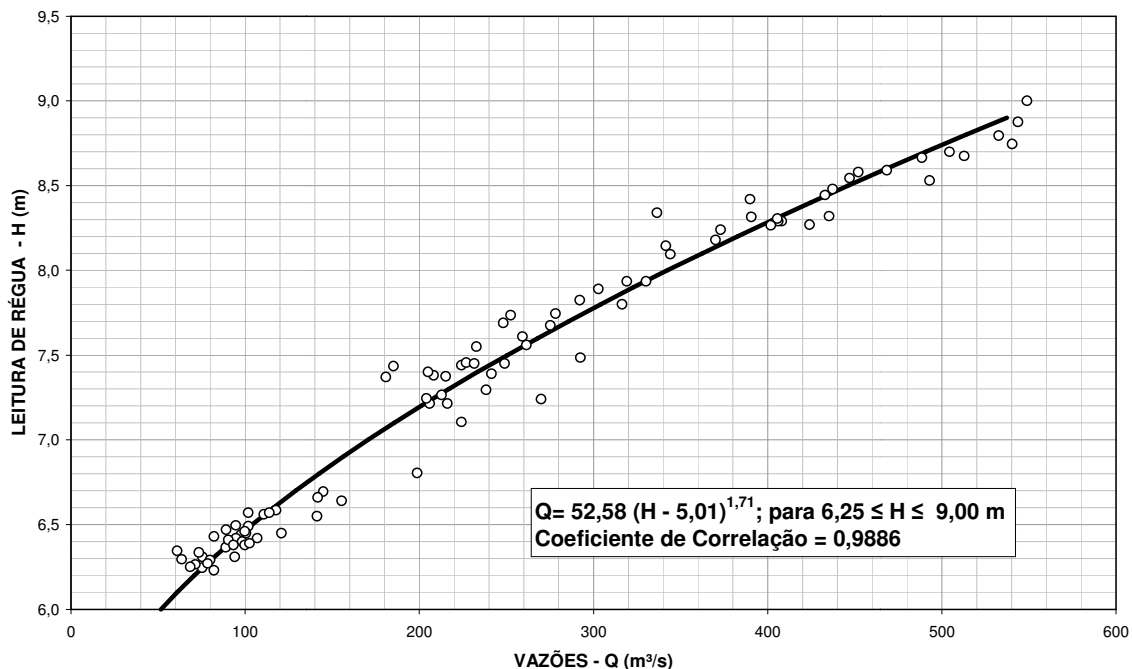


Nota: Cota do zero da régua equivalente a 46,587 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.

5.1.7.9 Posto Itacara I Canal Direito

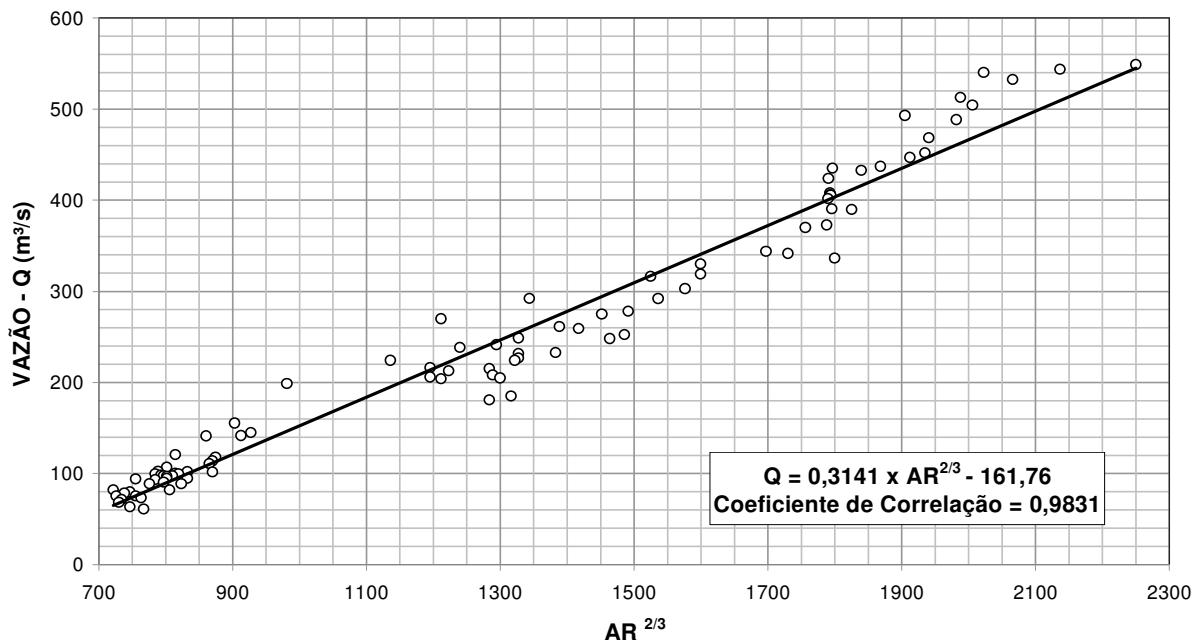
Esse posto linimétrico está situado no canal direito do rio Paraíba do Sul, no sítio da futura Barragem de Terra Margem Direita da UHE Itacara I. No traçado da curva-chave desse posto utilizou-se a diferença entre as vazões dos postos Itacara ANA e Itacara I Canal Esquerdo e as leituras de régua diárias obtidas no próprio posto Itacara I Canal Direito. Ressalta-se que tais vazões foram obtidas das curvas-chave definidas para aqueles postos. A curva-chave interpolada para esse posto encontra-se na Figura 5.35.

Figura 5.35 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itacara I Canal Direito
Período: 30/01/2009 a 17/06/2009



Para a extrapolação da curva utilizou-se o método de Stevens. O gráfico $Q \times AR^{2/3}$ ajustado, encontra-se na Figura 5.36.

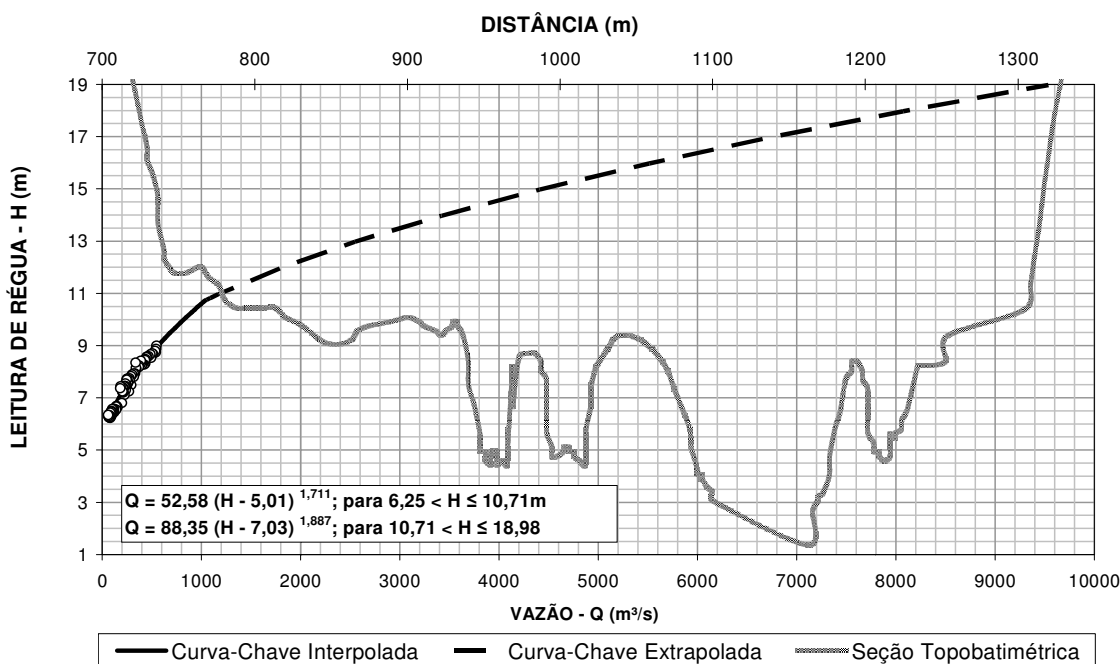
Figura 5.36 - Correlação entre Vazões e $AR^{2/3}$ do Posto Itacara I Canal Direito



A seção topobatimétrica utilizada na extrapolação, S-24, foi levantada pela Hidrotécnica no âmbito dos Estudos de Viabilidade da UHE Itacara e está localizada cerca de 70,0 m à jusante do posto.

A curva-chave extrapolada determinada para esse posto e a configuração da seção topobatimétrica do canal direito encontra-se na Figura 5.37.

Figura 5.37 - Curva-Chave e Seção Transversal do Rio Paraíba do Sul no Posto Itacara I Canal Direito



Nota: Cota do zero da régua, equivalente a 54,629 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.

5.1.7.10 Posto Itacara Jusante

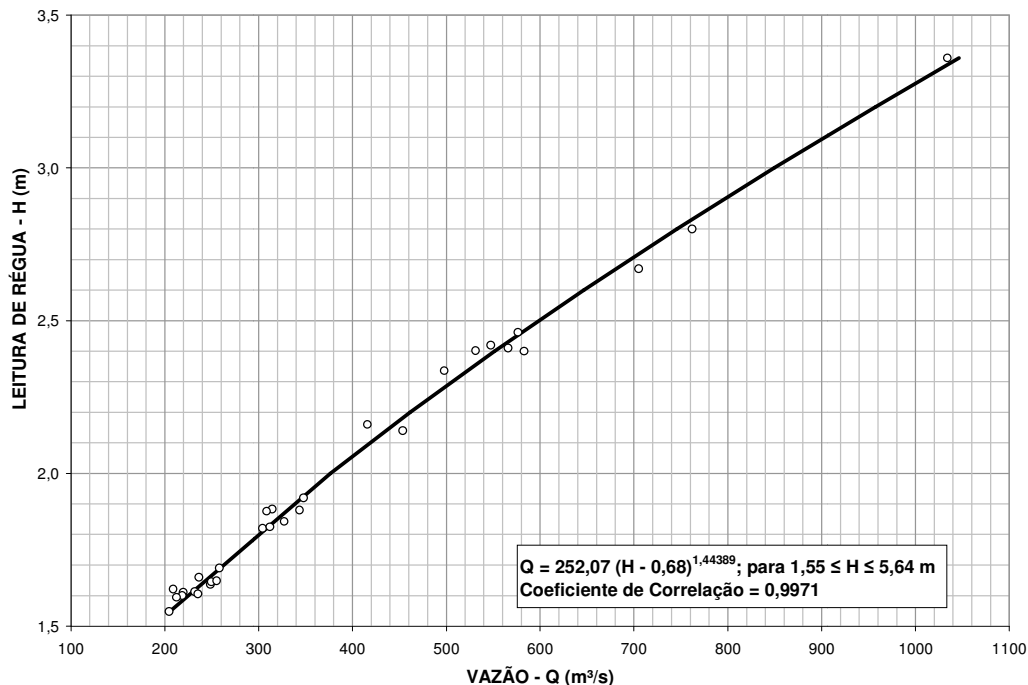
Esse posto, instalado pela Hidrotécnica para os Estudos de Viabilidade da UHE Itacara e que se encontra desativado, situa-se na margem esquerda do rio Paraíba do Sul cerca de 6,0 km à jusante do eixo da UHE Itacara I, onde também existe uma ilha, dividindo o rio em dois canais. Neles foram realizadas medições de nível d'água, de vazões líquidas e de descargas sólidas pela Hidrotécnica e pela LIGHT entre 1.998 e 2.001.

Na Tabela 5.20 encontra-se o resumo de medições desse posto e na Figura 5.38, a curva-chave interpolada.

Tabela 5.20 - Resumo de Medições de Vazão do Posto Itacara Jusante

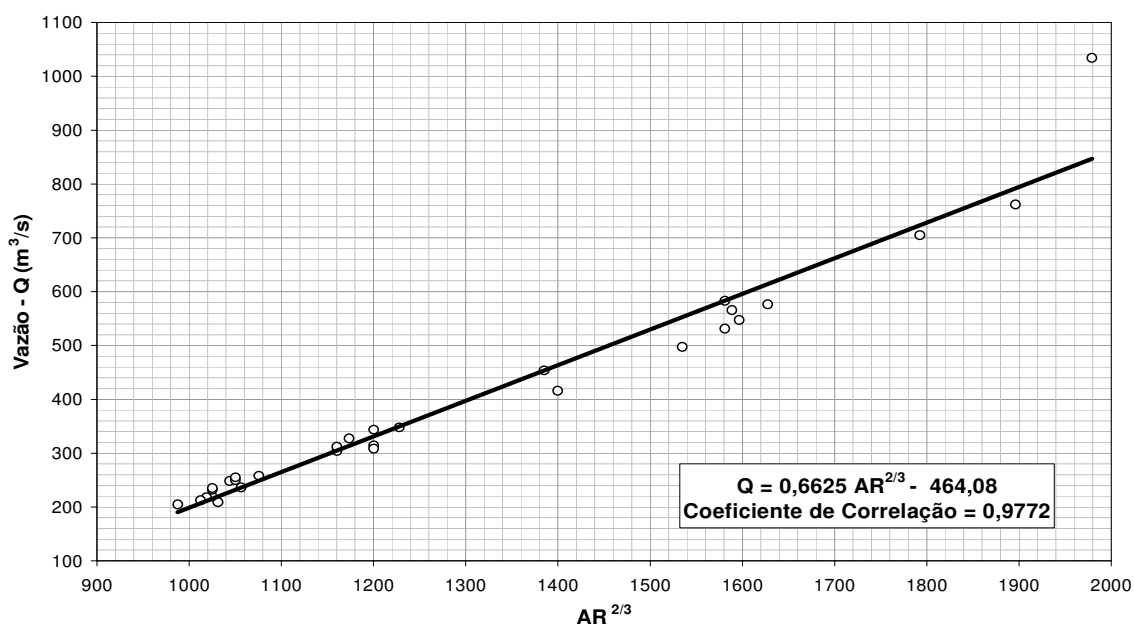
Nº	Data	Área (m ²)	Largura (m)	Profundidade Média (m)	Velocidade (m/s)	Nível d'Água (m)	Vazão (m ³ /s)
1	30/12/98	704	227	3,09	0,778	2,42	547
2	14/1/99	707	226	3,13	0,641	2,14	454
3	18/1/99	836	230	3,63	0,843	2,67	705
4	25/1/99	777	232	3,35	0,750	2,40	583
5	19/2/99	723	228	3,17	0,783	2,41	566
6	27/2/99	793	232	3,42	0,961	2,80	762
7	2/3/99	974	331	2,94	1,06	3,36	1034
8	6/4/99	619	222	2,79	0,562	1,92	348
9	9/4/99	622	221	2,81	0,552	1,88	344
10	5/5/99	569	219	2,60	0,453	1,69	258
11	9/6/99	598	222	2,69	0,509	1,82	304
12	2/8/99	559	219	2,55	0,445	1,64	249
13	10/8/99	536	215	2,48	0,390	1,62	209
14	14/9/99	505	204	2,48	0,405	1,55	205
15	14/10/99	493	205	2,40	0,446	1,61	220
16	30/11/99	576	203	2,83	0,542	1,82	312
17	21/12/99	599	201	2,98	0,525	1,88	314
18	25/1/00	702	203	3,45	0,592	2,16	416
19	14/3/00	740	206	3,60	0,779	2,46	576
20	25/4/00	712	204	3,50	0,746	2,40	531
21	30/5/00	566	199	2,85	0,417	1,66	236
22	4/7/00	535	198	2,70	0,408	1,60	218
23	10/8/00	545	201	2,71	0,458	1,65	250
24	12/9/00	535	199	2,69	0,397	1,59	213
25	3/10/00	526	199	2,64	0,441	1,61	232
26	8/11/00	545	202	2,69	0,431	1,61	235
27	12/12/00	592	200	2,95	0,521	1,88	308
28	6/2/01	688	209	3,30	0,723	2,34	498
29	27/3/01	568	199	2,85	0,449	1,65	255
30	17/4/01	573	198	2,90	0,571	1,84	327

**Figura 5.38 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itaacara Jusante
Período: 30/12/1998 a 17/04/2001**



Para a extrapolação da curva interpolada utilizou-se o método de Stevens. O gráfico $Q \times AR^{2/3}$, encontra-se na Figura 5.39.

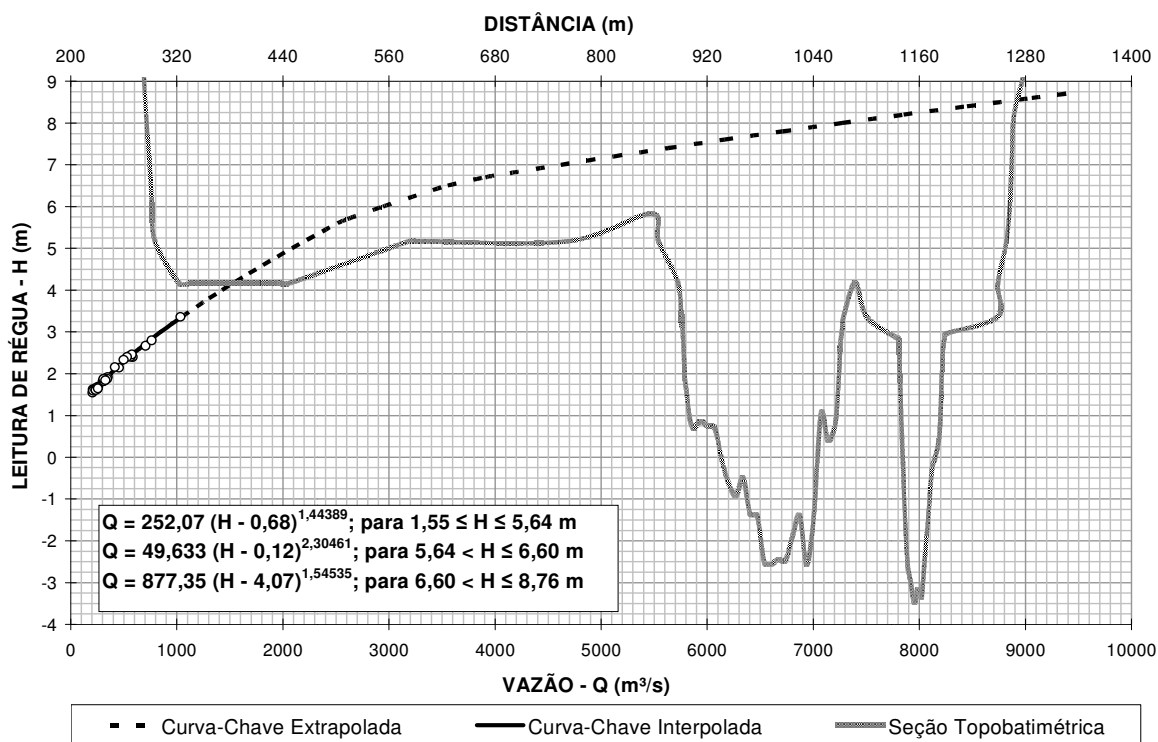
Figura 5.39 - Correlação entre Vazões e $AR^{2/3}$ do Posto Itaacara Jusante



A seção topográfica no local do posto, utilizada para a extrapolação da curva-chave, foi obtida, parcialmente, da restituição aerofotogramétrica. Assumiu-se que o trecho submerso é representado pela batimetria realizada em 02/03/1.999, durante a medição de vazão a qual corresponde o maior nível d'água.

A curva-chave extrapolada determinada para esse posto e a seção topobatimétrica acima descrita encontra-se na Figura 5.40.

Figura 5.40 - Curva-Chave e Seção Transversal do Rio Paraíba do Sul no Posto Itaocara Jusante

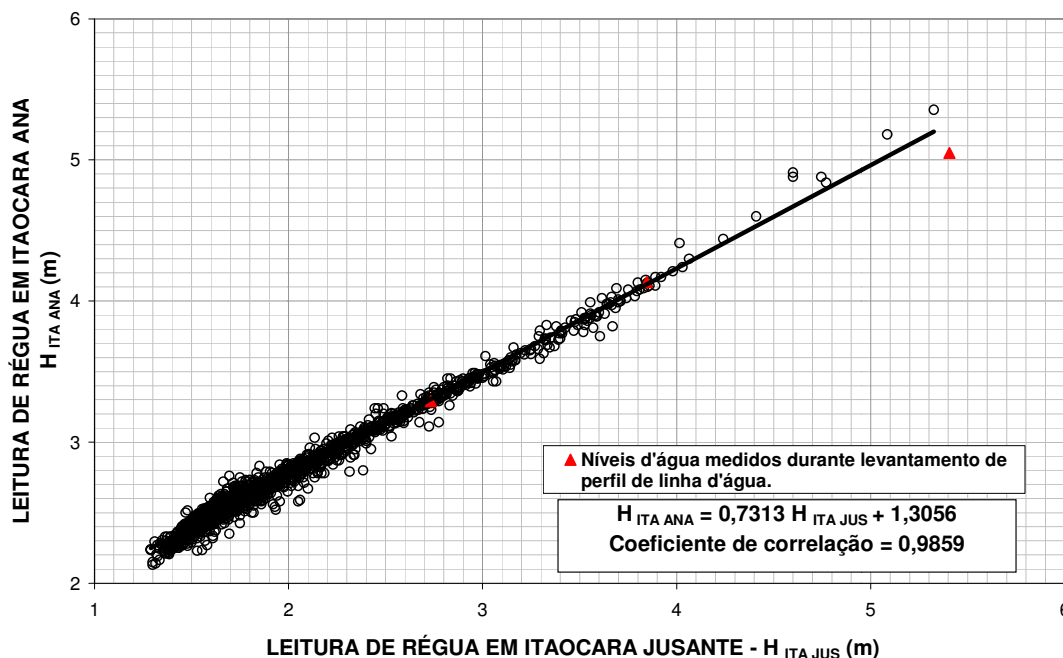


Nota: Cota do zero da régua, equivalente a 57,833 m, obtida a partir da cota de RN do posto, determinada pela empresa LSF Andrade e do nivelamento geométrico constante da sua ficha descritiva.

5.1.7.11 Posto Itaocara ANA

Esse posto fluviométrico foi instalado pela CPRM/ Serviço Geológico do Brasil e está sob responsabilidade da Agência Nacional de Águas/ANA. Como nesse posto não são realizadas medições de vazão, foram consideradas para a confecção da sua curva-chave as vazões medidas no posto Itaocara Jusante e os níveis d'água transferidos pela correlação, apresentada na Figura 5.41.

Figura 5.41
Correlação entre Níveis d'Água dos Postos Itaocara ANA e Itaocara Jusante
Período: 01/01/1.995 a 28/02/2002



Foram inseridos nesse gráfico os valores obtidos durante os levantamentos dos perfis de linha d'água, para verificação da sua consistência. Nota-se, portanto, que o maior desvio (2,8%) foi na medição de 14/02/2.009.

Na Tabela 5.21 são apresentadas as informações utilizadas para a interpolação da curva-chave nesse posto.

Tabela 5.21 - Nível d'Água e Vazão do Posto Itaocara ANA

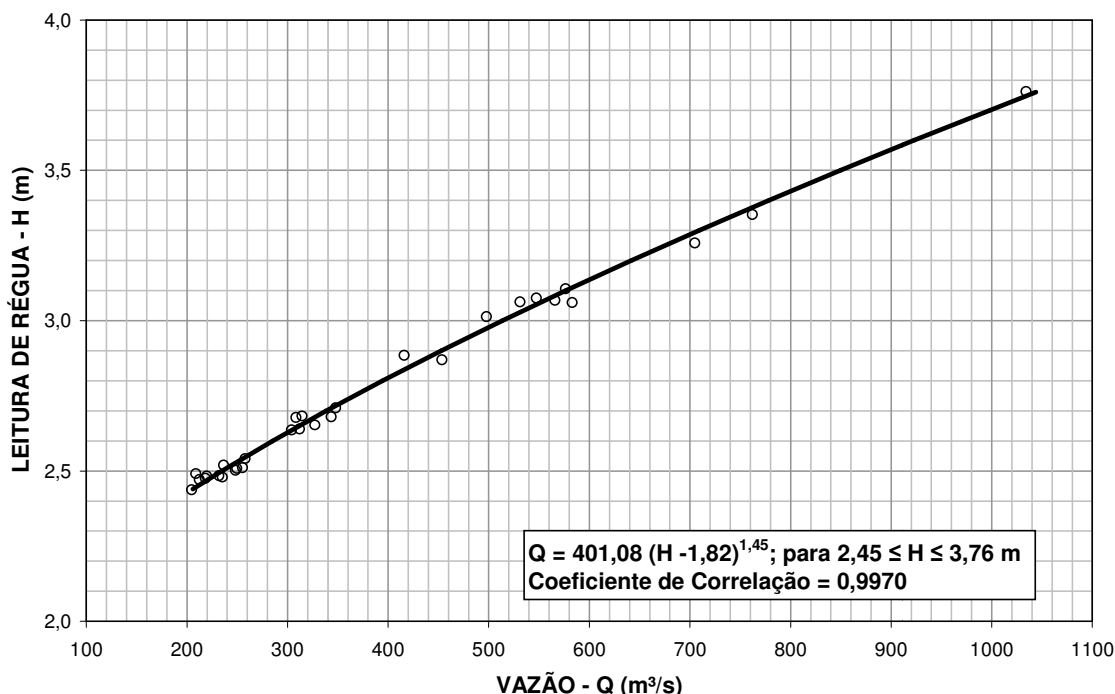
Nº	Data	Nível d'Água (m)	Vazão (m³/s)
1	30/12/1.998	3,08	547
2	14/1/1.999	2,87	454
3	18/1/1.999	3,26	705
4	25/1/1.999	3,06	583
5	19/2/1.999	3,07	566
6	27/2/1.999	3,35	762
7	2/3/1.999	3,76	1034
8	6/4/1.999	2,71	348

Tabela 5.21 (Continuação)
Nível d'Água e Vazão do Posto Itaacara ANA

Nº	Data	Nível d'Água (m)	Vazão (m³/s)
9	9/4/1.999	2,68	344
10	5/5/1.999	2,54	258
11	9/6/1.999	2,64	304
12	2/8/1.999	2,50	249
13	10/8/1.999	2,49	209
14	14/9/1.999..99	2,44	205
15	14/10/1.999	2,48	220
16	30/11/1.999	2,64	312
17	21/12/1.999	2,68	314
18	25/1/2.000	2,89	416
19	14/3/2.000	3,11	576
20	25/4/2.000	3,06	531
21	30/5/2.000	2,52	236
22	4/7/2.000	2,48	218
23	10/8/2.000	2,51	250
24	12/9/2.000	2,47	213
25	3/10/2.000	2,49	232
26	8/11/2.000	2,48	235
27	12/12/2.000	2,68	308
28	6/2/2.001	3,01	498
29	27/3/2.001	2,51	255
30	17/4/2.001	2,65	327

A Figura 5.42 apresenta a curva-chave interpolada para esse posto.

**Figura 5.42 - Curva-Chave Interpolada do Posto Itaocara ANA
Período: 30/12/1998 a 17/04/2001**



Essa curva-chave foi empregada no presente estudo mesmo para níveis d'água superiores ao do seu limite de validade (extrapolação logarítmica).

5.1.7.12 Fluviograma

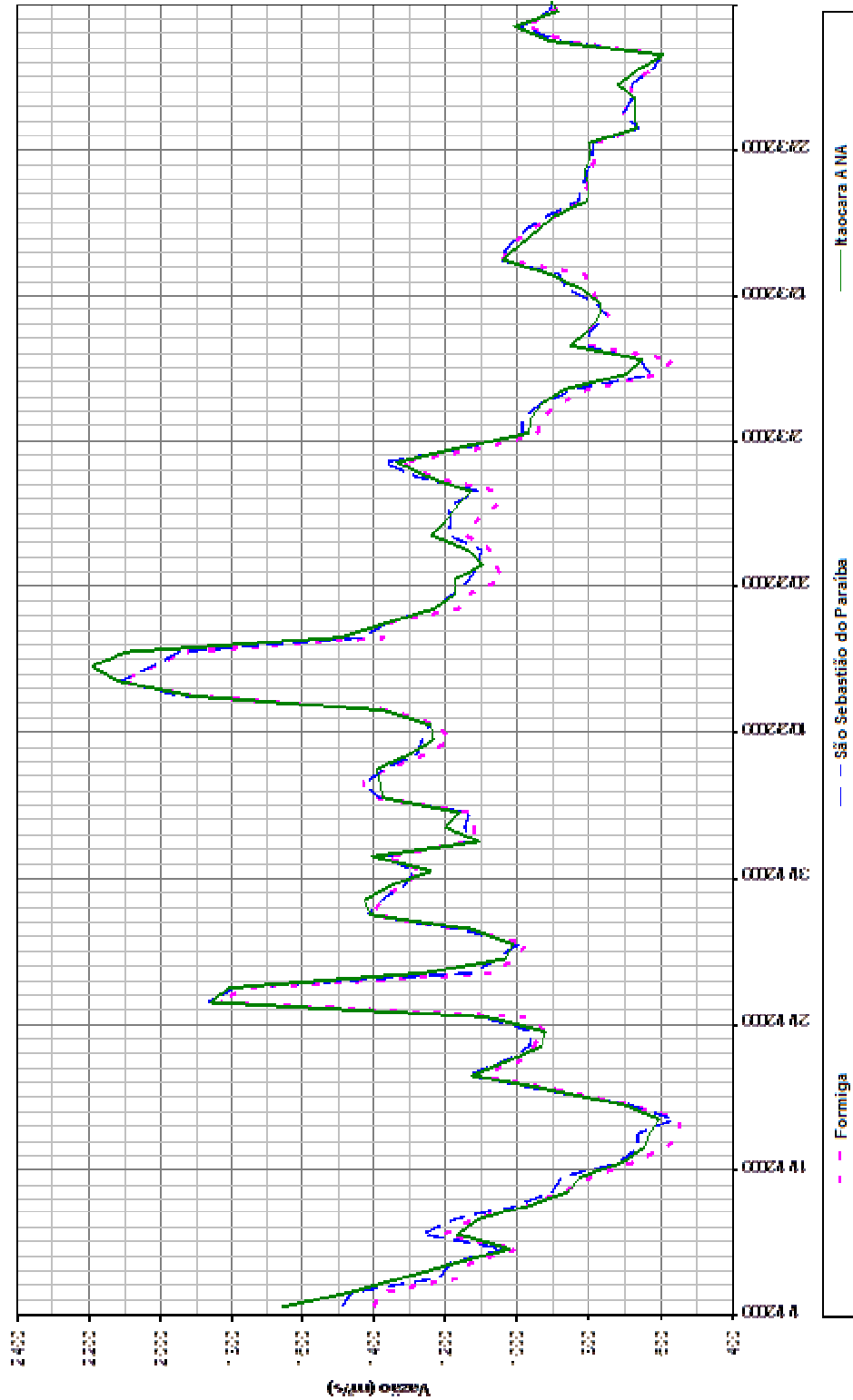
Com a finalidade de verificar a consistência das curvas-chave estabelecidas para os postos que controlam a vazão total do rio Paraíba do Sul, foram desenhados os fluviogramas mostrados na Figura 5.43.

Esses gráficos privilegiam o período janeiro/2.009 a março/2.009, no qual foram realizados os levantamentos dos perfis de linha d'água que subsidiaram, principalmente, os estudos de remanso do reservatório da UHE Itaocara I.

As vazões correspondentes foram obtidas com base em níveis d'água devidamente consistidos, os quais são apresentados no Anexo correspondente. A análise dos fluviogramas em questão permite identificar algumas vazões incrementais negativas que não comprometem a qualidade dos estudos, já que:

- São de valor reduzido, apresentando um máximo de 9% e uma média de 2%, valores esses que são compatíveis com as imprecisões inerentes às práticas hidrométricas;
- Podem ser parcialmente explicados pelo fenômeno de armazenamento temporário de calha (propagação de onda de cheia).

Figura 5.43 - Fluviogramas de Vazões Médias Mensais
Período: 01/01/2.009 a 31/03/2.009



5.1.8 Curvas Cota x Área e Cota x Volume do Reservatório

As curvas cota x área x volume do reservatório da UHE Itacara I foram obtidas a partir de plantas, em escala 1:5.000, com curvas de nível a cada 1,0 m, resultantes de levantamento aerofotogramétrico realizado pela empresa LACTEC em junho de 2.009. As áreas foram extraídas com o auxílio do programa AutoCAD e o cálculo dos volumes entre curvas de nível adjacentes, foi efetuado associando-os a “trancos de cone”.

A Tabela 5.22 apresenta os dados assim determinados.

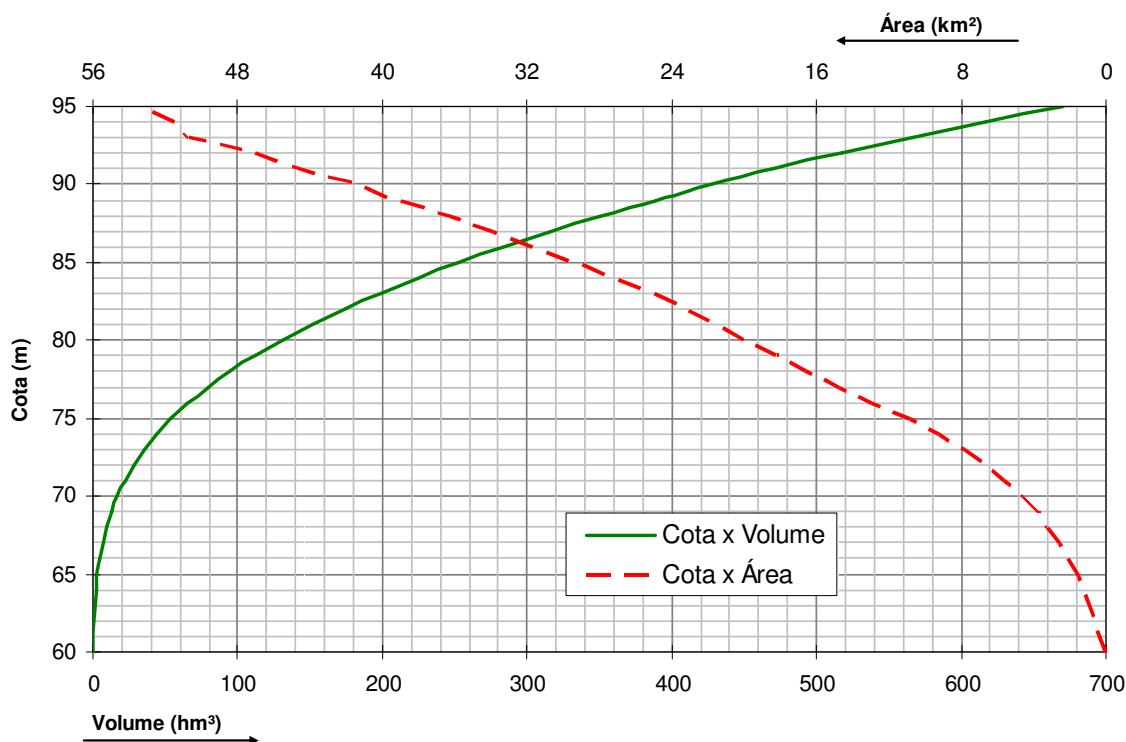
Tabela 5.22 - Curva Cota x Área x Volume para o Reservatório da UHE Itacara I

Cota (m)	Área (km ²)	Volume (hm ³)	Cota (m)	Área (km ²)	Volume (hm ³)
60	0,0	0,00	80	19,9	131,50
65	1,5	2,46	81	21,5	152,20
66	2,1	4,23	82	23,2	174,55
67	2,6	6,54	83	24,9	198,63
68	3,2	9,41	84	27,1	224,65
69	3,7	12,85	85	29,3	252,83
70	4,6	16,98	86	31,6	283,25
71	5,6	22,07	87	33,8	315,95
72	6,6	28,19	88	36,2	350,98
73	7,8	35,41	89	39,0	388,60
74	9,2	43,89	90	41,5	428,87
75	10,8	53,88	91	44,7	471,96
76	12,9	65,72	92	47,0	517,77
77	14,7	79,50	93	50,7	566,58
78	16,6	95,12	94	51,4	617,65
79	18,2	112,47	95	53,2	669,96

Nota: Curvas de nível entre as cotas 60 m (pé da barragem) e 65 m indisponíveis, em virtude de corresponderem às áreas submersas do rio Paraíba do Sul.

Utilizando-se os valores acima, efetuou-se o traçado das curvas em questão, que encontram-se representadas na Figura 5.44.

Figura 5.44 - Curva Cota x Área x Volume do Reservatório de Itacara I



Essas curvas podem ser expressas pelas equações seguintes:

$$A = 9,5451335 \times 10^{-5} H^4 - 3,0332551 \times 10^{-2} H^3 + 3,6389389 H^2 - 1,9350569 \times 10^2 H + 3,8314418 \times 10^3$$

$$H = -2,2447236 \times 10^{-10} V^4 + 4,1348927 \times 10^{-7} V^3 - 2,9049205 \times 10^{-4} V^2 + 1,1524476 \times 10^{-1} V + 6,8940421 \times 10^1$$

Onde:

$$A = \text{Área (km}^2\text{)}$$

$$V = \text{Volume (hm}^3\text{)}$$

$$H = \text{Cota (m)}$$

5.1.9 Hidrossedimentologia

Os estudos hidrossedimentológicos tiveram como finalidade estimar a vida útil e subsidiar as simulações de remanso que levam em conta o assoreamento do reservatório, fundamentaram-se nas “Diretrizes para Elaboração de Projeto Básico de Usinas Hidrelétricas” (ANEEL / Eletrobrás, 1.999) e no “Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios (ANEEL, 2.000).

As descargas sólidas foram calculadas com base em medições realizadas na região do aproveitamento desde 1.998, tendo sido considerados os efeitos de retenção de sedimentos nos reservatórios das UHEs Simplício e Itaocara II, a serem implantadas a montante. Utilizou-se o modelo HEC-6 para estimar a distribuição de sedimentos no reservatório e a altura de sedimentos no “pé” da Barragem.

É fundamental a realização dos monitoramentos recomendados no “Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios” a partir do momento em que o reservatório considerado seja implantado, de forma a verificar-se os resultados obtidos devem ser considerados indicativos, em função das vicissitudes dos fenômenos de erosão e transporte sólido e das incertezas inerentes aos métodos de previsão de assoreamento.

5.1.9.1 Considerações Sobre o Transporte Sólido no Rio Paraíba do Sul

Os estudos da ELETROBRÁS/IPH (1.992), no zoneamento hidrossedimentométrico do Brasil, enquadra a bacia do rio Paraíba do Sul na classe S1/Litoral Sul. Essa zona abrange a bacia do rio Paraíba do Sul e as bacias costeiras situadas ao sul desta, até o Rio Grande do Sul e caracteriza-se pelo relevo íngreme e pela alta erosividade das chuvas. A mata predomina como tipo de cobertura do solo que apresenta erodibilidade de média a alta. Estas combinações resultam, em concentrações médias anuais, da ordem de 100 mg/l e produções específicas de 155 t/km²/ano.

Vale ressaltar que nesse estudo, os valores e características indicadas em cada região constituem médias globais, destinadas a efetuar comparações. Portanto, os dados supracitados podem estar sujeitos a grandes variações locais e temporais.

5.1.9.2 Curva-Chave de Sedimentos

Para o estudo do assoreamento do futuro reservatório da UHE Itaocara I foram utilizados dados fornecidos pela LIGHT, provenientes de 31 (trinta e uma) medições de descargas sólidas efetuadas no período de 30/12/1.998 a 07/03/2.002 no posto Itaocara Jusante e 7 (sete) medições de descargas sólidas, realizadas no âmbito deste estudo pela COHIDRO, no posto Itaocara II Montante Formiga, no período de 03/03/2.009 a 24/03/2.009.

A Tabela 5.23 apresenta as descargas líquidas, as concentrações medidas e as descargas sólidas de suspensão e total fornecidas pela LIGHT e pela COHIDRO.

Tabela 5.23 - Concentrações Medidas e Descargas Sólidas do Rio Paraíba do Sul

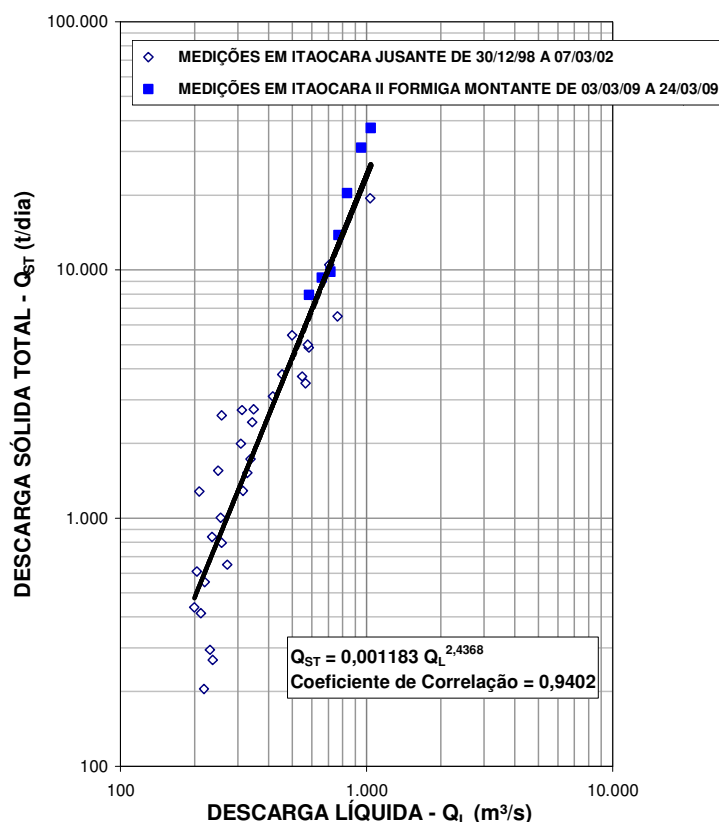
Posto	Data da Medição	Descarga Líquida (m³/s)	Concentração de Sólidos em Suspensão (mg/l)	Descarga Sólida em Suspensão (t/dia)	Descarga Sólida Total COLBY (t/dia)
Itaocara Jusante	30/12/1.998	547	-	2.178	3.723
	14/01/1.999	453	-	2.544	3.792
	18/01/1.999	705	-	7.370	10.482
	25/01/1.999	582	55	2.766	4.863
	19/02/1.999	565	35	1.709	3.494
	27/02/1.999	762	47	3.094	6.492
	02/03/1.999	1.034	117	10.453	19.451
	06/04/1.999	348	70	2.103	2.744
	09/04/1.999	343	63	1.868	2.431
	05/05/1.999	258	20	445	794
	10/08/1.999	209	52	944	1.280
	14/09/1.999	204	20	350	609
	14/10/1.999	220	16	298	552
	30/11/1.999	312	67	1.798	2.722
	21/12/1.999	315	26	719	1.287
	25/01/2.000	416	55	1.979	3.090
	14/03/2.000	577	57	2.850	5.000
	25/04/2.000	271	14	332	649
	30/05/2.000	237	6	114	268
	04/07/2.000	218	4	82	205
	10/08/2.000	249	47	1.005	1.553
	12/09/2.000	212	12	220	413
	03/10/2.000	231	6	120	294
	08/11/2.000	236	25	501	839
	12/12/2.000	308	48	1.271	1.995
	06/02/2.001	498	79	3.381	5.459
	27/03/2.001	255	28	614	1.003
	17/04/2.001	327	30	839	1.522
	16/05/2.001	337	33	949	1.728
	10/07/2.001	199	14	235	437
07/03/2.002	258	60	1.335	2.590	

Tabela 5.23 (Continuação)
Concentrações Medidas e Descargas Sólidas do Rio Paraíba do Sul

Posto	Data da Medição	Descarga Líquida (m ³ /s)	Concentração de Sólidos em Suspensão (mg/l)	Descarga Sólida em Suspensão (t/dia)	Descarga Sólida Total COLBY (t/dia)
Itaocara II Montante Formiga	03/03/2.009	1.041	251	22.572	37.337
	03/03/2.009	951	229	18.814	31.134
	04/03/2.009	833	165	11.877	20.381
	10/03/2.009	713	82	5.054	9.833
	11/03/2.009	770	114	7.585	13.810
	24/03/2.009	584	87	4.386	7.926
	24/03/2.009	659	87	4.951	9.305

Considerou-se que a relação Vazão Líquida-Descarga Sólida Total obtida com os dados gerados pelo “Método de Colby” é a representativa do regime hidrossedimentométrico do Rio Paraíba do Sul na região da UHE Itaocara I. A curva-chave de sedimentos correspondente é apresentada na Figura 5.45.

Figura 5.45 - Curvas-Chave de Sedimentos do rio Paraíba do Sul naUHE Itaocara



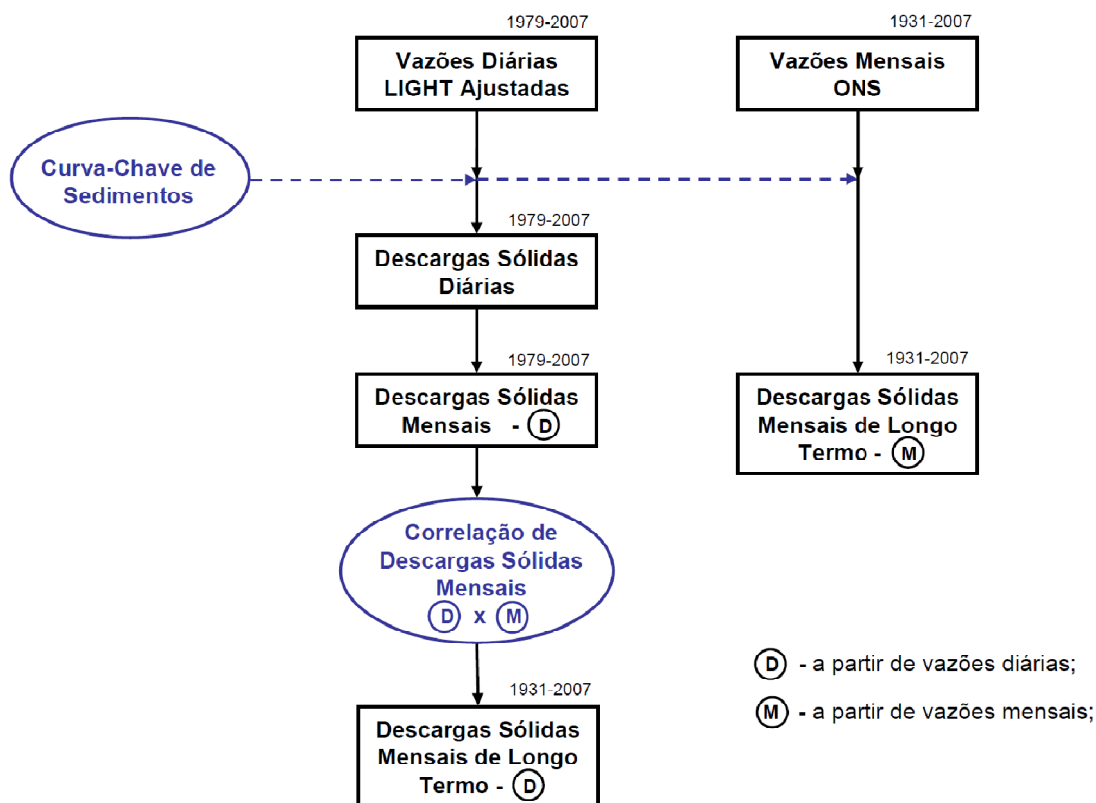
5.1.9.3 Descargas Sólidas Atuais

De posse da curva-chave de sedimentos supracitada, da série de vazões médias diárias regularizadas (fornecida pela LIGHT) e da série de vazões médias mensais regularizadas (disponibilizada pelo ONS), ambas em Ilha dos Pombos, foi possível estimar a descarga sólida total média na UHE Ilha dos Pombos já em fase de operação.

Como a utilização de vazões mensais, em detrimento de vazões diárias, leva-se à obtenção de descargas sólidas menos conservadoras, então optou-se pelo emprego de vazões diárias, a fim de se obter descargas sólidas mais realistas.

A Figura 5.46 apresenta de forma esquemática o processo utilizado na obtenção das descargas sólidas totais em Ilha dos Pombos.

Figura 5.46 - Processo de Obtenção das Descargas Sólidas Totais em UHE Ilha dos Pombos



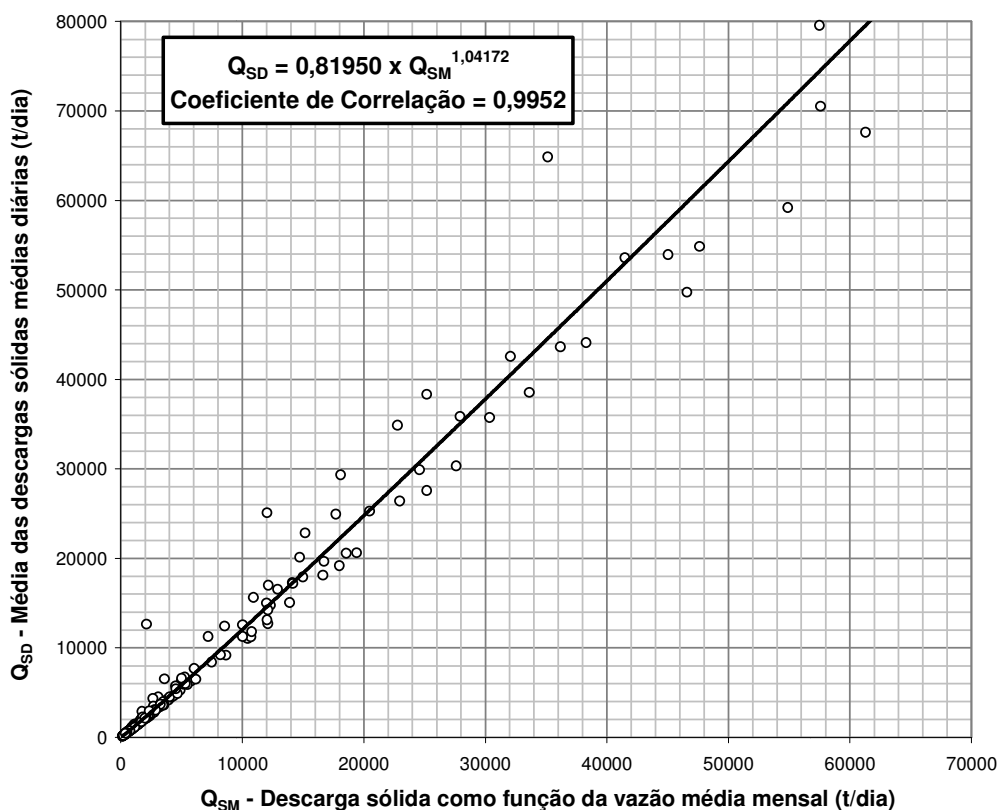
Notas:

1) Vazões Mensais ONS - *Série de Vazões Médias Mensais Regularizadas em UHE Ilha dos Pombos*: Série de vazões disponibilizada pelo ONS.

2) Vazões Diárias LIGHT Ajustadas - *Série de Vazões Médias Diárias Regularizadas AJUSTADA em UHE Ilha dos Pombos*: Série de vazões fornecida pela LIGHT, ajustada de forma a tornar-se compatível com a série de vazões médias mensais do ONS.

Observa-se que foram geradas, paralelamente, descargas sólidas mensais a partir da aplicação da curva-chave de sedimentos à série de vazões diárias fornecida pela LIGHT e à série de vazões mensais do ONS. Essas descargas sólidas mensais, originárias desses dois processos, foram correlacionadas como mostra a Figura 5.47.

Figura 5.47 - Correlação de Descargas Sólidas Médias Mensais
Período: jan/79-set/79; jan/82-dez/85; jan/95-dez/07



A partir dessa correlação foi possível estender e preencher a série de descargas sólidas médias mensais originárias da série de vazões diárias e obter a descarga sólida média em Ilha dos Pombos (8.368 t/dia), conforme relacionado na Tabela 5.24.

Tabela 5.24 - Série de Descargas Sólidas Médias Mensais na UHE Ilha dos Pombos

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA
1931	18.293	156.411	75.756	25.171	5.168	2.321	1.349	815	903	1.837	2.025	11.897	25.162
1932	56.030	35.750	25.863	4.250	2.819	2.452	781	708	540	959	1.687	20.763	12.717
1933	35.411	7.505	5.572	1.837	1.118	581	567	331	451	867	1.236	13.861	5.778
1934	43.701	5.090	6.709	2.101	849	458	288	198	224	288	307	12.160	6.031
1935	12.606	109.259	22.069	6.770	2.025	1.247	646	446	428	1.851	940	894	13.265
1936	798	2.765	58.858	11.853	1.621	603	336	283	567	416	684	7.277	7.172
1937	37.037	42.277	6.770	4.344	3.669	1.067	495	288	228	1.385	3.691	51.149	12.700
1938	40.149	28.154	20.217	8.217	2.967	1.531	903	1.247	798	1.908	3.998	13.435	10.294
1939	22.967	19.270	5.517	7.671	1.595	841	482	321	279	261	912	3.953	5.339
1940	19.740	45.545	27.137	3.909	1.385	823	488	302	307	603	4.043	6.556	9.236
1941	10.390	3.062	6.139	3.005	959	603	588	297	1.203	1.582	2.435	12.833	3.591
1942	11.128	9.302	22.516	5.168	2.209	1.108	1.007	470	331	806	2.147	13.813	5.834
1943	87.508	43.893	24.288	5.572	1.894	1.326	724	632	540	1.937	1.647	9.993	14.996
1944	9.153	38.707	67.483	7.738	1.908	1.047	732	464	351	394	661	2.571	10.934
1945	10.837	42.748	11.128	6.989	1.269	1.097	1.149	458	416	316	1.181	7.671	7.105
1946	59.088	7.772	12.742	5.116	1.225	832	547	356	236	603	1.432	1.608	7.630
1947	33.994	52.853	209.182	18.349	4.585	1.996	2.419	1.349	1.373	1.809	4.043	20.278	29.353
1948	16.590	35.075	51.784	10.310	2.765	1.292	684	724	428	470	1.037	7.806	10.747
1949	23.163	44.182	10.111	3.158	1.017	969	639	411	283	554	912	4.683	7.507
1950	35.243	76.696	26.003	14.005	4.321	1.139	764	411	321	654	2.747	14.639	14.745
1951	21.379	29.646	43.128	17.074	2.930	1.097	969	646	411	446	367	1.981	10.006
1952	20.278	44.666	63.081	8.677	1.996	1.740	940	561	716	684	3.081	5.221	12.637
1953	1.727	3.277	2.783	3.669	1.420	724	446	297	321	270	1.713	3.821	1.706
1954	1.225	3.024	1.373	1.303	1.017	534	224	148	122	209	356	806	862
1955	8.534	1.396	1.087	1.303	476	341	170	119	96	157	588	3.563	1.486
1956	2.856	1.057	5.994	1.149	806	740	372	470	270	293	574	4.683	1.605
1957	6.739	7.772	26.566	19.504	2.162	1.057	716	399	781	416	1.494	4.961	6.047
1958	1.647	10.230	5.655	2.967	3.024	1.621	756	331	527	894	2.503	5.738	2.991
1959	27.353	4.274	14.247	7.277	997	514	331	388	202	311	2.116	1.781	4.983
1960	5.599	17.788	63.923	5.221	2.025	1.160	724	547	378	458	841	8.044	8.892
1961	80.667	77.780	82.346	14.101	5.248	1.996	1.108	684	326	293	654	1.880	22.257
1962	9.993	80.667	21.503	3.542	1.326	781	482	346	482	903	3.563	11.897	11.291
1963	12.471	15.493	4.986	1.108	534	394	266	209	184	205	781	311	3.078
1964	3.317	28.597	4.089	1.634	885	428	554	270	202	772	1.108	4.021	3.823
1965	36.091	71.935	31.815	5.012	6.465	2.272	1.457	885	540	1.937	3.887	8.641	14.245
1966	109.593	9.453	32.451	8.357	3.120	1.373	789	595	470	1.087	16.272	19.978	16.962
1967	120.626	143.067	112.292	21.566	5.090	2.892	1.634	885	700	654	4.250	11.551	35.434
1968	16.219	4.043	7.021	2.055	756	434	321	346	367	383	253	2.304	2.875
1969	8.044	3.864	5.738	2.225	669	632	372	362	236	646	3.842	8.750	2.948
1970	9.265	7.473	8.392	1.700	756	422	495	321	1.097	1.087	1.326	1.338	2.806
1971	1.469	236	2.948	669	372	561	205	136	288	748	2.272	12.072	1.831
1972	7.638	18.180	21.379	3.627	894	677	595	464	253	1.303	3.521	6.023	5.379
1973	17.183	22.709	5.627	5.823	1.647	858	661	446	351	885	3.931	7.671	5.649
1974	15.442	6.345	12.970	6.895	1.531	1.160	732	362	236	520	482	4.512	4.266

Tabela 5.24 (Continuação)
Série de Descargas Sólidas Médias Mensais na UHE Ilha dos Pombos

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA
1975	19.504	16.219	6.286	1.952	832	428	422	249	177	781	3.909	10.592	5.112
1976	8.677	10.270	10.310	5.301	2.256	2.402	2.658	1.192	2.520	3.542	6.052	16.378	5.963
1977	22.580	7.505	2.537	4.585	1.225	724	405	232	534	372	1.908	13.813	4.702
1978	33.912	8.713	10.151	1.952	988	922	514	288	202	270	1.608	2.085	5.134
1979	6.273	53.581	11.141	2.834	1.824	998	666	596	947	495	4.392	8.044	7.649
1980	23.954	10.961	3.297	6.647	1.047	684	534	336	297	482	1.160	9.153	4.879
1981	30.797	6.286	5.142	2.640	959	617	341	244	167	588	3.953	15.958	5.641
1982	19.665	6.193	44.110	22.827	2.343	1.657	1.185	936	359	1.128	1.752	24.946	10.592
1983	67.614	30.333	26.399	18.118	6.303	43.638	5.872	1.995	20.123	12.709	17.917	38.553	24.131
1984	20.574	4.269	3.411	4.194	3.589	974	586	576	491	379	591	1.734	3.447
1985	64.864	79.557	59.194	11.046	3.615	12.651	961	637	678	651	1.417	4.510	19.982
1986	9.682	13.861	21.754	2.930	1.258	581	540	507	253	160	194	12.028	5.312
1987	14.738	19.445	5.517	12.116	4.909	2.658	684	351	470	501	540	5.435	5.614
1988	10.511	90.310	28.154	7.084	4.961	2.676	1.118	574	351	1.027	2.085	1.660	12.543
1989	21.503	31.342	27.570	8.044	1.923	1.781	1.017	1.007	876	708	1.047	3.257	8.340
1990	4.250	815	3.976	2.304	988	411	416	326	464	488	520	581	1.295
1991	17.237	23.293	18.124	27.934	4.392	1.214	789	428	372	1.349	561	1.809	8.125
1992	28.671	5.711	3.998	1.781	1.361	470	495	274	1.087	1.781	6.435	8.148	5.018
1993	3.459	11.466	14.589	9.340	1.292	1.017	440	266	394	1.077	434	815	3.716
1994	8.499	2.676	11.338	6.739	3.864	1.108	527	362	191	198	748	5.090	3.445
1995	2.545	53.930	5.299	2.193	779	371	349	182	134	1.499	3.207	5.933	6.368
1996	35.755	27.581	49.750	9.196	2.489	1.232	709	529	4.344	1.080	25.086	11.216	14.081
1997	54.867	15.060	12.584	2.791	1.388	1.440	319	249	346	727	1.807	3.960	7.961
1998	4.477	17.006	4.664	1.851	688	661	287	274	228	1.397	1.904	2.599	3.003
1999	29.910	19.181	14.769	2.554	863	783	504	284	232	286	700	6.518	6.382
2000	38.314	11.805	7.702	4.544	824	524	464	408	1.046	372	1.169	6.003	6.098
2001	6.737	8.408	3.507	1.991	652	344	227	174	209	497	1.013	3.998	2.313
2002	16.558	20.623	4.882	1.222	797	372	313	257	338	167	1.467	12.426	4.952
2003	34.873	11.260	6.592	2.224	877	542	434	367	348	898	2.898	5.728	5.587
2004	15.626	29.330	17.303	13.119	3.682	3.083	2.238	928	512	1.205	2.260	15.016	8.692
2005	35.873	42.570	17.212	9.221	3.623	2.159	1.471	897	819	717	2.530	11.271	10.697
2006	5.429	25.257	6.496	2.131	1.104	683	499	433	435	1.258	3.690	15.188	5.217
2007	70.518	14.245	3.061	1.729	1.148	751	510	455	214	441	2.162	2.962	8.183
MÍNIMO	798	236	1.087	669	372	341	170	119	96	157	194	311	862
MÉDIA	24.904	27.901	22.702	6.716	2.083	1.796	771	488	778	965	2.658	8.660	8.368
MÁXIMO	120.626	156.411	209.182	27.934	6.465	43.638	5.872	1.995	20.123	12.709	25.086	51.149	35.434

Através de relação entre áreas de drenagem foram calculadas as descargas sólidas naturais nos sítios daUHE Simplício, daUHE Itaocara I e daUHE Itaocara II. A Tabela 5.25 apresenta essas descargas médias sólidas totais.

**Tabela 5.25 - Descargas Sólidas Totais Médias Naturais
Período: 1.931 a 2.007**

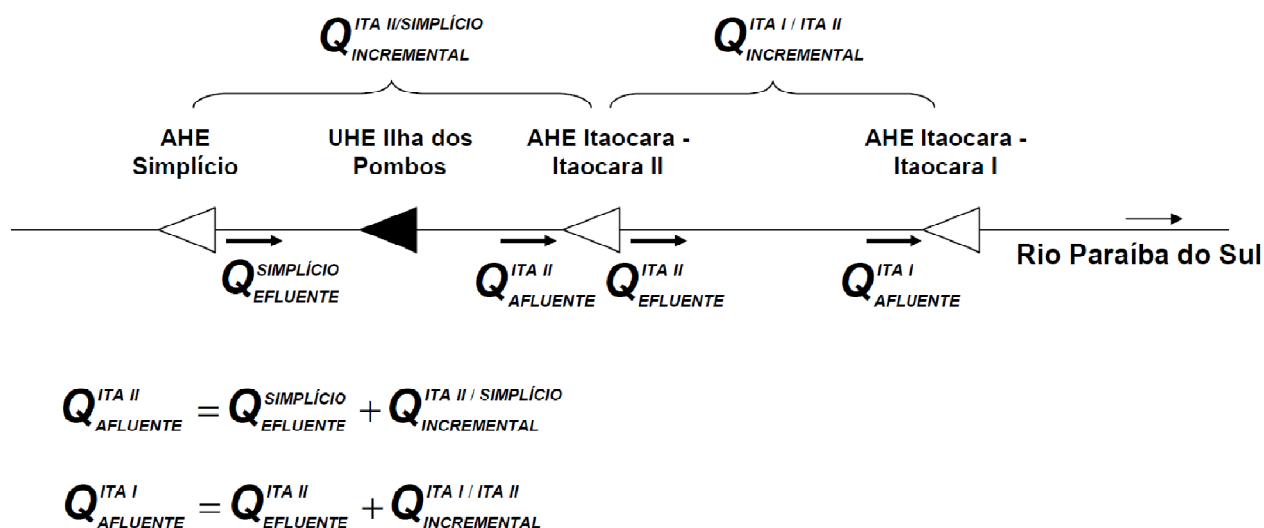
UHE	Área de drenagem (km ²)	Descarga Sólida (t/dia)
Ilha dos Pombos	32.137	8.368
Simplício	29.815	7.764
Itaocara II	32.806	8.543
Itaocara I	33.680	8.770

5.1.9.4 Descargas Sólidas Após a Implantação das Usinas Hidrelétricas

Tendo em vista, também, a futura criação dos reservatórios das UHEs Simplício e de Itaocara II, fez-se mister considerar a retenção de sedimentos por eles promovida. Desprezou-se, contudo, a influência do reservatório da UHE Ilha dos Pombos, em virtude de sua pequena dimensão e avançada idade que resultam num presumido equilíbrio sedimentológico.

A Figura 5.48 mostra o esquema utilizado no cálculo das futuras descargas sólidas afluentes aos reservatórios das UHEs Itaocara I e Itaocara II.

Figura 5.48 - Esquema de Obtenção das Descargas Sólidas Afluentes aos Reservatórios



As descargas sólidas incrementais entre as futuras UHEs Itaocara II/Simplício e Itaocara I/Itaocara II, foram obtidas pela diferença das descargas sólidas atuais apresentadas na Tabela 5.25.

Para a determinação das descargas sólidas efluentes dos reservatórios de Simplício e Itaocara II foram realizadas simulações do assoreamento dos seus reservatórios, utilizando o método descrito no **item 5.1.9.6**. Os resultados obtidos mostram que a retenção de sedimentos nesses reservatórios se dá a uma taxa aproximadamente constante ao longo das primeiras décadas. Dessa forma, para as eficiências de retenção podem ser considerados os valores de cerca de 55% para aUHE Simplício e de 16% para aUHE Itaocara II.

A Tabela 5.26 reúne as descargas sólidas totais afluentes aos aproveitamentos consideradas neste estudo.

Tabela 5.26 - Descargas Sólidas Após Implantação dos Reservatórios

UHE	Descarga Sólida (t/dia)		
	Afluente	Efluente	Incremental
Simplício	7.764	3.494	N/A
Itaocara II	4.273	3.589	779
Itaocara I	3.816	661	227

Nota: A descarga sólida incremental refere-se à bacia da UHE em questão e aquele a montante.

5.1.9.5 Granulometria e Peso Específico dos Sedimentos

A análise granulométrica dos sedimentos transportados em suspensão e arrasto pelo rio Paraíba do Sul, realizada pela COHIDRO e pela LIGHT, a partir de medições de descargas sólidas executadas no posto Itaocara II Montante Formiga e Itaocara Jusante, apresentou os valores médios mostrados na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Granulometria Média dos Sedimentos

Sedimento	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
Suspensão	44,93	50,67	4,40
Fundo (arrasto)	0,00	0,00	100,00
Total	42,68	48,14	9,18

Nota: Na determinação da granulometria do sedimento total, considerou-se o sedimento de arrasto como 5% do sedimento em suspensão. Este percentual é inferior ao usualmente adotado, o que se justifica pela existência de reservatórios a montante que retêm grande parcela do material de fundo.

O peso específico aparente inicial do sedimento foi calculado segundo as equações abaixo (Lara e Pemberton apresentado por Strand, 1.974):

$$\gamma_i = W_c \times p_c + W_m \times p_m + W_s \times p_s$$

$$K = K_c \times p_c + K_m \times p_m + K_s \times p_s$$

onde:

- γ_i = peso específico aparente inicial do depósito de sedimentos (t/m^3);
- c, m, s = índices representativos das faixas granulométricas correspondentes a silte, argila e areia, respectivamente;
- W = peso específico inicial, tabelado segundo a faixa granulométrica e o tipo de operação do reservatório;
- K = constante de compactação tabelada segundo descrito acima;
- p = frações médias de argila, silte e areia presentes no depósito de sedimento;

Considerando que o reservatório da UHE Itaipava I terá uma operação do “Tipo 1 – Sedimento sempre ou quase sempre submerso”, segundo os critérios de Strand, 1.974 e que para este tipo de reservatório os valores de W_i e K_i são os indicados na Tabela 5.28, a seguir, essas equações resultam em:

$$\gamma_i = 0,86 \text{ t/m}^3;$$

$$K = 0,15334$$

Tabela 5.28 - Constantes W_i e K_i para Cálculo do Peso Específico Aparente (Strand, 1.974)

Argila		Silte		Areia	
Wc	Kc	Wm	Km	Ws	Ks
0,416	0,2563	1,121	0,0913	1,554	0

Nota: Reservatórios com operação do “Tipo 1 – Sedimento sempre ou quase sempre submerso”.

O peso específico médio das várias camadas de sedimentos depositadas ao longo do tempo (γ_T) varia conforme as idades dessas camadas e pode ser estimado pela equação a seguir:

$$\gamma_T = \gamma_i + 0,4343 \times K \left(\frac{T}{T-1} \times \ln T \right)$$

onde:

T = tempo de operação do reservatório (anos).

5.1.9.6 Cálculo dos Volumes de Assoreamento do Reservatório

Na simulação do assoreamento dos reservatórios em estudo foi empregada a seguinte equação:

$$S = \frac{365 \times Q_{ST} \times E_r}{\gamma_T}$$

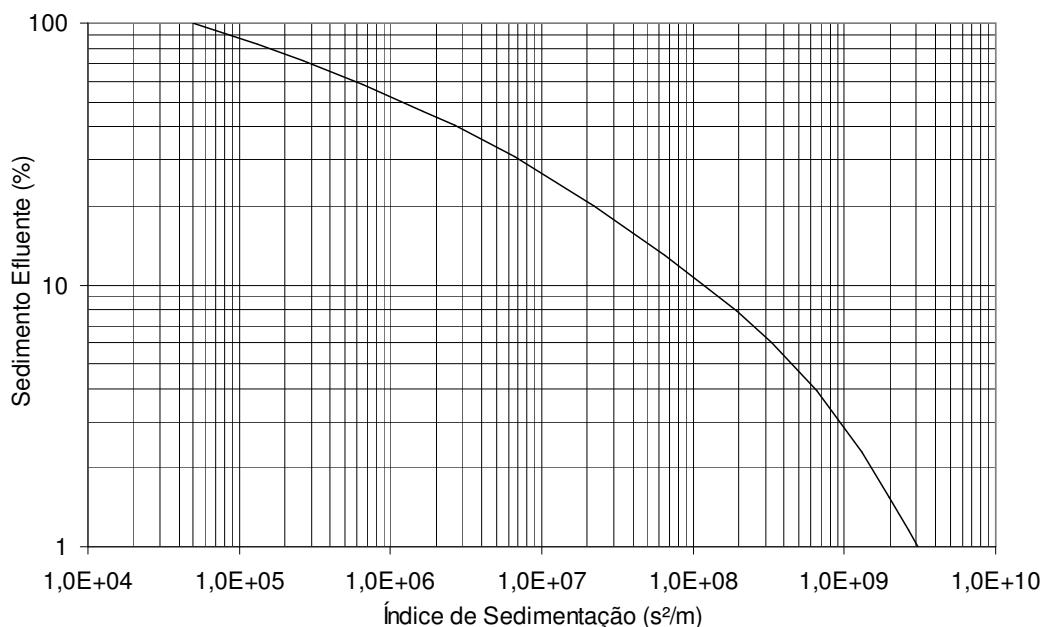
onde:

- S = Volume de sedimento retido no reservatório (m³/ano);
- Q_{ST} = Descarga sólida total média afluyente ao reservatório (t/dia);
- E_r = Eficiência de retenção do reservatório;
- γ_T = Peso específico aparente médio dos depósitos (t/m³);

Para a obtenção dos valores da eficiência de retenção E_r utilizou-se a “Curva de Churchill”, em decorrência dos resultados dos estudos de Borland (“River Mechanics”, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1.971) que indicaram que essa curva conduz a melhores resultados que a “Curva de Brune”.

A Figura 5.49 representa essa curva, adaptada para unidades métricas.

Figura 5.49 - Curva de Churchill



Dessa forma, foram determinados os índices de sedimentação (IS), empregando-se a equação:

$$IS = \frac{V^2}{Q^2 \times L}$$

onde:

V = volume do reservatório = variável com o tempo;

Q = vazão média afluente;

L = comprimento do reservatório.

Esses dados, relativos aos reservatórios considerados, são apresentados na Tabela 5.29.

Tabela 5.29 - Dados para a Simulação do Assoreamento

Reservatório das UHEs	Volume inicial do Reservatório (m ³)	Vazão média Afluente (m ³ /s)	Comprimento (m)
Simplício	83,8 x 10 ⁶	395	17.500
Itacara II	28,6 x 10 ⁶	432	22.248
Itacara I	412,8 x 10 ⁶	448	23.759

Nota: Dados da UHE Simplício extraídos do Relatório do Projeto Básico/FURNAS 2.006). Ver, também, outros dados incluídos no Anexo correspondente aos Estudos Hidrometeorológicos.

Empregando-se os valores das Tabela 5.27 e Tabela 5.29 foram efetuadas simulações de assoreamento dos reservatórios em questão.

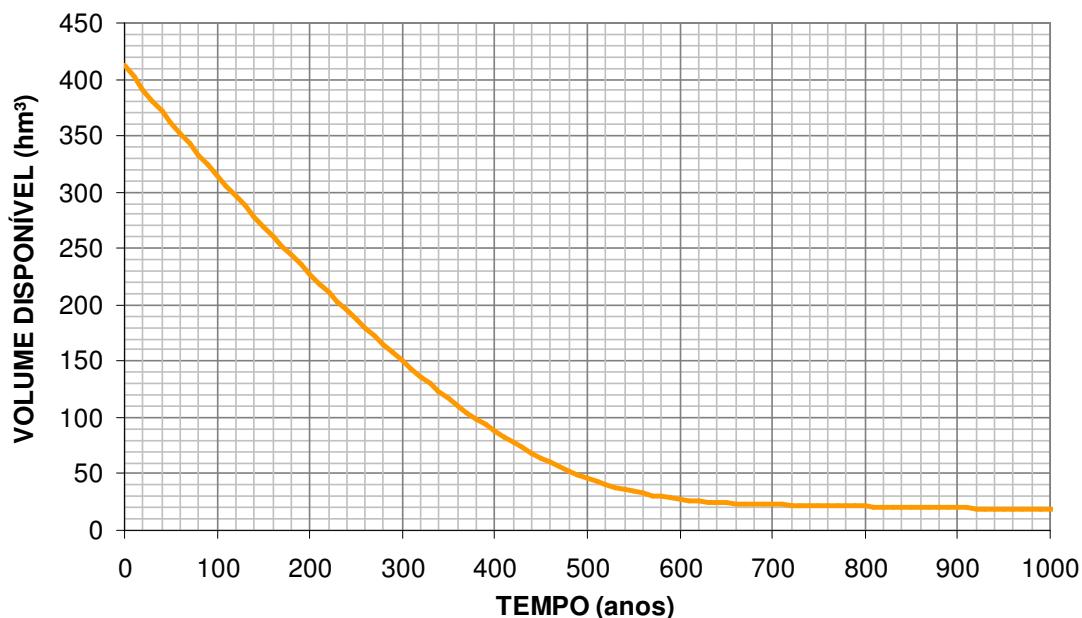
A Tabela 5.30 apresenta as estimativas das variáveis envolvidas no processo de simulação do assoreamento para diversos anos de operação do reservatório da UHE Itacara I.

A Figura 5.50 permite visualizar a diminuição da capacidade do reservatório devido ao processo de assoreamento.

Tabela 5.30 - Simulação do Assoreamento do Reservatório da UHE Itaocara I

Ano		Índice de Sedimentação (s ² /m)	Sedimento Efluente (%)	Sedimento retido (t)	Sedimento retido acumulado (t)	Peso específico (t/m ³)	Volume final (hm ³)	
Início	Fim						Assoreado	Disponível
0	10	3,60E+07	16,93	11.573.392	11.573.392	1,040	11,13	401,63
10	20	3,41E+07	17,17	11.539.787	23.113.179	1,075	21,51	391,25
20	30	3,23E+07	17,40	11.508.355	34.621.534	1,096	31,58	381,18
30	40	3,07E+07	17,62	11.477.774	46.099.308	1,112	41,46	371,30
40	50	2,91E+07	17,83	11.447.772	57.547.080	1,124	51,18	361,58
50	60	2,76E+07	18,04	11.418.236	68.965.316	1,135	60,78	351,98
60	70	2,62E+07	18,25	11.389.112	80.354.428	1,144	70,27	342,49
70	80	2,48E+07	18,46	11.360.374	91.714.802	1,151	79,66	333,10
80	90	2,34E+07	18,66	11.332.012	103.046.813	1,158	88,98	323,78
90	100	2,22E+07	18,86	11.304.024	114.350.837	1,164	98,21	314,55
100	110	2,09E+07	19,13	11.266.975	125.617.812	1,170	107,36	305,40
110	120	1,97E+07	19,52	11.212.166	136.829.978	1,175	116,42	296,34
120	130	1,86E+07	19,93	11.155.155	147.985.133	1,180	125,38	287,38
130	140	1,75E+07	20,36	11.095.790	159.080.923	1,185	134,25	278,51
140	150	1,64E+07	20,80	11.033.909	170.114.832	1,189	143,03	269,73
150	160	1,54E+07	21,27	10.969.341	181.084.173	1,194	151,72	261,04
160	170	1,44E+07	21,75	10.901.903	191.986.076	1,198	160,31	252,45
170	180	1,35E+07	22,26	10.831.397	202.817.473	1,201	168,81	243,95
180	190	1,26E+07	22,79	10.757.613	213.575.085	1,205	177,21	235,55
190	200	1,17E+07	23,34	10.680.323	224.255.408	1,209	185,52	227,24
290	300	5,23E+06	30,73	9.650.877	325.836.183	1,241	262,55	150,21
390	400	1,84E+06	43,43	7.880.979	413.395.134	1,273	324,68	88,08
490	500	5,14E+05	63,89	5.030.490	477.373.413	1,302	366,55	46,21
590	600	1,73E+05	82,71	2.409.380	511.911.232	1,329	385,19	27,57
690	700	1,11E+05	89,34	1.484.735	529.900.337	1,358	390,10	22,66
790	800	9,51E+04	91,40	1.197.810	543.013.291	1,386	391,69	21,07
890	900	8,29E+04	93,13	956.798	553.646.533	1,408	393,09	19,67
990	1000	7,35E+04	94,55	758.801	562.082.306	1,426	394,21	18,55
1990	2000	4,79E+04	98,91	152.258	596.270.869	1,499	397,72	15,04
2990	3000	4,43E+04	99,57	60.033	605.824.688	1,521	398,28	14,48
3990	4000	4,33E+04	99,78	31.100	610.140.510	1,531	398,45	14,31

Figura 5.50 - Redução do Volume do Reservatório da UHE Itacara I pelo Assoreamento



A Tabela 5.31 apresenta os tempos estimados para o assoreamento do reservatório até as cotas do canal de aproximação/adução da estrutura da Tomada d'Água, soleira do Vertedouro e assoreamento total do reservatórios, na cota do NA máximo normal.

Tabela 5.31 - Tempos Estimados de Assoreamento (anos)

Discriminação	Cota (m)	Volume (hm³)	Tempo (anos)
Canal de Aproximação/Adução da Tomada d'Água	60,00	35,41	34
Soleira do Vertedouro	76,00	65,72	65
NA Máximo Normal	89,60	412,76	4.000

Na obtenção desses tempos, considerou-se que a superfície do depósito de sedimentos é horizontal, o que se constitui em hipótese conservadora, já que o assoreamento tende a ocorrer de montante para jusante. Dessa forma, realizou-se o estudo, considerando a distribuição desuniforme dos depósitos ao longo do reservatório, de forma a permitir uma caracterização mais realista do tempo para que a operação do empreendimento seja afetada, o que ocorre a partir do momento que os sedimentos atingem a soleira do canal de aproximação/adução da Tomada d'Água.

5.1.9.7 Distribuição dos Sedimentos no Reservatório

Para avaliar a distribuição dos sedimentos no reservatório, foi utilizado o Modelo Matemático/HEC-6 "Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs", distribuído pelo U.S Army Corps of Engineers.

O modelo *HEC-6* é um modelo numérico unidimensional de fundo móvel, destinado à simulação do escoamento em canais e à previsão de mudanças geométricas nas seções fluviais e nos perfis de linha de água, resultantes da erosão e do assoreamento, através de longos períodos de tempo.

Nas simulações aplicadas em reservatórios, caso do presente trabalho, o modelo calcula os depósitos ao longo do perfil longitudinal, prevendo os volumes e locais de assoreamento e fornecendo as seções transversais modificadas após o processo de transporte sólido.

Essas seções foram utilizadas para subsidiar os estudos de remanso referentes aos cenários de 10 e 30 anos de idade do reservatório e para avaliar a vida útil operacional do empreendimento UHE.

a) Dados de Entrada

O modelo necessita que sejam fornecidos os elementos discriminados em seguida. Seguem, também, comentários sobre o uso das informações disponíveis que em alguns casos, sofreram adequações visando à calibração do modelo (**item c**).

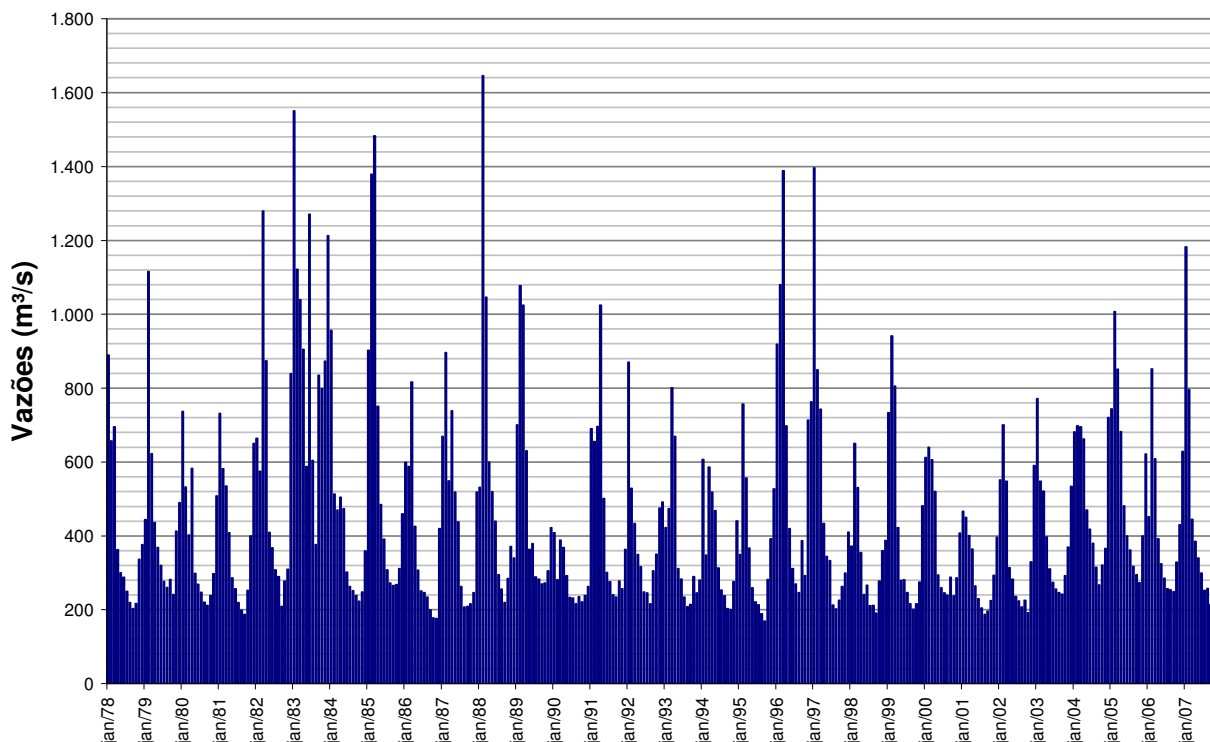
- **Geometria do trecho fluvial a ser simulado**, a qual é representada pelas seções topobatimétricas e pelas distâncias entre as mesmas. Na modelagem sedimentológica foi mantida a mesma geometria construída e calibrada para o modelo hidráulico (**Ver item 5.1.10**);
- **Características do leito móvel de cada uma das seções**. A modelagem de leito móvel necessita que sejam especificados os limites, horizontais e verticais, do volume de controle, os quais devem ser definidos para cada seção transversal do modelo. Esses limites definem a região da seção transversal passível de erosão.

No presente estudo, admitiu-se que a erosão pode ocorrer apenas entre os pontos que caracterizam a calha principal no modelo hidráulico, tendo sido considerada nula a máxima profundidade erodível abaixo de cada seção inicial. Essa premissa justifica-se pela constatação *“in situ”* da predominância de leito rochoso ao longo de todo estirão modelado.

- **Hidrograma a ser simulado** - o modelo se baseia na equação de movimento permanente, uniformemente variado, aproximando o hidrograma afluente por uma sequência de períodos de escoamento permanente (vazão variável por patamares);

Da série de vazões médias mensais regularizadas em UHE Itacara I, foi utilizado para a modelagem o período de 30 anos mais recente – 1.978 a 2.007. Dessa forma, tem-se um período compatível com os cenários de simulação acima mencionados e vazões teoricamente mais representativas das condições fluviais futuras. A Figura 5.51 apresenta o hidrograma correspondente.

Figura 5.51 - Hidrograma Empregado na Modelagem



- **Características hidráulicas** - o perfil de linha d'água é calculado para cada período de regime permanente simulado, usando o "standard step method" para resolver as equações de continuidade e de energia. As perdas por atrito são calculadas pela fórmula de Manning, com os coeficientes de rugosidade (n) podendo variar em função da altura do escoamento, em cada seção transversal. O modelo calcula ainda as perdas localizadas devido à contração ou à expansão do escoamento.

Conforme já mencionado, neste estudo foram mantidos os coeficientes de Manning, de contração e expansão obtidos na calibração do modelo hidráulico HEC-RAS, realizada na primeira etapa do estudo de remanso (ver item 5.1.10).

- **Condição de contorno** - os níveis d'água a jusante do trecho a ser modelado devem ser especificados, através de uma curva-chave.

No caso da calibração do modelo foi adotada a seção S-27, correspondente ao posto Itaocara Jusante. Já para as simulações, considerou-se a seção S-22 (Eixo da UHE Itaocara I) com nível constante de 89,6 m, correspondente ao nível d'água máximo normal do reservatório de UHE Itaocara I.

- **Carga de sedimentos** - o aporte de sedimentos ao estirão simulado é calculado através da curva-chave de sedimentos, dada pela relação entre a descarga líquida e a descarga sólida total (arraste + suspensão). Essa curva deve ser inserida na seção mais a montante do trecho modelado (S-9). Foi utilizada a curva-chave de sedimentos definida no item 5.1.9.2 (Figura 5.53).

Para a caracterização do material transportado pelo rio foram utilizadas as granulometrias médias do material do leito e do material em suspensão, obtidas com base nas medições de descarga sólida realizadas pela LIGHT e pela COHIDRO. A Tabela 5.32 apresenta os percentuais relativos às faixas granulométricas adotadas.

Tabela 5.32 - Granulometria do Material Sólido Transportado

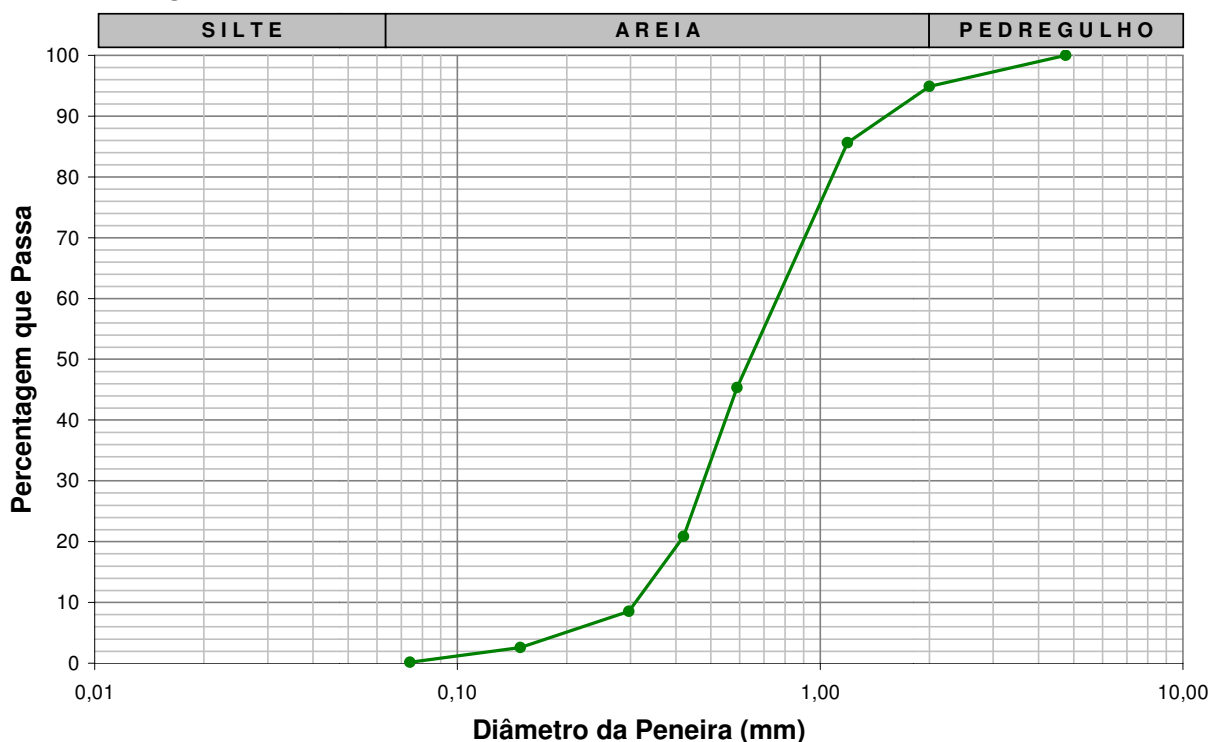
Diâmetro	Classificação HEC-6		Granulometria Padrão Adotada
0 / 0,004	CLA	Argila Grossa	42,68
0,004 / 0,008	SILT	Silte muito fino	10,25
0,008 / 0,016	SILT	Silte fino	14,86
0,016 / 0,031	SILT	Silte médio	10,07
0,031 / 0,0625	SILT	Silte Grosso	12,96
0,062 / 0,125	VFS	Areia muito fina	3,05
0,125 / 0,25	FS	Areia fina	1,44
0,25 / 0,5	MS	Areia média	1,50
0,5 / 1	CS	Areia Grossa	2,00
1 / 2	VCS	Areia muito grossa	0,95
2 / 4	VFG	Pedregulho muito	0,17
4 / 8	FG	Pedregulho fino	0,07
8 / 16	MG	Pedregulho médio	0,00
Totalização			100

Nota: Na determinação da granulometria do material sólido transportado, considerou-se o sedimento de arrasto como 5% do sedimento em suspensão. Este percentual é inferior ao usualmente adotado, o que se justifica pela existência de reservatórios a montante que retêm grande parcela do material de fundo.

- **Granulometria do material de fundo** - deve ser fornecida para cada seção, de acordo com a classificação do AGU/ American Geophysical Union.

Com base nas medições de descarga sólida realizadas pela LIGHT e pela Cohidro, foi definida uma granulometria média representativa de todas as seções do modelo. Este padrão granulométrico é apresentado na Figura 5.52, onde se percebe uma predominância de areia média no material de fundo.

Figura 5.52 - Curva Granulométrica Média do Material Sólido do Leito



b) Parâmetros do Modelo

- **Velocidade de Queda das Partículas em Suspensão**

Para o cálculo da velocidade de queda das partículas em suspensão foi utilizado o “default” do modelo HEC-6, que se baseia em curvas elaboradas de maneira experimental para cálculo do número de Reynolds e calcula de maneira iterativa a velocidade até atingir o valor teórico esperado.

- **Equações de Transporte de Sedimento**

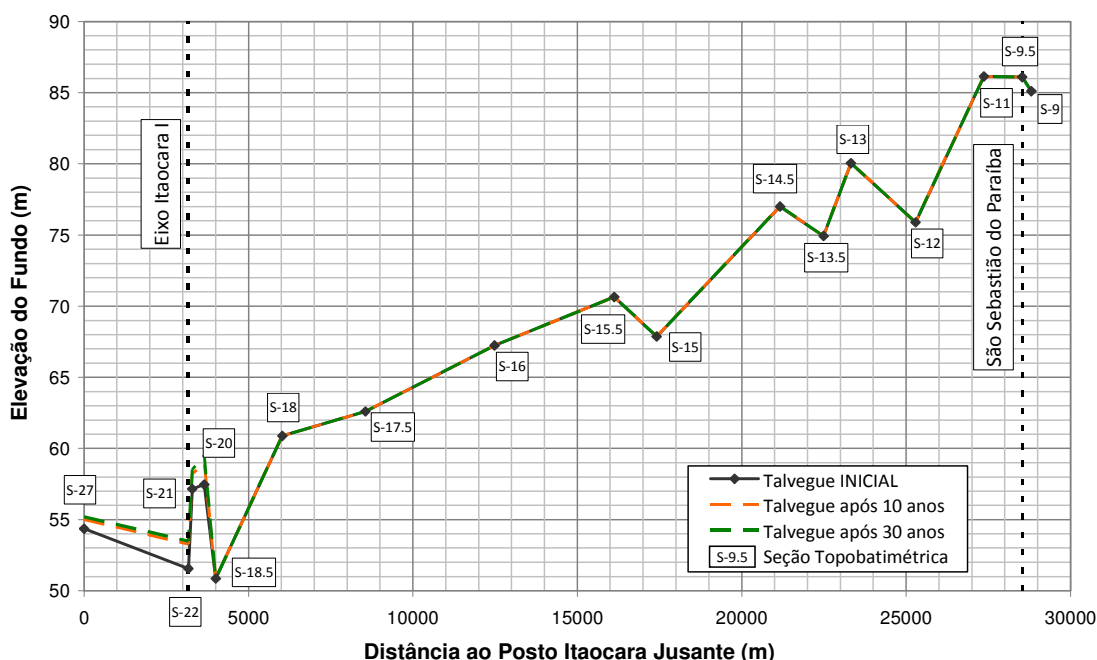
O potencial de transporte de sedimento, medida de quanto material sólido pode ser transportado sob determinada condição hidrodinâmica, pode ser calculado por meio de várias equações. Neste estudo foi utilizada a equação de “Meyer-Peter-Muller”, considerada a mais indicada para representar as condições locais.

c) Calibração do Modelo HEC-6

Tendo em vista a obtenção de resultados compatíveis com as condições atuais do rio Paraíba do Sul que se encontra em equilíbrio geomorfológico, as informações disponíveis foram criteriosamente analisadas e ajustadas num processo de aproximações sucessivas, de forma a se obter perfil de leito do rio que se aproximasse das condições atuais do curso d'água. Constam do **item (a)** acima, premissas e adequações empregadas no processo.

A Figura 5.53 permite comparar os perfis de leito atual e leito resultante da simulação com o HEC-6 para os tempos de 10 e 30 anos.

Figura 5.53 - Perfil Longitudinal do Leito do Rio em Condições Naturais após 0, 10 e 30 Anos



Nota-se que a modelagem apresenta resultados adequados, configurando diferenças em relação ao curso d'água natural em seções localizadas no sítio do aproveitamento UHE Itaocara I, principalmente à jusante do Barramento que tem influência desprezível no remanso do reservatório.

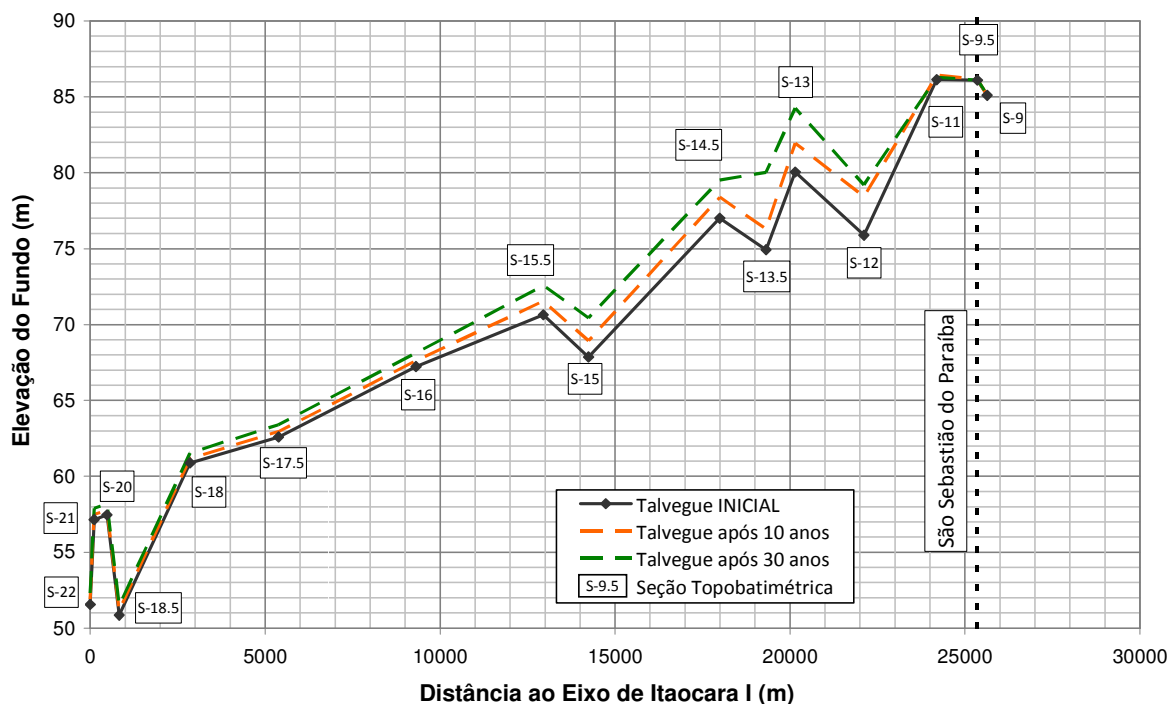
d) Simulação de Assoreamento do Reservatório

Com o modelo HEC-6 calibrado foi possível simular a evolução do leito e das seções transversais do rio Paraíba do Sul ao longo do tempo, considerando a implantação da UHE Itaocara I, de forma a caracterizar as modificações esperadas em função da retenção de sedimentos no reservatório formado.

- **Perfil longitudinal do rio Paraíba do Sul**

A Figura 5.54 apresenta os perfis longitudinais do leito do rio Paraíba do Sul em início de operação do empreendimento UHE Itacara I e após 10(dez) e 30(trinta) anos de operação do seu reservatório.

Figura 5.54 - Perfil Longitudinal do Leito do Rio após 0, 10 e 30 Anos de Operação do Reservatório



- **Seções Transversais do rio Paraíba do Sul**

Para cada um dos cenários considerados, foram obtidas as seções transversais modificadas pelos depósitos de sedimentos. As Figura 5.55 e Figura 5.56 exemplificam os resultados encontrados para as seções transversais de São Sebastião do Paraíba e do local do Barramento da UHE Itacara I.

Figura 5.55 - Seção Transversal do rio Paraíba do Sul em São Sebastião do Paraíba nos Anos 0, 10 e 30 de Operação do Reservatório

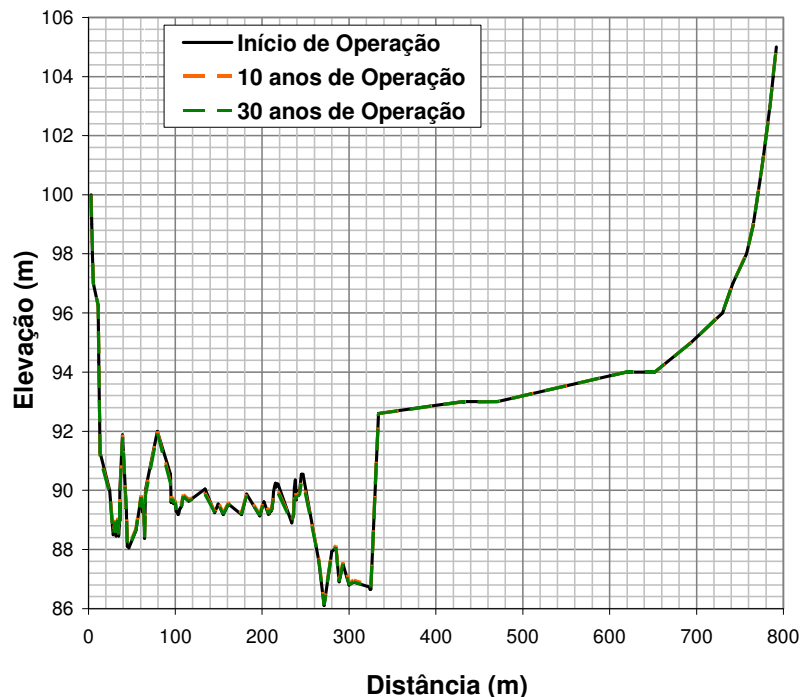
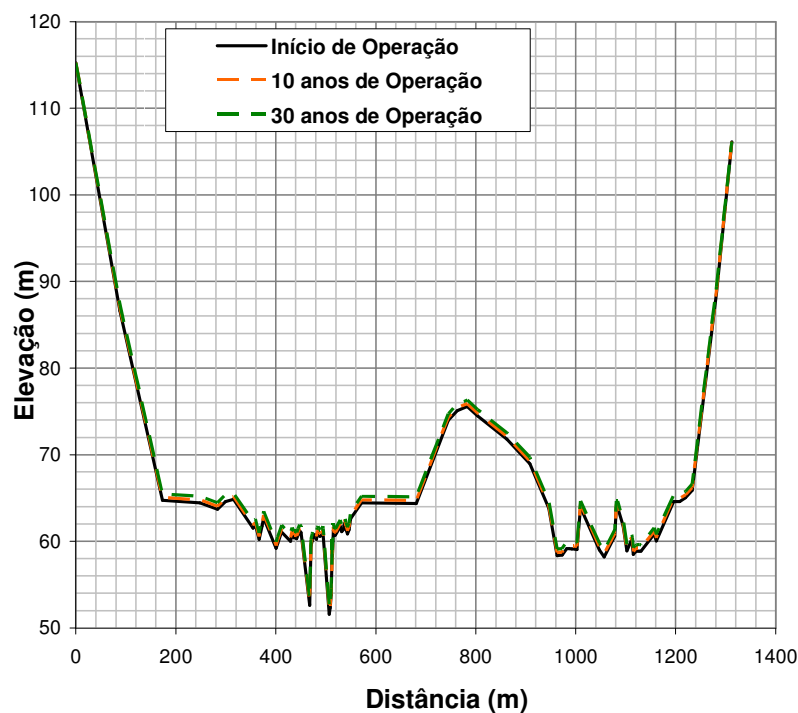


Figura 5.56 - Seção Transversal do rio Paraíba do Sul no local do barramento da UHE Itacara I nos Anos 0, 10 e 30 de Operação do Reservatório



Estas e as demais seções transversais, correspondentes aos cenários em estudo, subsidiaram os estudos de remanso com reservatório assoreado (item 5.1.10.6) e são apresentadas no Anexo correspondente aos “Estudos Hidrometeorológicos”.

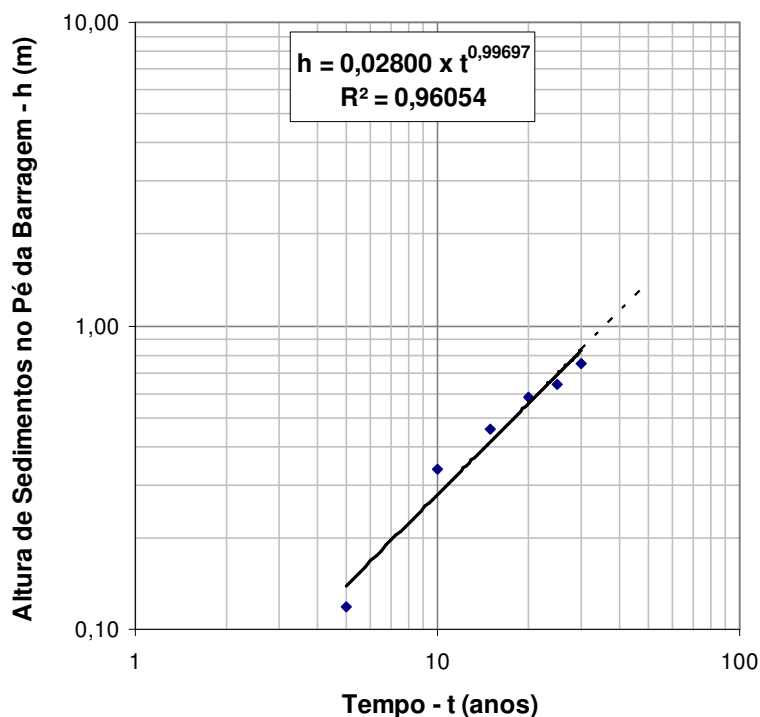
e) Altura de Sedimentos no “Pé” da Barragem UHE Itaipava I

As simulações realizadas também permitiram estimar a evolução dos depósitos de sedimentos no “pé” da Barragem. A Tabela 5.33 reúne as alturas desses depósitos para diversos tempos de operação do empreendimento, enquanto a Figura 5.57 relaciona esses dados.

Tabela 5.33 - Altura dos Depósitos no “Pé” da Barragem

Tempo de Operação (anos)	Altura do Depósito (m)
0	0,00
5	0,12
10	0,34
15	0,46
20	0,58
25	0,64
30	0,75

Figura 5.57 - Evolução da Altura de Sedimentos no “Pé” da Barragem da UHE Itaipava I



A partir da relação estabelecida na Figura 5.64 foi estimada a altura de sedimentos no “pé” da Barragem para um assoreamento de 50(cinquenta) anos e sua correspondente altitude para o reservatório estudado. A Tabela 5.34 apresenta esse resultado e outros dados de interesse.

Tabela 5.34 - Dados e Resultados do Estudo de Distribuição dos Sedimentos no Reservatório

Discriminação	Valor
Cota do pé da barragem (m)	46,00
Altura de sedimentos (m)	1,38
Cota dos sedimentos no pé da barragem (m)	47,38
Cota da Soleira do Canal de Adução Tomada d'Água (m)	60,000

A análise conjugada da cota de sedimentos no “pé” da barragem EL. 47,38m, após 50 anos de operação do reservatório da UHE Itacara I, com a cota da soleira do canal de aproximação da Tomada d'Água EL. 60,00m, permite concluir que a UHE Itacara I deverá operar sem problemas sedimentológicos durante mais de 50(cinquenta) anos.

Conseqüentemente, não é de se esperar que o processo de sedimentação/assoreamento do reservatório venha a ocasionar problemas operacionais para a Tomada d'Água da UHE Itacara I durante sua vida útil. Apesar disso, recomenda-se a realização de levantamentos topobatimétricos, após decorridos cerca de 10(dez) anos da implantação do reservatório. Em função dos resultados obtidos neste levantamento decenal, deverão ser programados novos levantamentos, tudo visando o monitoramento da real evolução do assoreamento.

5.1.10 Remanso do Reservatório

Diferentemente dos estudos de remanso usualmente desenvolvidos na fase de Projeto Básico, nos quais se realizam simulações de escoamento em um reservatório com nível d'água conhecido, a UHE Itacara I foi contemplado com análises específicas de diferentes cenários, em consequência das seguintes peculiaridades:

- Existência dopovoado de São Sebastião do Paraíba no extremo de montante do reservatório da UHE Itacara I;
- Necessidade de se considerar a formação de depósitos de sedimentos no reservatório, na medida em que esse fenômeno tem influência no remanso.

Em face do acima exposto, fez-se mister uma otimização do “Nível d’Água Máximo Normal” estabelecido no “Relatório de Validação de Alternativa Para Viabilização Ambiental” (PCE Engenharia, Maio/2.009), partindo-se da premissa de que com a implantação do reservatório da UHE Itaocara I não deve provocar o recrudescimento das inundações que assolam periodicamente o povoado de São Sebastião do Paraíba, mesmo após 30(trinta) anos de assoreamento. Nesse estudo de “otimização”, realizado por aproximações sucessivas, foi utilizado o Modelo HEC-RAS, devidamente calibrado com base em resultados de levantamentos de campo, conjugado com os resultados das análises sedimentológicas apresentadas no **item 5.1.9**. Uma vez definido o nível d’água máximo normal do reservatório em questão, outras simulações de remanso foram efetuadas, incluindo o “braço”/remanso do reservatório a ser formado no vale do rio Pirapetinga, principal afluente local do rio Paraíba do Sul, conforme detalha-se em seguida.

5.1.10.1 Dados Básicos

Foram utilizados os seguintes dados:

- Curvas-chave naturais dos postos Itaocara Jusante, São Sebastião do Paraíba e Itaocara II Canal Esquerdo, apresentadas no **item 5.1.7**;

Seções topobatimétricas transversais ao rio Paraíba do Sul, resultantes de levantamentos de campo (12 seções em 2.009 e 14 seções em 1.995) e de análises de escritório fundamentadas em restituição aerofotogramétrica realizada em 2.009 na escala 1:5.000 (06 seções). A Figura 5.58 ilustra, como exemplo, a seção S-14.5, obtida em escritório, utilizada para caracterizar o controle fluvial identificado nesse trecho do rio. A Figura 5.66 e o desenho G13-DEB-0021 apresentam a localização dessas seções, enquanto a Tabela 5.35 apresenta as distâncias entre elas.

Seções topobatimétricas transversais ao rio Pirapetinga, resultantes de levantamentos de campo realizados em 2.009 (05 seções) e baseadas na restituição supracitada (07 seções).

A Tabela 5.36 relaciona essas seções e as distâncias entre elas (ver também Figura 5.59);

Quando necessário, as seções transversais levantadas em campo foram complementadas a partir do aerolevantamento supracitado.

Figura 5.58 - Seção Topobatimétrica S-14.5



Figura 5.59 - Localização das Seções Topobatimétricas

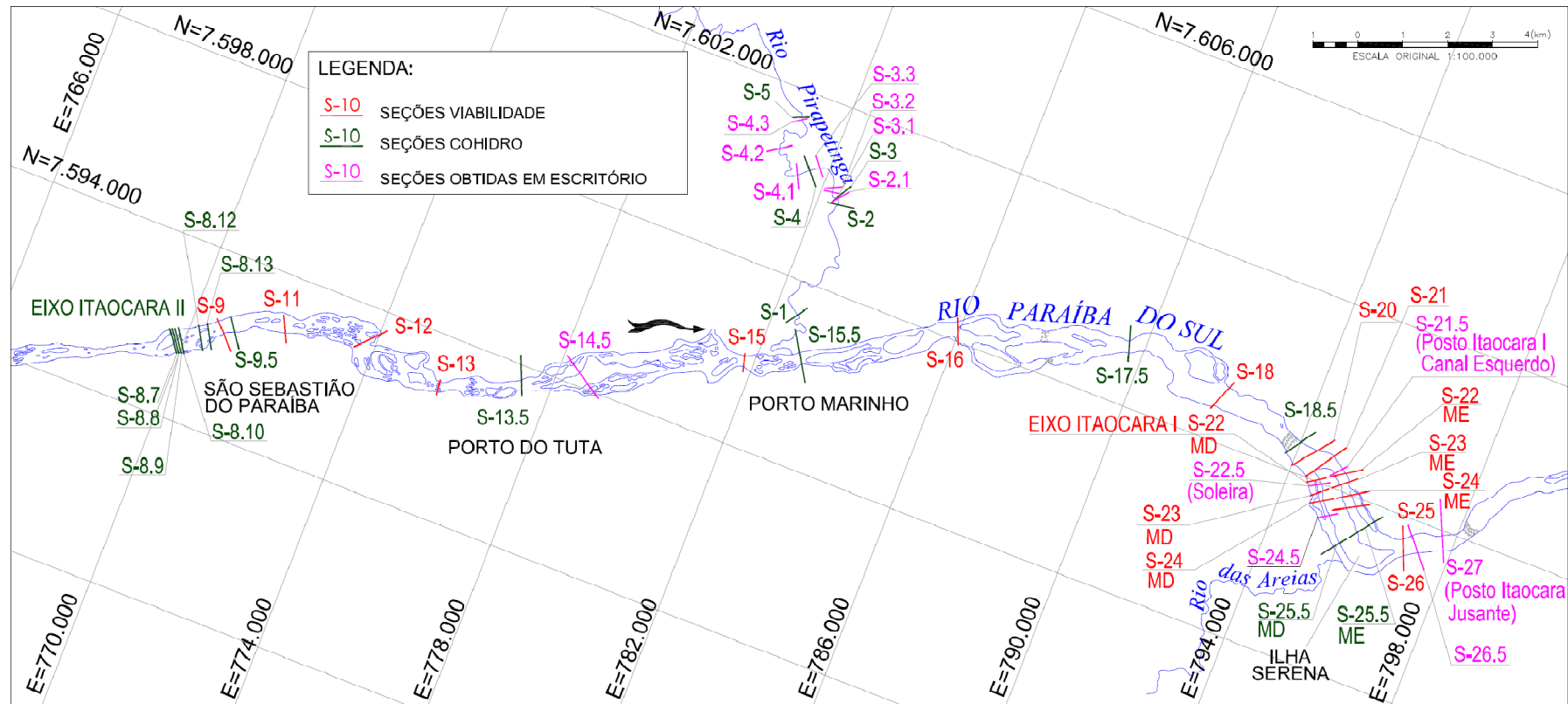


Tabela 5.35 - Distâncias das Seções Topobatimétricas do Rio Paraíba do Sul

Trecho	Seção	Local	Distâncias entre as seções (m)			
			ME	Centro	MD	
Superior	S-8.7		50	50	68	
	S-8.8		59	56	59	
	S-8,9	Eixo Itaocara II	89	76	69	
	S-8.10		458	444	491	
	S-8.12		203	203	212	
	S-8.13	Montante São Sebastião do Paraíba	247	332	440	
Médio	S-09	São Sebastião do Paraíba	309	277	281	
	S-9.5	Posto São Sebastião do Paraíba	1.293	1.162	1.278	
	S-11		2.473	2.083	1.867	
	S-12		2.475	1.962	2.552	
	S-13		857	835	994	
	S-13.5	Porto do Tuta	1.400	1.324	1.731	
	S-14.5		4.524	3.747	4.024	
	S-15		1.342	1.294	1.539	
	S-15.5	Porto Marinho	3.857	3.635	4.055	
	S-16		4.551	3.930	4.808	
	S-17.5	Porto das Cruzes	3.441	2.529	3.036	
	S-18		2.305	2.025	2.208	
	S-18.5		396	346	348	
	S-20		479	368	401	
S-21	Montante da Ilha Serena	113	113	113		
Inferior	Canal Direito Ilha Serena	S-22MD	Eixo Itaocara I	149	107	106
		S-22.5 MD	Barragem Abandonada	136	168	221
		S-23 MD		227	202	192
		S-24 MD		402	357	450
		S-24.5 MD		754	684	780
		S-25.5 MD		1.966	1.945	2.156
	Canal Esquerdo Ilha Serena	S-21.5 ME	Posto Itaocara I Canal Esquerdo	143	106	88
		S-22 ME	Eixo Itaocara I	224	211	248
		S-23 ME		320	286	318
		S-24 ME		309	382	455
		S-25 ME		499	497	554
		S-25.5 ME		1.062	1057	1.340
	Jusante Ilha Serena	S-26	Jusante Ilha Serena	268	290	376
		S-26.5		688	613	579
		S-27	Posto Itaocara Jusante	0	0	0

Tabela 5.36 - Distâncias das Seções Topobatimétricas do Rio Pirapetinga

Seções	Distâncias entre as seções (m)		
	ME	Centro	MD
S-5	55	61	74
S-4.3	1.344	1.333	1.389
S-4.2	1.378	1.230	1.339
S-4.1	300	310	341
S-4	244	241	252
S-3.3	676	665	648
S-3.2	134	118	126
S-3.1	145	152	169
S-3	18	16	15
S-2.1	278	163	132
S-2	3.804	3.780	3.839
S-1	2.170	2.102	2.432
Confluência	0	0	0

Níveis d'água (NAs) referentes a três(03) perfis de superfície líquida do rio Paraíba do Sul e três (03) perfis do rio Pirapetinga, relacionados nas Tabela 5.37eTabela 5.38, respectivamente.

Tabela 5.37 - Níveis d'Água do Rio Paraíba do Sul (m)

Seção	Local	Data		
		30/01/2.009	14/02/2.009	06/03/2.009
S-9,5	São Sebastião do Paraíba	92,00	92,99	91,11
S-13,5	Porto do Tuta	85,69	86,57	84,92
S-15,5	Porto Marinho	77,82	78,85	76,74
S-17,5	Porto das Cruzes	70,54	71,43	69,62
S-18,5	Montante da Ilha Serena	64,46	65,44	63,65
S-22 MD	Eixo Itaocara I	63,96	64,94	63,39
S-23 MD	Jusante Barragem Abandonada	63,47	64,70	62,09
S-24 MD	Posto Itaocara I Canal Direito	63,43	64,64	62,02
S-21.5	Seção de Medição ME	63,64	64,57	62,83
S-27	Seção de Medição	61,68	63,24	60,57

Tabela 5.38 - Níveis d'Água do Rio Pirapetinga (m)

Seção	Data		
	14/02/2.009	06/03/2.009	19/08/2.009
S-1	79,11	79,11	78,89
S-2	84,43	84,32	84,19
S-3	85,72	85,61	85,54
S-4	-	87,67	87,56
S-5	111,80	111,74	111,66

- Vazões do rio Paraíba do Sul correspondentes aos perfis de superfície líquida, determinadas utilizando-se a curva-chave do posto Itaocara Jusante e os níveis d'água nele observados nos mesmos dias do levantamento dos perfis. Na Tabela 5.39 são relacionadas essas vazões.

Tabela 5.39 - Vazões do Rio Paraíba do Sul Correspondentes aos Perfis de Linha d'Água

Data	Vazão (m ³ /s)
30/01/2.009	1.332
14/02/2.009	2.374
06/03/2.009	714

- Vazões do rio Pirapetinga transferidas do posto Fazenda da Barra (A= 531 km²) para a foz do rio Pirapetinga (A= 633 km²) pela relação entre as áreas de drenagem. As vazões desse posto foram calculadas de forma análoga à descrita acima. A Tabela 5.40 relaciona as vazões assim obtidas.

Tabela 5.40 - Vazões do Rio Pirapetinga Correspondentes aos Perfis de Linha d'Água

Data	Vazão (m ³ /s)
14/02/2.009	12,8
06/03/2.009	8,91
19/08/2.009	5,29

5.1.10.2 Método do Modelo HEC-RAS

Nos estudos em questão utilizou-se o programa “HEC-RAS” versão 4.0, desenvolvido pelo *US Army Corps of Engineers* (1.997), que permite calcular perfis de linhas d’água e respectivas linhas de energia numa abordagem permanente, unidimensional e gradualmente variada. O procedimento de cálculo baseia-se na aplicação das equações de conservação de massa e de energia entre as seções de cálculo.

A técnica de aferição do modelo consiste em tornar compatíveis os valores dos níveis d’água obtidos por simulação com os relativos aos perfis instantâneos observados ao longo do trecho de rio em estudo, considerando-se as respectivas descargas.

Os cálculos são iniciados em uma seção de controle do rio, com propagação para montante, se o regime de escoamento for subcrítico, ou em sentido oposto se for supercrítico. O nível d’água para a primeira seção de cálculo deve corresponder a uma elevação conhecida ou ao nível d’água referente à profundidade crítica para uma certa descarga.

Para determinação das perdas de carga por atrito entre as seções de cálculo é utilizada a fórmula de Manning, na qual o coeficiente de rugosidade é função de diversos fatores, tais como vegetação, material do leito, configuração e nível d’água no canal. Normalmente três valores para o coeficiente de rugosidade são suficientes para a caracterização de uma seção; são eles os referentes à calha principal do rio e às duas margens.

As perdas de carga devido à variação da área de escoamento, por expansão ou contração, são calculadas através da aplicação de coeficientes de perda de carga, que devem ser informados ao modelo para cada seção. Esses coeficientes multiplicam a diferença absoluta das cargas cinéticas entre as seções transversais para obtenção da perda de energia causada pela transição.

5.1.10.3 Calibração do Modelo HEC-RAS

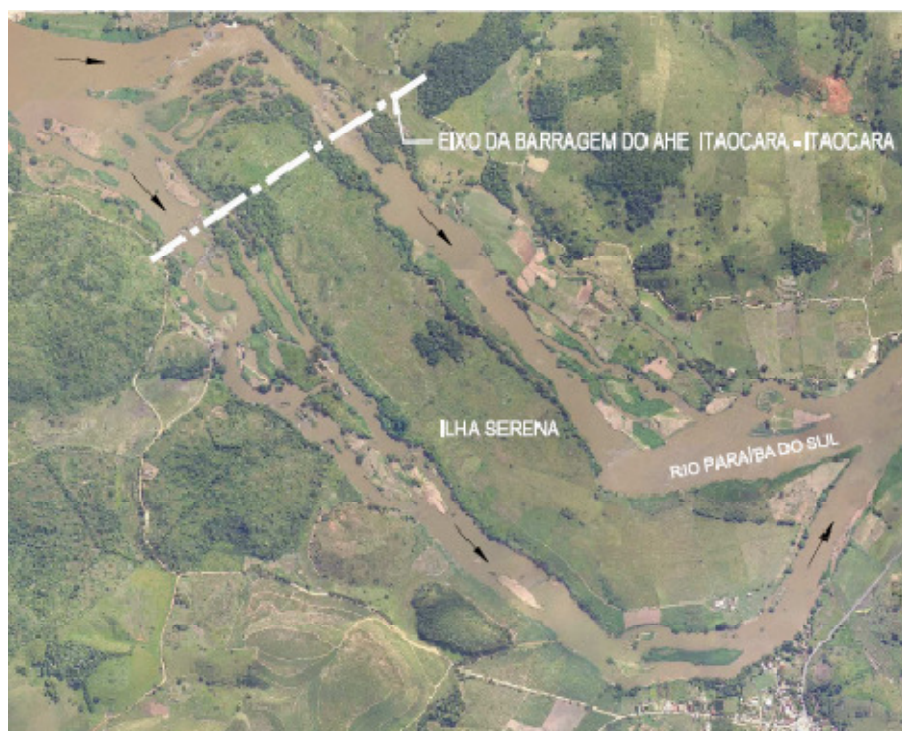
A etapa de calibração do modelo consiste no estabelecimento de coeficientes de rugosidade em cada seção e de coeficientes de perdas de carga localizadas, devidas às transições em cada trecho, de forma a obter níveis d’água simulados aproximadamente iguais aos observados. Essa etapa tem fundamental importância para **assegurar um prognóstico realista das condições hidráulicas de escoamento para outras vazões, em condições naturais sem Barramento e com reservatório formado devido à implantação do Barramento.**

Foi considerado no processo o estirão fluvial compreendido pelo posto Itaocara Jusante e pelo sítio da UHE Itaocara II, onde foi instalado o posto Itaocara II Canal Esquerdo. Para sistematizar a análise em questão e considerando os principais objetivos do estudo que inclui a obtenção de curvas-chaves em condições de operação do empreendimento para três seções estratégicas, esse estirão foi dividido em três, conforme explicado a seguir.

a) **Trecho Inferior** (Posto Itaocara Jusante – Ilha Serena)

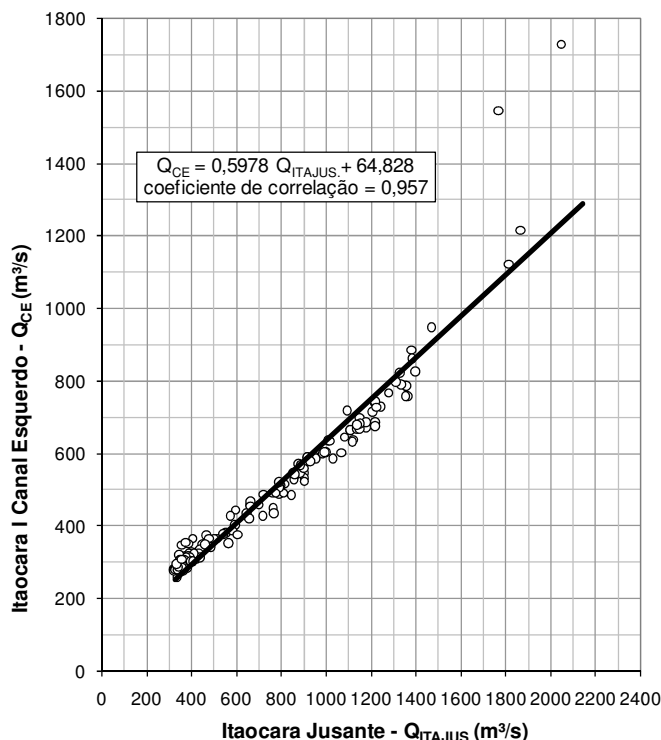
O estudo desse trecho permitiu caracterizar o efeito da implantação da UHE Itaocara I na curva-chave do posto Itaocara I Canal Esquerdo, futuro local do canal de fuga da UHE Itaocara I. A Figura 5.60 permite vislumbrar a complexidade do escoamento local, o qual, além de se repartir em vários canais, sofre a influência de controles naturais e de uma estrutura hidráulica abandonada no canal direito a montante do posto supracitado.

Figura 5.60 - Foto Aérea do Sítio do Aproveitamento



Durante a etapa de calibração, a partição de vazões entre as margens esquerda e direita da Ilha Serena foi realizada utilizando-se a correlação apresentada na Figura 5.61.

Figura 5.61 - Correlação de Vazões Médias Diárias entre Itaocara Jusante e Itaocara I Canal Esquerdo



Para esse trecho utilizou-se como condição de contorno a curva-chave do posto Itaocara Jusante.

Os coeficientes de Manning resultantes da calibração desse trecho que contempla os dois principais canais formados pela Ilha Serena, estão apresentados na Tabela 5.41.

Tabela 5.41 - Coeficientes de Manning do Rio Paraíba do Sul no Trecho Inferior

(a) Canal Direito da Ilha Serena

Seções	Local	Faixa de Vazões (m ³ /s)			
		≤ 100	225	480	≥ 890
S-22MD	Eixo Itaocara I	0,085	0,085	0,085	0,065
S-22,5 MD	Barragem Abandonada	0,085	0,085	0,085	0,065
S-23 MD		0,013	0,065	0,085	0,045
S-24 MD		0,013	0,055	0,085	0,025
S-24,5 MD		0,013	*	0,065	0,055
S-25,5 MD		0,013	*	0,085	0,085

Nota: 1 - *Valores interpolados

2 - Valores interpolados para vazões intermediárias

(b) Canal Esquerdo da Ilha Serena

Seções	Local	Faixa de Vazões (m ³ /s)	
		≤ 860	≥ 1485
S-21.5 ME	Posto Itaipava I Canal Esquerdo	0,085	0,035
S-22 ME	Eixo Itaipava I	0,085	0,035
S-23 ME		0,055	0,035
S-24 ME		0,035	0,035
S-25 ME		0,035	0,035
S-25,5 ME		0,035	0,035

Nota: Valores interpolados para vazões intermediárias

(c) Jusante Ilha Serena

Seções	Local	Faixa de Vazões (m ³ /s)
		Todas as vazões
S-26	Jusante Ilha Serena	0,035
S-26.5		0,035
S-27	Posto Itaipava Jusante	0,035

A comparação entre os perfis de linha d'água simulados e os níveis d'água medidos no campo é mostrada na Tabela 5.42 e nas Figura 5.62 a Figura 5.67.

Tabela 5.42 - Níveis d'Água Observados e Simulados na Calibração do Modelo HEC-RAS (m)

Trecho	Seção	Data								
		30/01/2.009			14/02/2.009			06/03/2.009		
		Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.
Canal Direito da Ilha Serena	S-22 MD	63,96	63,81	0,15	64,94	64,88	0,06	63,39	63,18	0,21
	S-23 MD	63,47	63,46	0,01	64,70	64,72	-0,02	62,09	62,02	0,07
	S-24 MD	63,43	63,38	0,05	64,64	64,69	-0,05	62,02	62,00	0,02
Canal Esquerdo da Ilha Serena	S-21.5 ME	63,64	63,75	-0,11	64,57	64,59	-0,02	62,83	62,61	0,22

Notas:

1. Obs = Observado; Sim = Simulado; e Dif = Diferença;
2. As diferenças obtidas para a seção S-22 MD, relativas às menores vazões, são consequência da existência de barragem abandonada à jusante;
3. As diferenças relativas a seção S-21,5 ME, para as menores vazões, se devem a existência de corredeira à jusante.

Como é demonstrado no próximo subitem (b), as diferenças entre NA observados e simulados não tem repercussão na calibração do trecho a montante (trecho médio).

Figura 5.62 - Perfis de Linha d'Água Observado em 30/01/2009 e Simulado Canal Direito da Ilha Serena

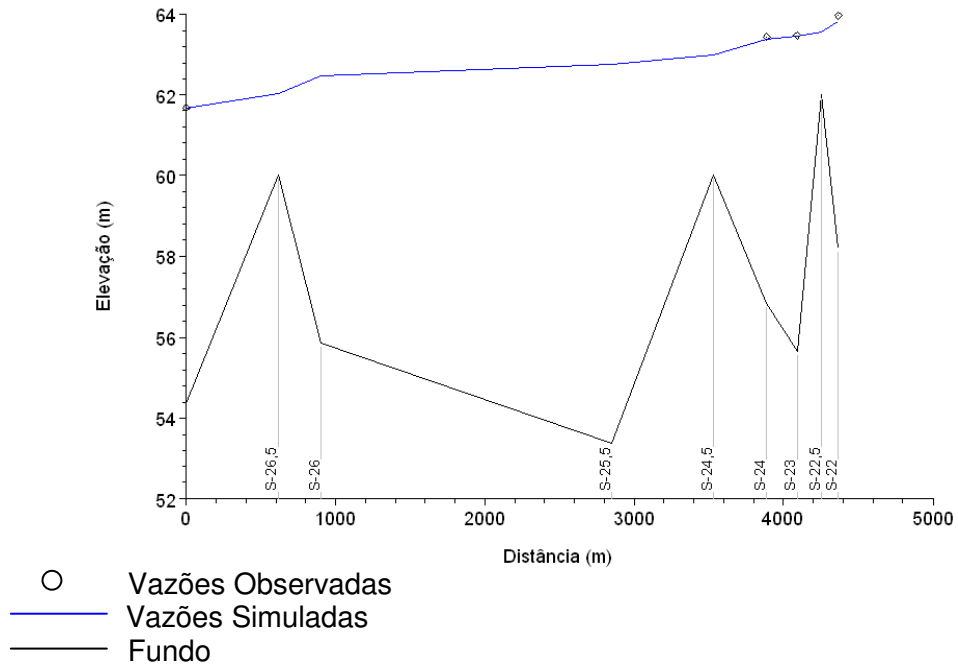


Figura 5.63 - Perfis de Linha d'Água Observado em 30/01/2009 e Simulado Canal Esquerdo da Ilha Serena

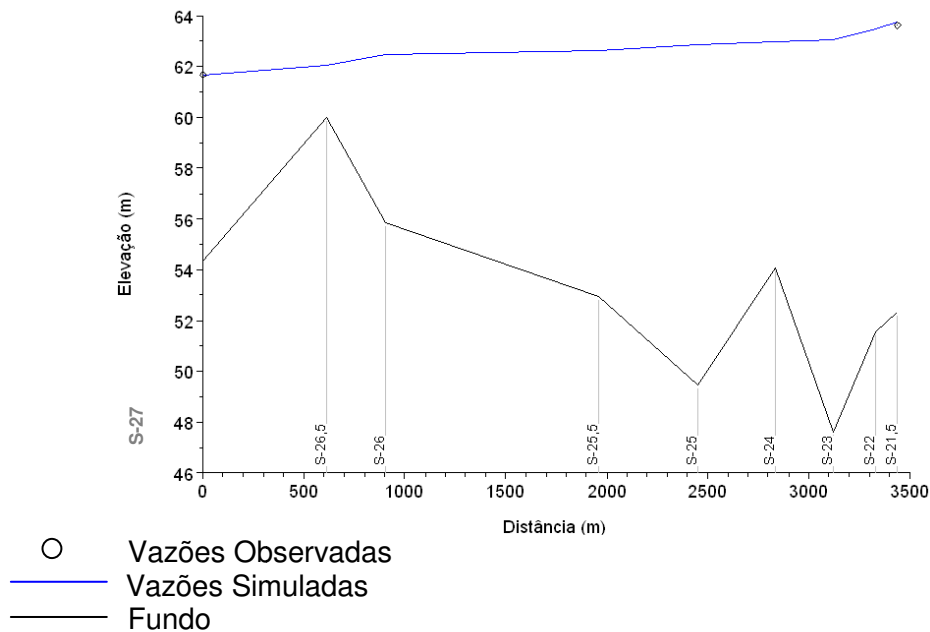


Figura 5.64 - Perfis de Linha d'Água Observado em 14/02/2009 e Simulado Canal Direito da Ilha Serena

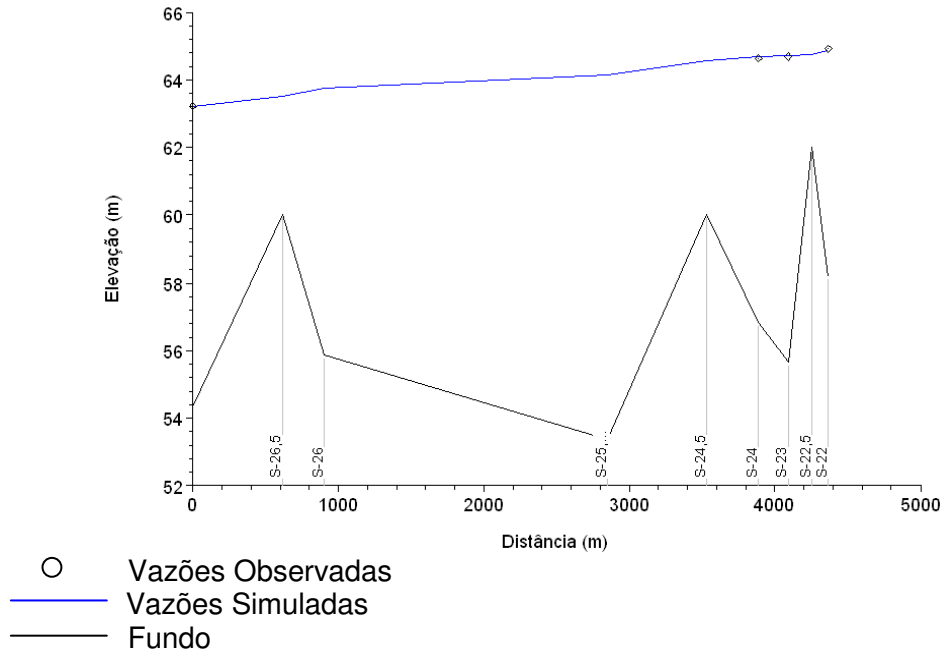


Figura 5.65 - Perfis de Linha d'Água Observado em 14/02/2009 e Simulado Canal Esquerdo da Ilha Serena

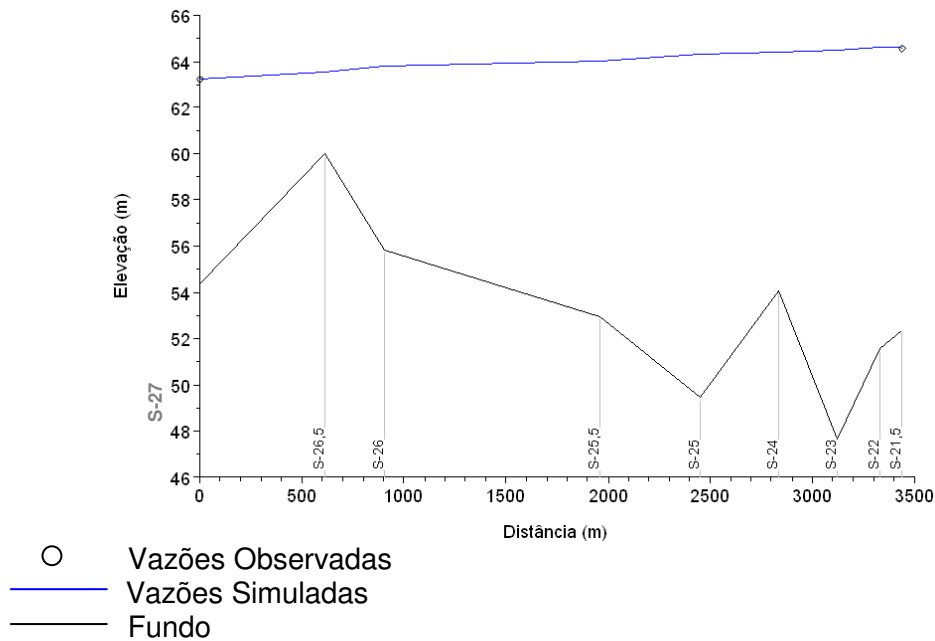


Figura 5.66 - Perfis de Linha d'Água Observado em 06/03/2009 e Simulado Canal Direito da Ilha Serena

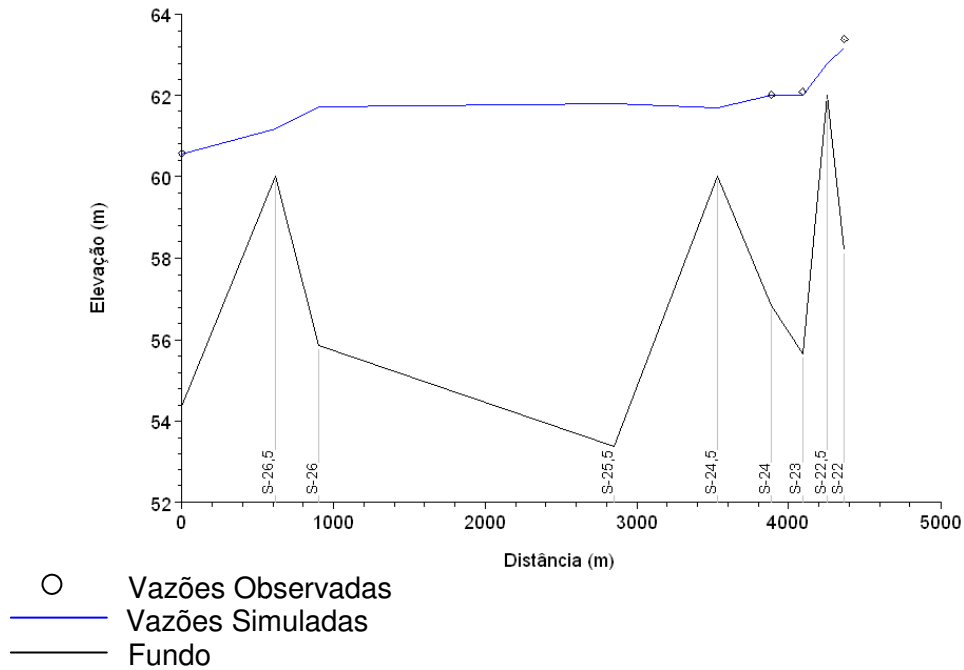
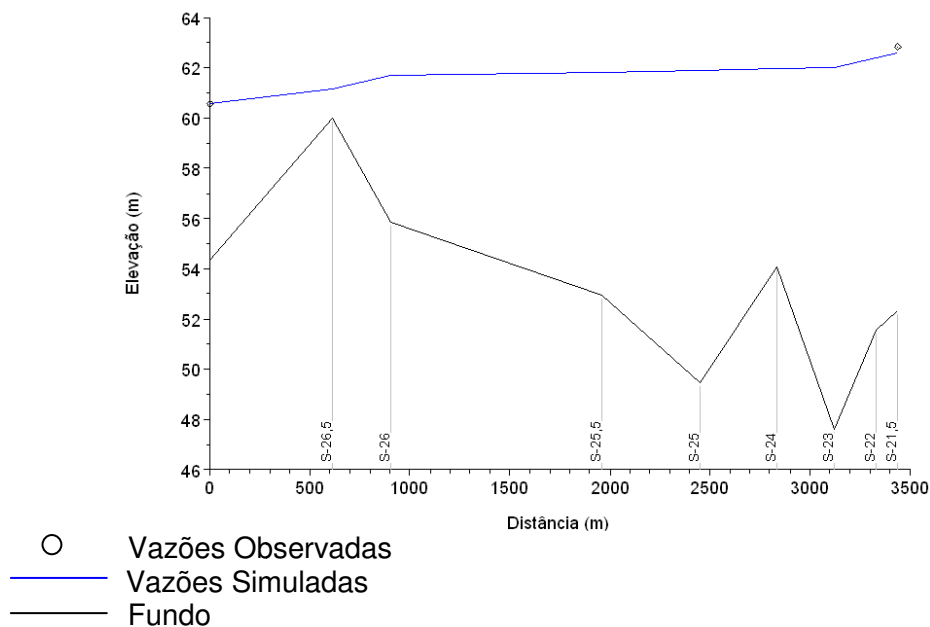


Figura 5.67 - Perfis de Linha d'Água Observado em 06/03/2009 e Simulado Canal Esquerdo da Ilha Serena



b) **Trecho Médio** (Ilha Serena – Posto São Sebastião do Paraíba)

Para esse trecho, manteve-se como condição de contorno o posto Itaocara Jusante, obtendo-se os coeficientes de Manning relacionados na Tabela 5.43.

Tabela 5.43 - Coeficientes de Manning do Rio Paraíba do Sul no Trecho Médio

Seções	Local	Faixa de Vazões (m³/s)		
		≤ 715	1330	≥ 2380
S-9,5	Posto São Sebastião do Paraíba	0,028	0,032	0,028
S-11		0,035	0,035	0,035
S-12		0,035	0,035	0,035
S-13		0,035	0,035	0,035
S-13,5	Porto do Tuta	0,068	0,045	0,028
S-14,5		0,080	0,080	0,055
S-15		0,080	0,080	0,055
S-15,5	Porto Marinho	0,065	0,055	0,05
S-16		0,068	0,068	0,04
S-17,5	Porto das Cruzes	0,045	0,055	0,075
S-18		0,035	0,035	0,035
S-18,5		0,085	0,062	0,067
S-20		0,085	0,085	0,07
S-21	Montante da Ilha Serena	0,085	0,065	0,045

Nota: Valores interpolados para vazões intermediárias

A comparação entre os perfis de linha d'água simulados e os níveis d'água medidos no campo é mostrada na Tabela 5.44 e nas Figura 5.68 a Figura 5.70.

Tabela 5.44 - Níveis d'Água Observados e Simulados na Calibração do Modelo HEC-RAS (m)

Seção	Data								
	30/01/2.009			14/02/2.009			06/03/2.009		
	Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.
S-9,5	92,00	91,97	0,03	92,99	92,96	0,03	91,11	91,12	-0,01
S-13,5	85,69	85,67	0,02	86,57	86,73	-0,16	84,92	84,92	0,00
S-15,5	77,82	77,91	-0,09	78,85	78,89	-0,04	76,74	76,71	0,03
S-17,5	70,54	70,52	0,02	71,43	71,47	-0,04	69,62	69,62	0,00
S-18,5	64,46	64,48	-0,02	65,44	65,39	0,05	63,42	63,32	0,10

Notas: 1 - Obs = Observado; Sim = Simulado; e Dif = Diferença.

2 - Dado de NA em negrito ajustado em face de medição inconsistente

Figura 5.68 - Perfis de Linha d'Água Observado em 30/01/2.009 e Simulado Trecho Médio

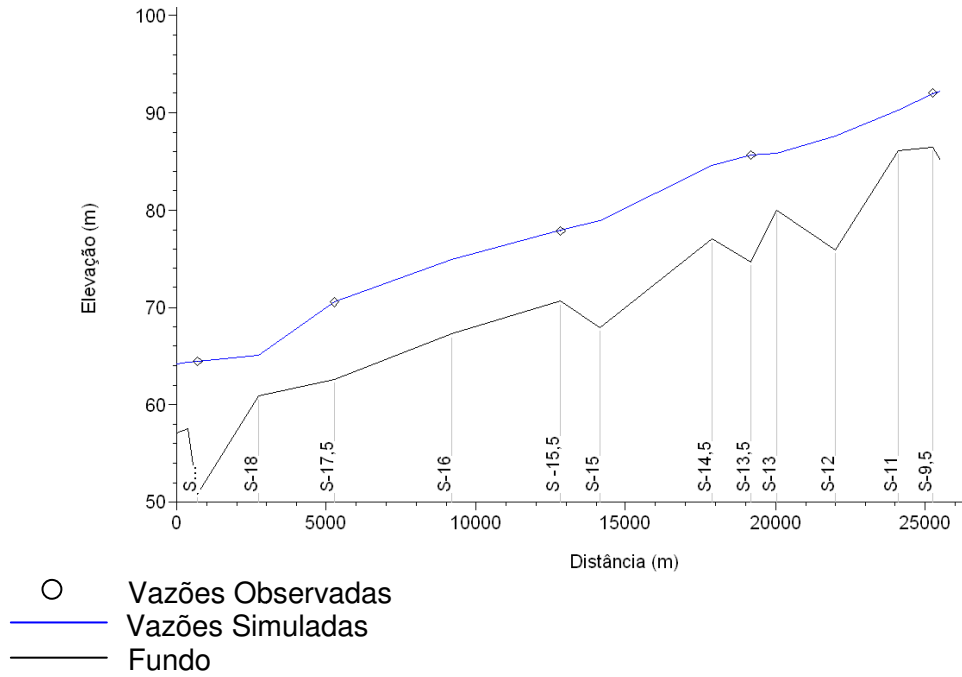


Figura 5.69 - Perfis de Linha d'Água Observado em 14/02/2.009 e Simulado Trecho Médio

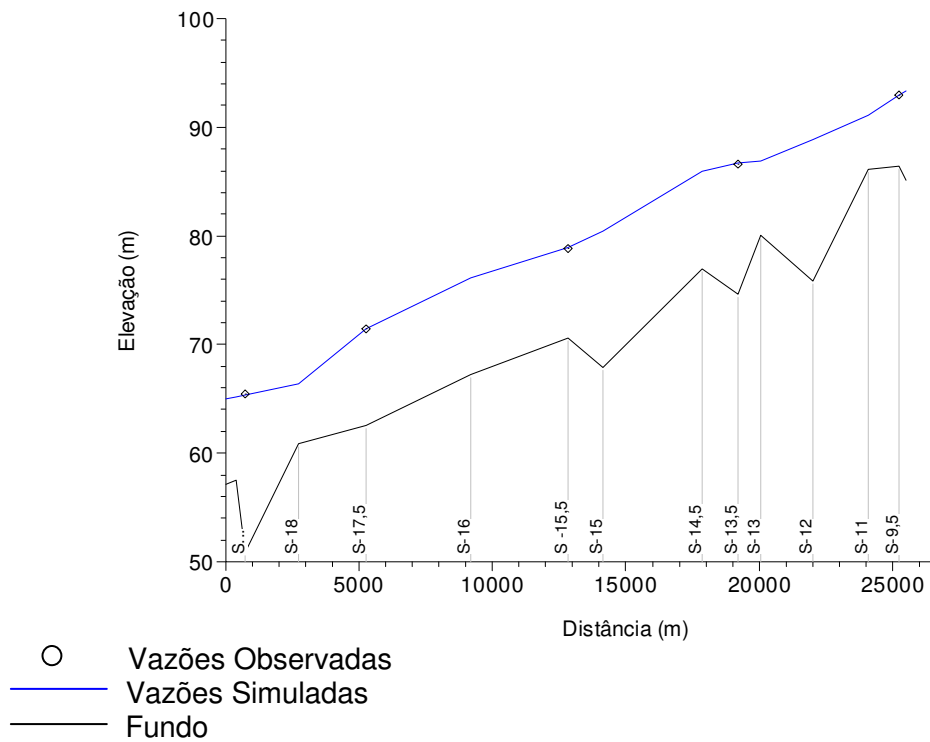
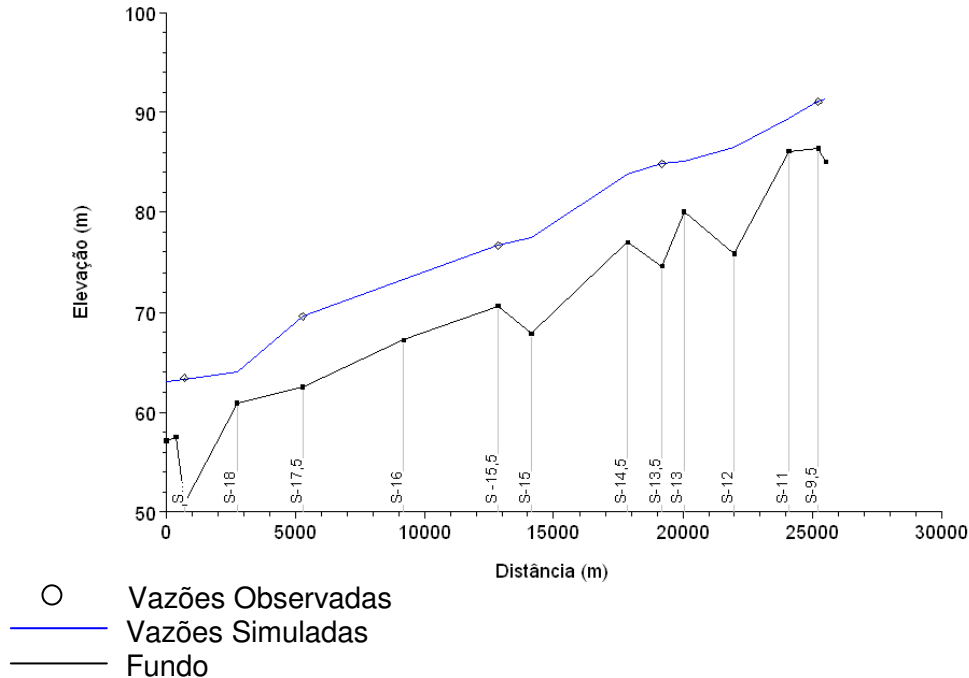


Figura 5.70 - Perfis de Linha d'Água Observado em 06/03/2009 e Simulado Trecho Médio

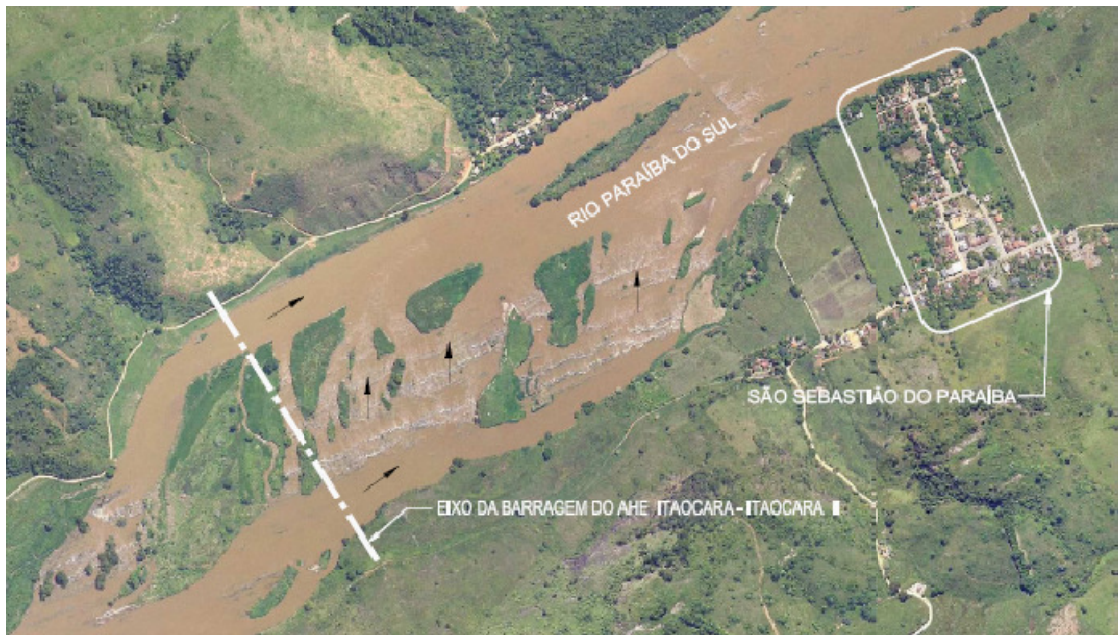


c) Trecho Superior (Posto São Sebastião do Paraíba - Itaocara II)

Admite-se como condição de contorno para este trecho a curva-chave natural de São Sebastião do Paraíba e para a calibração do mesmo, a curva-chave natural de Itaocara II Canal Esquerdo (item 5.1.7).

O estudo desse trecho teve como finalidade a caracterização do efeito do remanso na curva-chave do posto Itaocara II Canal Esquerdo, localizado nas proximidades do canal de fuga e do canal de restituição de vazões vertidas da UHE Itaocara II. A Figura 5.71 permite uma análise visual do trecho em questão.

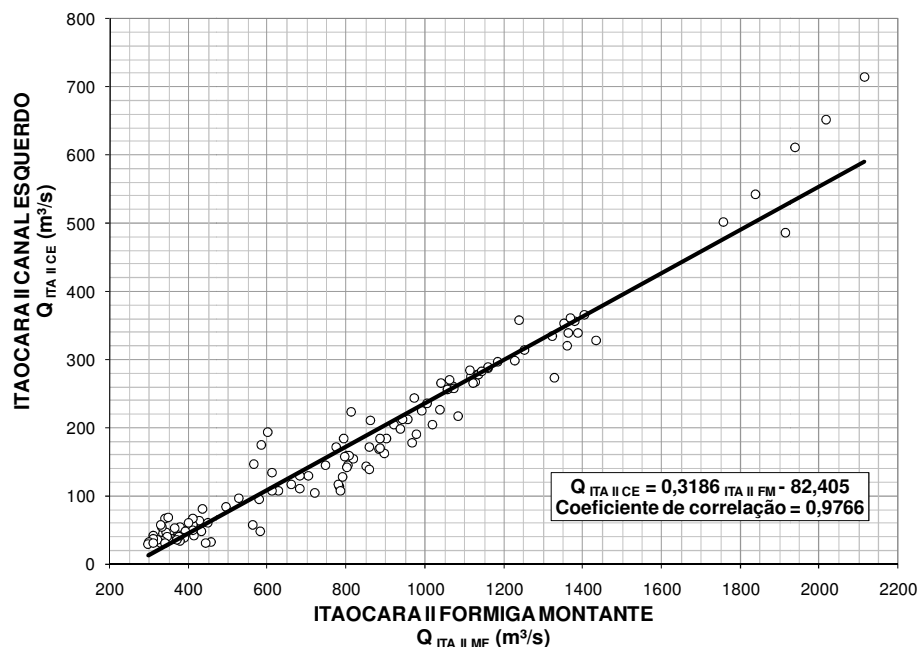
Figura 5.71 - Foto Aérea do Trecho Superior do Futuro Reservatório da UHE Itacara II



A geomorfologia local confere significativa complexidade ao escoamento no trecho, apresentando as seguintes características predominantes:

- A existência de uma ilha no eixo da UHE Itacara II divide o escoamento em dois canais principais;
- O lineamento gnáissico NE, caracterizado na foto por corredeiras, direciona a maior parte da vazão do rio Paraíba do Sul para o canal esquerdo, como se pode observar na Figura 5.72.

Figura 5.72 - Correlação de Vazões Médias Diárias dos postos Itaocara II Canal Esquerdo e Itaocara II Montante Formiga



- O fluxo no canal direito é controlado pela referida formação geológica que funciona como se fosse um vertedouro lateral, restituindo as vazões para o canal esquerdo. Adotando-se a hipótese simplificadora de que essa restituição ocorre uniformemente ao longo desse controle fluvial, elaborou-se a Tabela 5.45 que apresenta uma estimativa das vazões supracitadas, entre as seções topobatimétricas disponíveis.

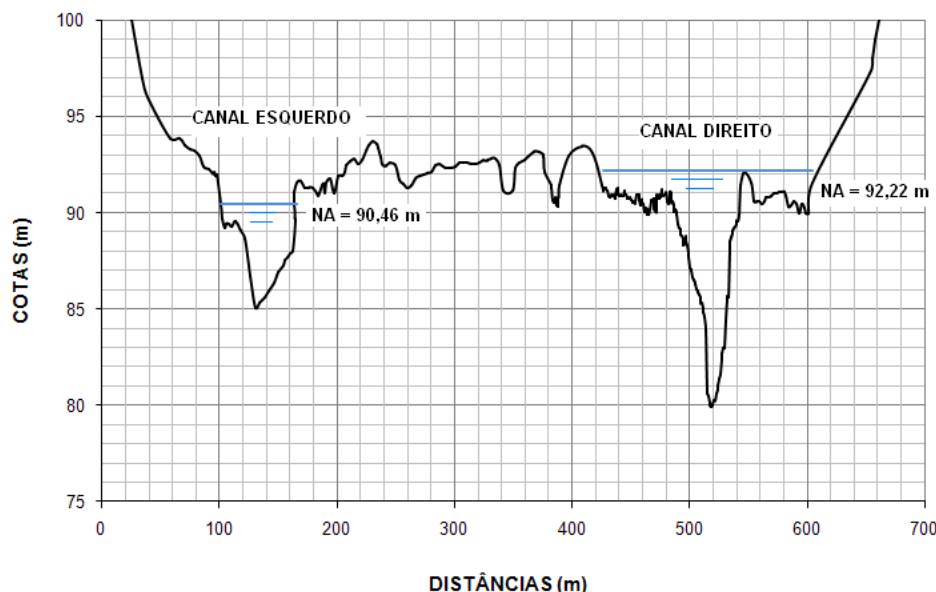
Tabela 5.45 - Partição de Vazões Defluentes do Canal Direito

Trecho		Vazão Defluente (%)
Seção Montante	Seção Jusante	
S-8,10	S-8,12	0,73
S-8,12	S-8,13	0,27

- A seção transversal S-8.7 que pode ser considerada típica do estirão fluvial em questão, mostrada na

- **Figura 5.73**, sugere que o escoamento no canal direito apresenta uma significativa zona morta na parte inferior da calha do canal direito, em virtude do lineamento gnáissico que controla o fluxo nesse canal.

Figura 5.73 - Seção Transversal S-8.7



Nota: Níveis d'água observados no dia 10/07/09

- Essa mesma seção indica que acima de uma cota em torno da EL. 93,00 m, na qual se situa o coroamento do citado lineamento, não mais haveria a divisão do fluxo à jusante da ilha onde se situa o eixo da barragem.

Considerando-se essas inferências e premissas, foi realizada a calibração do modelo HEC-RAS, resultando nos coeficientes de Manning relacionados na Tabela 5.46. A calibração desse trecho que envolve a ilha local, contempla apenas o canal esquerdo em virtude da sua importância para o estudo.

Tabela 5.46 - Coeficientes de Manning do Rio Paraíba no Trecho Superior

Seções	Faixa de Vazões (m ³ /s)	
	≤ 71	≥ 1000
S-8.7	0,015	0,030
S-8.8	0,015	0,030
S-8.9 (Eixo Itaocara II)	0,015	0,030
S-8.10	0,015	0,030
S-8.12	0,015	0,030
S-8.13	0,015	0,030
S-9	0,015	0,030
S-9,5 (São Sebastião do Paraíba)	0,015	0,030

Nota: Valores interpolados para vazões intermediárias

As diferenças entre os níveis d'água simulados e observados na curva-chave de Itaocara II Canal Esquerdo estão apresentadas na Tabela 5.47.

Tabela 5.47 - Níveis d'Água Observados no Posto Itaacara II Canal Esquerdo e Simulados na Calibração do HEC-RAS (m)

Vazão (m ³ /s)	NA		
	Obs.	Sim.	Dif.
45,04	90,58	90,66	-0,08
108,76	91,16	91,13	0,03
172,48	91,60	91,53	0,07
236,20	91,97	91,91	0,06
395,50	92,73	92,68	0,05
554,80	93,26	93,42	-0,16

d) Rio Pirapetinga

Admite-se como condição de contorno para este trecho a curva-chave natural de Itaacara Jusante.

Para cada seção do rio Pirapetinga foram obtidos os coeficientes de Manning apresentados na Tabela 5.48.

Tabela 5.48 - Coeficientes de Manning do Rio Pirapetinga

Seções	Margem Esquerda	Canal	Margem Direita
S-5	0,040	0,035	0,040
S-4.3	0,040	0,035	0,040
S-4.2	0,040	0,035	0,040
S-4.1	0,040	0,035	0,040
S-4	0,040	0,035	0,040
S-3.3	0,040	0,035	0,040
S-3.2	0,040	0,035	0,040
S-3.1	0,040	0,035	0,040
S-3	0,040	0,035	0,040
S-2.1	0,040	0,035	0,040
S-2	0,055	0,045	0,055
S-1	0,055	0,045	0,055

A comparação entre os perfis de linha d'água simulados e os níveis d'água medidos no campo é mostrada na

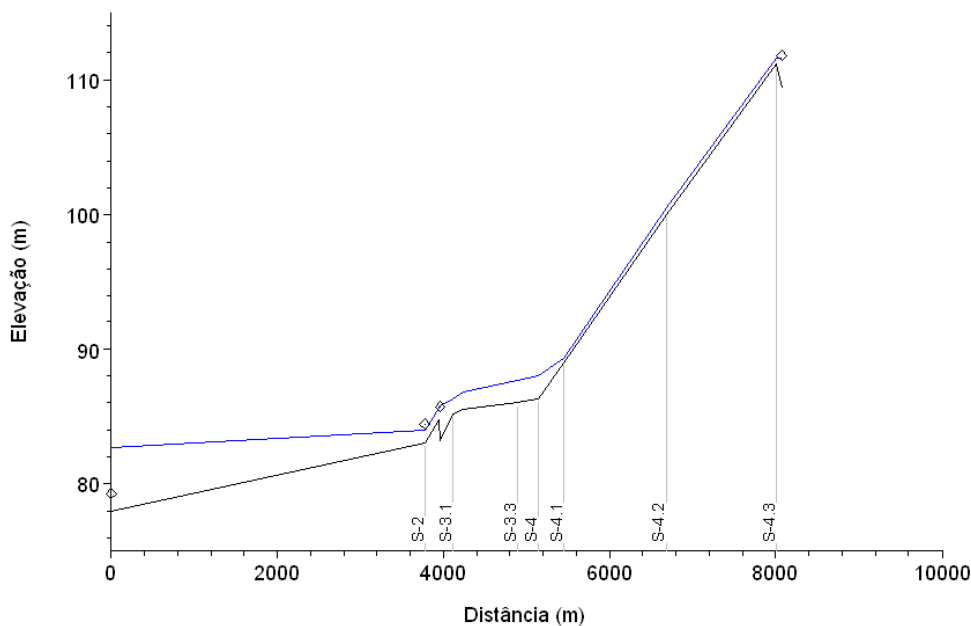
Tabela 5.49 e nas Figura 5.74 aFigura 5.76.

Tabela 5.49 - Níveis d'Água Observados no Rio Pitapetinga e Simulados na Calibração do HEC-RAS (m)

Seções	14/02/2.009			06/03/2.009			19/08/2.009		
	Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.	Obs.	Sim.	Dif.
S-5	111,80	111,68	0,12	111,74	111,60	0,14	111,66	111,52	0,14
S-4	-	-	-	87,67	87,78	0,11	87,56	87,50	0,06
S-3	85,72	85,77	0,05	85,61	85,56	0,05	85,54	85,39	0,15
S-2	84,43*	83,95	0,48	84,32	84,52	0,20	84,19	84,48	0,29
S-1	79,22*	82,66	3,44	79,11	79,18	0,07	78,89	78,55	0,34

Nota: * Níveis d'água inconsistentes e desprezados na calibração do modelo

Figura 5.74 - Perfis de Linha d'Água Observado em 14/02/2.009 no Rio Pirapetinga e Simulado



- Vazões Observadas
- Vazões Simuladas
- Fundo

Figura 5.75 - Perfis de Linha d'Água Observado em 06/03/2009 no Rio Pirapetinga e Simulado

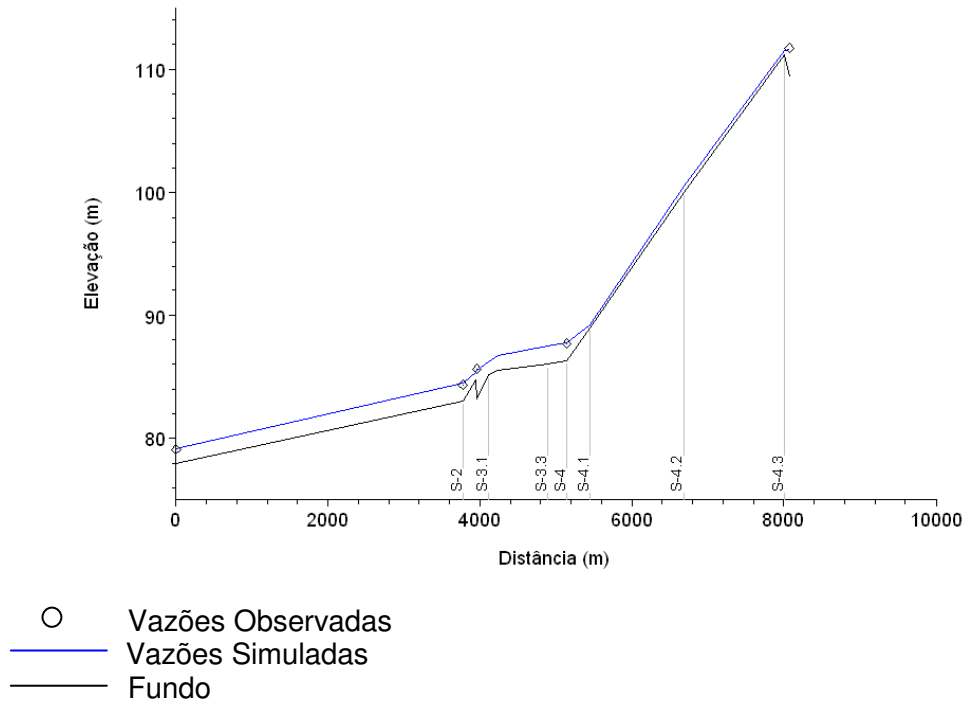
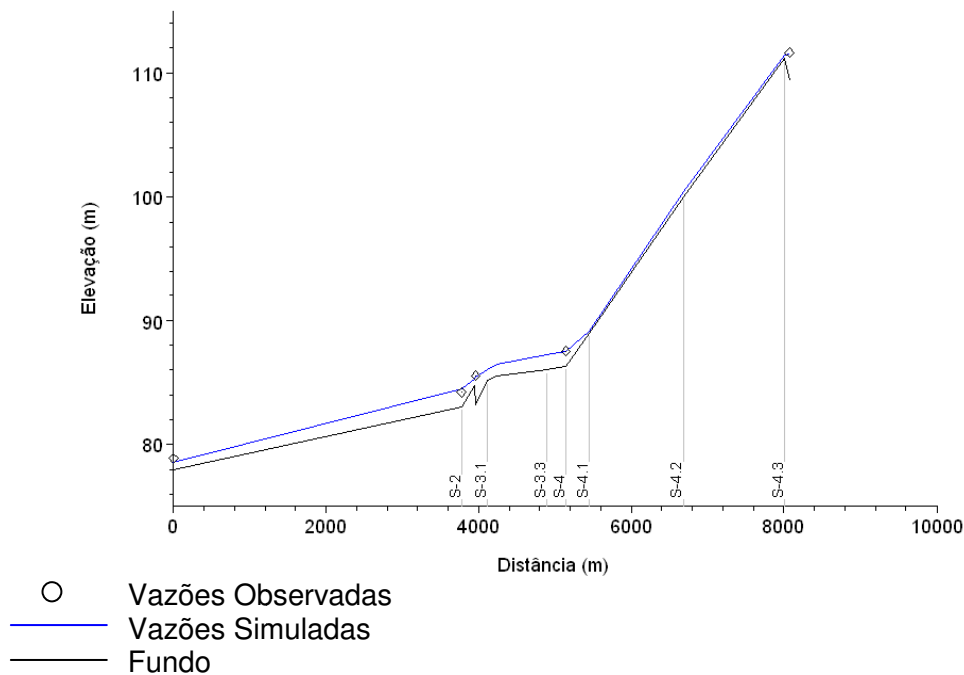


Figura 5.76 - Perfis de Linha d'Água Observado em 19/08/2.009 no Rio Pirapetinga e Simulado



5.1.10.4 Simulações em Condições Naturais

Utilizando-se os coeficientes de Manning obtidos no processo de calibração, foram realizadas simulações considerando 07(sete) diferentes vazões: a média de longo termo (Q_{MLT}) e as vazões instantâneas associadas às recorrências (T) de 2 anos, 10 anos, 25 anos, 100 anos, 1.000 anos e 10.000 anos.

a) Trecho Inferior (Posto Itaocara Jusante – Ilha Serena)

Foram consideradas as vazões determinadas conforme explicado nos itens 5.1.4 e 5.1.5. A Tabela 5.50 relaciona os respectivos níveis d'água obtidos considerando como condição de contorno de jusante a curva-chave do posto Itaocara Jusante e os coeficientes de Manning apresentados na Tabela 5.51.

Tabela 5.50 - Níveis d'Água Simulados para Condições Naturais no Trecho Inferior (m)

Trecho	Seção	Vazões						
		448 m ³ /s (Q_{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
Canal Direito da Ilha Serena	S-22 MD	62,82	64,80	66,01	66,45	67,03	67,86	68,59
	S-22.5 MD	62,53						
	S-23 MD	61,50	64,66	65,88	66,33	66,90	67,73	68,46
	S-24 MD	61,50	64,63	65,85	66,30	66,88	67,70	68,43
	S-24.5 MD	61,25						
	S-25.5 MD	61,38	64,41	65,64	66,08	66,65	67,47	68,20
Canal Esquerdo da Ilha Serena	S-21.5 ME	62,03						
	S-22 ME	61,86	64,80	66,01	66,45	67,03	67,86	68,59
	S-23 ME	61,55	64,66	65,88	66,33	66,90	67,73	68,46
	S-24 ME	61,54	64,63	65,85	66,30	66,88	67,70	68,43
	S-25 ME	61,49						
	S-25.5 ME	61,40	64,41	65,64	66,08	66,65	67,47	68,20
Jusante Ilha Serena	S-26	61,36	63,81	64,96	65,34	65,82	66,53	67,17
	S-26.5	60,95	63,59	64,74	65,08	65,54	66,23	66,85
	S-27	60,00	63,14	64,50	64,83	65,28	65,96	66,58

Nota: Os valores dos canais direito e esquerdo se igualam quando a Ilha Serena fica submersa pelos altos níveis d'água.

b) Trecho Médio (Ilha Serena – Posto São Sebastião do Paraíba)

As linhas d'água em condições naturais, para as diferentes vazões analisadas, foram obtidas considerando os coeficientes de rugosidade de Manning obtidos na Tabela 5.43. A Tabela 5.51 relaciona os referidos níveis.

Tabela 5.51 - Níveis d'Água Simulados para Condições Naturais no Trecho Médio (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-9,5	90,56	93,36	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94
S-11	88,85	91,08	92,11	92,60	93,19	93,98	94,70
S-12	85,81	88,76	90,12	90,68	91,36	92,33	93,14
S-13	84,26	86,89	88,10	88,68	89,30	90,17	90,88
S-13,5	84,16	86,73	87,84	88,41	89,03	89,90	90,64
S-14,5	83,02	85,94	86,80	87,47	88,14	89,03	89,80
S-15	76,49	80,42	82,45	82,88	83,43	84,23	84,94
S-15,5	75,92	78,90	81,06	81,46	81,95	82,72	83,46
S-16	72,40	76,14	77,63	78,18	78,86	79,89	80,75
S-17,5	68,80	71,41	72,09	72,10	72,14	72,32	73,04
S-18	63,38	66,28	67,91	68,39	68,96	69,80	70,54
S-18,5	62,59	65,28	66,54	67,01	67,60	68,45	69,20
S-20	62,51	65,06	66,25	66,70	67,29	68,14	68,89
S-21	62,34	64,88	66,09	66,55	67,13	67,98	68,72

c) Trecho Superior (Posto São Sebastião do Paraíba - Itaocara II)

Considerando-se como condição de contorno a curva-chave do posto São Sebastião do Paraíba e os coeficientes de Manning apresentados na Tabela 5.46, foram calculados os níveis d'água apresentados na Tabela 5.52.

Tabela 5.52 - Níveis d'Água Simulados para Condições Naturais entre São Sebastião do Paraíba e Itaocara II (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-8,7	90,79	93,84	95,07	95,51	96,08	96,89	97,60
S-8,8	90,79	93,85	95,08	95,51	96,09	96,89	97,60
S-8,9	90,79	93,85	95,08	95,52	96,10	96,91	97,61
S-8,10	90,79	93,83	95,06	95,49	96,07	96,87	97,58
S-8,12	90,78	93,79	94,98	95,41	95,97	96,76	97,44
S-8,13	90,71	93,71	94,89	95,30	95,84	96,61	97,28
S-9	90,67	93,59	94,78	95,19	95,73	96,50	97,16
S-9,5	90,56	93,36	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94

d) Rio Pirapetinga

No caso desse afluente do rio Paraíba do Sul, as vazões no aproveitamento foram transferidas para a foz do rio Pirapetinga pela relação entre as respectivas áreas de drenagem.

As simulações realizadas, considerando os coeficientes de rugosidade de Manning obtidos na Tabela 5.48, resultaram nos níveis d'água apresentados na Tabela 5.53.

Tabela 5.53 - Níveis d'Água Simulados para Condições Naturais no Rio Pirapetinga (m)

Seção	Vazões						
	8,45 m ³ /s (Q _{MLT})	43,3 m ³ /s (T = 2 anos)	72,3 m ³ /s (T = 10 anos)	86,8 m ³ /s (T = 25 anos)	108 m ³ /s (T = 100 anos)	144 m ³ /s (T = 1.000 anos)	179 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-5	111,56	112,00	112,24	112,33	112,43	112,58	112,71
S-4.3	111,49	111,80	112,09	112,16	112,25	112,38	112,50
S-4.2	100,43	100,89	100,91	101,00	101,12	101,30	101,44
S-4.1	89,22	89,60	90,09	90,27	90,52	90,90	91,30
S-4	87,65	88,87	89,41	89,59	89,82	90,17	90,46
S-3.3	87,39	88,57	89,05	89,21	89,42	89,72	89,99
S-3.2	86,61	87,54	87,94	88,08	88,27	88,55	88,79
S-3.1	86,12	86,83	87,13	87,25	87,41	87,65	87,86
S-3	85,48	86,34	86,63	86,79	86,99	87,29	87,52
S-2.1	85,30	86,18	86,23	86,43	86,59	86,89	87,29
S-2	84,61	84,47	85,68	86,01	86,33	86,79	87,20
S-1	78,62	82,49	85,53	85,82	86,07	86,44	86,81

5.1.10.5 Simulações com o Reservatório Assoreado

Essas simulações foram elaboradas com a finalidade de se obter o maior Nível d'Água Máximo Normal do reservatório de UHE Itaipava I que não piorasse as inundações que assolam periodicamente a localidade de São Sebastião do Paraíba, mesmo após 30(trinta) anos de operação do empreendimento. A previsão do assoreamento do reservatório considerada foi efetuada conforme descrito no **item 5.1.9**. Cabe salientar que a área onde se encontra esse povoado é naturalmente inundável, já que faz parte da calha superior do rio Paraíba do Sul, conforme ilustrado pela Figura 5.77.

Figura 5.77 - Foto Aérea de São Sebastião do Paraíba



Conforme informado no **item 4.2.2**, nesse local foi instalado o posto limnimétrico São Sebastião do Paraíba, equipado com referência de nível que apresenta cota 93,46 m. Esse marco pode ser vislumbrado na fotografia mostrada na Figura 5.78, obtida em 23/01/2.009, quando o rio se encontrava em águas altas.

Figura 5.78 - Rio Paraíba do Sul em São Sebastião do Paraíba



A partir da análise dessas fotografias, conjugada às observações realizadas em visita de campo, deduziu-se que São Sebastião do Paraíba começa a ser inundada quando o NA local atinge a cota 93,53 m que corresponde a uma vazão de 2.436 m³/s, em condições naturais, na ocasião dos levantamentos.

Foram então realizadas simulações de remanso, considerando-se diversos níveis d'água para o reservatório, a cada qual correspondendo uma distribuição específica dos depósitos de sedimentos em sua bacia hidráulica no horizonte de 30 (trinta) anos. Verificou-se que para o NA de 89,60 m, a vazão citada no parágrafo anterior corresponde à cota fluviométrica de 93,56 m. Observa-se, nesse caso, uma sobre-elevação de 3,00 cm que pode ser considerada desprezível. Consequentemente, para atendimento dos critérios acima considerados, o NA Máximo Normal do Reservatório da UHE Itaocara I deverá situar-se na EL. 89,60 m, o que é considerado no restante deste relatório. A seguir, é descrito o processo de cálculo que conduziu a esse resultado.

Substituindo-se no modelo HEC-RAS as seções topobatimétricas levantadas no campo pelas seções assoreadas após 10 e 30 anos de operação do reservatório, estimadas conforme descrito no item 5.1.9, foram simulados os níveis d'água para essas futuras condições. A condição de contorno para as simulações de reservatório é definida na seção do eixo da UHE Itaocara I (S-22), na cota 89,60 m.

As Tabela 5.54 e Tabela 5.55 apresentam os resultados obtidos.

Tabela 5.54 - Níveis d'Água do Reservatório Assoreado após 10 Anos de Operação (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-9,5	90,67	93,36	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94
S-11	90,21	92,58	93,56	93,97	94,52	95,31	96,04
S-12	89,72	91,26	92,25	92,68	93,24	94,06	94,87
S-13	89,62	90,03	90,55	90,80	91,16	91,68	92,50
S-13,5	89,61	89,88	90,28	90,49	90,81	91,31	92,30
S-14,5	89,60	89,67	89,80	89,89	90,05	90,36	91,67
S-15	89,60	89,63	89,69	89,73	89,80	89,94	91,26
S-15,5	89,60	89,63	89,67	89,70	89,76	89,88	91,20
S-16	89,60	89,61	89,64	89,65	89,68	89,74	91,06
S-17,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	90,91
S-18	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	90,91
S-18,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-20	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-21	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-22	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90

Tabela 5.55 - Níveis d'Água do Reservatório Assoreado após 30 Anos de Operação (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-9,5	90,86	93,43	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94
S-11	90,63	92,94	94,00	94,45	95,04	95,88	96,64
S-12	90,10	92,25	93,26	93,68	94,25	95,09	95,84
S-13	89,63	91,06	91,77	92,07	92,46	93,01	93,57
S-13,5	89,62	90,54	91,17	91,45	91,82	92,37	93,07
S-14,5	89,60	89,71	89,91	90,05	90,30	90,77	92,01
S-15	89,60	89,64	89,71	89,76	89,85	90,03	91,34
S-15,5	89,60	89,63	89,69	89,72	89,79	89,93	91,25
S-16	89,60	89,61	89,64	89,66	89,69	89,76	91,08
S-17,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	90,91

Tabela 5.55 (Continuação)
Níveis d'Água do Reservatório Assoreado após 30 Anos de Operação (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-18	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	89,61	90,91
S-18,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-20	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-21	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-22	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90

No item 5.1.11 os resultados acima são utilizados na elaboração das curvas-chaves de São Sebastião do Paraíba, para os cenários de assoreamento considerados.

5.1.10.6 Simulação com o Reservatório em Início de Operação

a) Trecho Médio (Ilha Serena – Posto São Sebastião do Paraíba)

As linhas d'água considerando o início de operação do reservatório, para as diferentes vazões analisadas, estão apresentadas na Tabela 5.56.

Tabela 5.56 - Níveis d'Água do Reservatório no Trecho Médio (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-9,5	90,57	93,36	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94
S-11	89,67	90,98	92,19	92,64	93,23	94,05	94,89
S-12	89,63	90,19	90,93	91,30	91,83	92,66	93,71
S-13	89,61	89,79	90,10	90,29	90,58	91,11	92,30
S-13,5	89,61	89,77	90,04	90,21	90,49	91,00	92,25
S-14,5	89,60	89,71	89,89	90,00	90,21	90,62	91,94
S-15	89,60	89,63	89,67	89,70	89,75	89,87	91,20
S-15,5	89,60	89,62	89,65	89,67	89,71	89,80	91,13
S-16	89,60	89,61	89,63	89,64	89,66	89,71	91,03
S-17,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	90,91
S-18	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,61	90,91
S-18,5	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90

Tabela 5.56 (Continuação)
Níveis d'Água do Reservatório no Trecho Médio (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-20	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-21	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90
S-22	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	89,60	90,90

b) Trecho Superior (Posto São Sebastião do Paraíba - Itaocara II)

Para o trecho entre São Sebastião do Paraíba e Itaocara II, os níveis d'água simulados considerando o reservatório de Itaocara I estão apresentados na Tabela 5.57.

Tabela 5.57 - Níveis d'Água do Reservatório no Trecho Superior (m)

Seção	Vazões						
	448 m ³ /s (Q _{MLT})	2.305 m ³ /s (T = 2 anos)	3.844 m ³ /s (T = 10 anos)	4.619 m ³ /s (T = 25 anos)	5.764 m ³ /s (T = 100 anos)	7.649 m ³ /s (T = 1.000 anos)	9.530 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-8,7	90,65	93,59	95,51	95,90	96,43	97,19	97,86
S-8,8	90,73	93,76	95,45	95,85	96,38	97,13	97,79
S-8,9	90,77	93,76	95,36	95,76	96,30	97,06	97,72
S-8,10	90,77	93,72	95,25	95,67	96,22	96,99	97,66
S-8,12	90,79	93,75	94,95	95,37	95,92	96,69	97,36
S-8,13	90,71	93,71	94,88	95,30	95,84	96,61	97,28
S-9	90,67	93,59	94,77	95,19	95,73	96,50	97,16
S-9,5	90,57	93,36	94,58	94,99	95,52	96,28	96,94

c) Rio Pirapetinga

Os níveis d'água simulados para o rio Pirapetinga, considerando o reservatório da UHE Itaocara I, estão apresentados na Tabela 5.58.

Tabela 5.58 - Níveis D'água Simulados do Reservatório no Rio Pirapetinga (m)

Seção	Vazões						
	8,45 m ³ /s (Q _{MLT})	43,3 m ³ /s (T = 2 anos)	72,3 m ³ /s (T = 10 anos)	86,8 m ³ /s (T = 25 anos)	108 m ³ /s (T = 100 anos)	144 m ³ /s (T = 1.000 anos)	179 m ³ /s (T = 10.000 anos)
S-5	111,60	112,04	112,24	112,33	112,43	112,58	112,71
S-4.3	111,57	111,93	112,09	112,16	112,25	112,39	112,50
S-4.2	100,32	100,71	100,91	101,00	101,12	101,29	101,44
S-4.1	89,61	89,91	90,26	90,42	90,65	91,01	91,82
S-4	89,60	89,72	89,91	90,01	90,18	90,46	91,45
S-3.3	89,60	89,67	89,79	89,87	89,99	90,23	91,36
S-3.2	89,60	89,64	89,70	89,75	89,83	89,98	91,28
S-3.1	89,60	89,63	89,69	89,73	89,80	89,95	91,27
S-3	89,60	89,63	89,69	89,73	89,80	89,94	91,27
S-2.1	89,60	89,63	89,69	89,73	89,80	89,95	91,27
S-2	89,60	89,63	89,69	89,73	89,80	89,95	91,27
S-1	89,60	89,63	89,68	89,72	89,78	89,91	91,25

Os desenhos SPEC Z27-DEB-0002 e Z27-DEB-0003 apresentam os perfis do leito do rio e dos níveis d'água ao longo do estirão que corresponde ao futuro reservatório da UHE Itaocara I, correspondentes às vazões Q_{MLT}, centenárias, milenares e decamilenares do rio Paraíba do Sul e seu afluente Rio Pirapetinga.

Conclui-se que para as condições iniciais de implantação do reservatório, não há alteração dos níveis d'água na região de São Sebastião do Paraíba.

5.1.11 Borda Livre

Este estudo teve como objetivo avaliar a sobre-elevação do nível d'água do reservatório, devido às ondas provocadas pelo vento e subsidiar o estabelecimento das cotas de coroamento das estruturas de concreto e da barragem de terra.

- **Método e Critérios Gerais**

Na definição da onda de projeto foi utilizado o método proposto no trabalho Saville, "Computation of Free Board Allowance for Waves in Inland Reservoirs", 1.962.

Considerou-se que a barragem deverá conter ondas geradas por ventos na superfície terrestre de 50 km/h (cerca de 14 m/s), atuando coincidentemente com a direção do "fetch" efetivo com o reservatório no seu NA Máximo Maximorum EL.90,90m e ventos de 100 km/h (cerca de 28 m/s), atuando coincidentemente com a direção do "fetch" efetivo com o reservatório no seu NA Máximo Normal EL.89,60m.

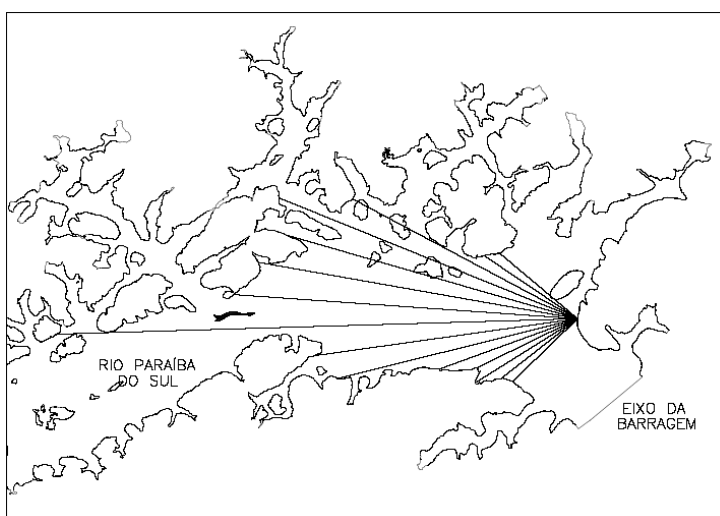
Para essas condições, adotou-se como altura de onda de projeto, aquela correspondente à probabilidade de 2% de ser excedida num "trem de ondas".

Os critérios adotados para a fixação das características do vento de projeto (intensidade, direção e sentido) foram os correntemente praticados em regiões com pouca disponibilidade de dados de vento, à semelhança do local do aproveitamento.

- **Aplicação e Resultados**

O “fetch” efetivo determinado é de cerca de 3,38 km para o NA Máximo Normal EL.89,60m e de 3,39 km para o NA Máximo Maximorum EL.90,90m. A Figura 5.79 mostra o processo gráfico empregado no cálculo desses comprimentos que foi realizado em planta na escala 1:75.000.

Figura 5.79 - Diagrama de Cálculo do “Fetch” Efetivo do Reservatório



As profundidades médias do reservatório ao longo do “fetch” máximo foram estimadas em 15,51 m para o NA Máximo Normal e 16,80 m para o NA Máximo Maximorum.

Para definição da velocidade do vento sobre a água, aplicou-se o coeficiente 1,215 proposto por Saville à velocidade do vento sobre a terra. Os resultados encontram-se apresentados nas Tabela 5.59 e Tabela 5.60.

Tabela 5.59 - Determinação das Características das Ondas e Altura das Marés

Discriminação		Unidade	NA Máx. Normal (89,60 m)	NA Maximo Maximorum (90,90 m)
Velocidades do vento	Sobre a terra	km/h	100,0	50,0
	Sobre a água	km/h	121,5	60,8
Características da onda	Altura significativa	m	1,42	0,68
	Período	s	4,07	3,00
	Comprimento	m	25,84	14,06
	Altura de maré	m	0,051	0,012
	Altura de projeto	m	1,99	0,96

Tabela 5.60 - Resultados do Estudo de Borda Livre

Discriminação		NA Máx. Normal (89,6 m)	NA Máx. Maximorum (90,9 m)
Talude Liso (Concreto)	“Run-up” Máximo	2,15	1,15
	Sobre-elevação (“Run-up” + onda de maré)	2,20	1,16
	Nível de sobre-elevação calculado	91,80	92,06
	Nível mínimo recomendado (CBDB e Eletrobrás)	91,10	91,40
	Cota de coroamento mínima a adotar	92,06	92,06
Talude Rugoso (Barragem)	“Run-up” Máximo	2,01	1,00
	Sobre-elevação (“Run-up” + onda de maré)	2,06	1,01
	Nível de sobre-elevação calculado	91,66	91,91
	Nível mínimo recomendado (CBDB e Eletrobrás)	92,60	91,90
	Cota de coroamento mínima a adotar	92,60	92,60

Notas: 1- Valores em metro;
2 - Talude da barragem = 1:2

Adotando-se o critério de folga nula e considerando-se o NA Maximo Maximorum, a cota de coroamento das estruturas seria de 91,91 m (90,90+1,01) e 92,06 m (90,90+1,16) para as estruturas de terra e concreto, respectivamente.

Conforme recomendado pelo Comitê Brasileiro de Barragens/CBDB e pela Eletrobrás, a cota do coroamento das estruturas de concreto e da crista da barragem de terra é determinada pelo NA Máximo Normal (EL. 89,60 m) acrescido de, no mínimo, 3,0 m para barragens de terra e 1,5 m para estruturas de concreto. A aplicação deste critério resultaria, portanto, em cotas de coroamento iguais a 92,60 m/Barragem de Terra e 91,10 m/Estruturas de Concreto.

Deve-se, ainda, considerar a cota de coroamento mínima que, no caso de barragens de terra deverá ser 1,0 m acima do NA Máximo Maximorum (EL. 91,90 m) e para estruturas de concreto, 0,5 m acima deste mesmo nível (EL. 91,40 m).

Resumindo: as cotas de coroamento a serem adotadas, portanto, não deverão ser inferiores aos seguintes valores: 1) estruturas de concreto 92,06 m e 2) barragem de terra, 92,60 m.

5.1.12 Amortecimento da Cheia de Projeto

O estudo de cheias apresentado no **item 5.1.5** também permitiu concluir que a maior vazão ocorrida na região do aproveitamento UHE Itaocara I foi a observada no posto Anta no dia 16 de março de 1.947 (vazão de 4.672 m³/s). Dessa forma, contemplou-se nesta análise o hidrograma relativo ao período de 1º de janeiro de 1.947 a 28 de maio de 1.947.

Nesse processo, as vazões correspondentes foram transferidas para o aproveitamento UHE e adimensionalizadas pelo pico e, em seguida, multiplicadas pela vazão máxima instantânea com período de retorno de 10.000 anos (9.530 m³/s), para se obter o hidrograma de cheia na UHE Itaocara I. O hidrograma resultante, com duração de 148 dias, encontra-se representado na Tabela 5.61 e na Figura 5.80.

Tabela 5.61 - Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m ³ /s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões na UHE Itaocara I (m ³ /s)
1/1/1.947	875	0,19	1.785
2/1/1.947	853	0,18	1.740
3/1/1.947	1.005	0,22	2.050
4/1/1.947	990	0,21	2.019
5/1/1.947	960	0,21	1.958
6/1/1.947	1.027	0,22	2.095
7/1/1.947	1.005	0,22	2.050
8/1/1.947	1.054	0,23	2.150
9/1/1.947	1.197	0,26	2.442
10/1/1.947	955	0,20	1.948
11/1/1.947	845	0,18	1.724

Tabela 5.61 (Continuação)
Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m³/s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões naUHE Itaipava I (m³/s)
12/1/1.947	903	0,19	1.842
13/1/1.947	1021	0,22	2.083
14/1/1.947	1065	0,23	2.172
15/1/1.947	926	0,20	1.889
16/1/1.947	786	0,17	1.603
17/1/1.947	766	0,16	1.563
18/1/1.947	845	0,18	1.724
19/1/1.947	828	0,18	1.689
20/1/1.947	1.093	0,23	2.230
21/1/1.947	1.431	0,31	2.919
22/1/1.947	1.674	0,36	3.415
23/1/1.947	1.161	0,25	2.368
24/1/1.947	889	0,19	1.813
25/1/1.947	1.272	0,27	2.595
26/1/1.947	2.580	0,55	5.263
27/1/1.947	3.106	0,66	6.336
28/1/1.947	2.580	0,55	5.263
29/1/1.947	1.777	0,38	3.625
30/1/1.947	1.652	0,35	3.370
31/1/1.947	1.411	0,30	2.878
1/2/1.947	1.344	0,29	2.742
2/2/1.947	1.221	0,26	2.491
3/2/1.947	1.132	0,24	2.309
4/2/1.947	1.060	0,23	2.162
5/2/1.947	1.032	0,22	2.105
6/2/1.947	1.043	0,22	2.128
7/2/1.947	1.115	0,24	2.274
8/2/1.947	1.082	0,23	2.207
9/2/1.947	1.038	0,22	2.117
10/2/1.947	985	0,21	2.009
11/2/1.947	965	0,21	1.968

Tabela 5.61 (Continuação)
Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m³/s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões naUHE Itaipava I (m³/s)
12/2/1.947	975	0,21	1.989
13/2/1.947	926	0,20	1.889
14/2/1.947	936	0,20	1.909
15/2/1.947	980	0,21	1.999
16/2/1.947	862	0,18	1.758
17/2/1.947	1.337	0,29	2.727
18/2/1.947	1.747	0,37	3.564
19/2/1.947	2.760	0,59	5.630
20/2/1.947	2.830	0,61	5.773
21/2/1.947	2.021	0,43	4.123
22/2/1.947	1.667	0,36	3.400
23/2/1.947	1.466	0,31	2.990
24/2/1.947	1.740	0,37	3.549
25/2/1.947	1.718	0,37	3.504
26/2/1.947	1.501	0,32	3.062
27/2/1.947	1.370	0,29	2.795
28/2/1.947	1.350	0,29	2.754
1/3/1.947	1.652	0,35	3.370
2/3/1.947	1.898	0,41	3.872
3/3/1.947	1.623	0,35	3.311
4/3/1.947	1.874	0,40	3.823
5/3/1.947	1.814	0,39	3.700
6/3/1.947	1.814	0,39	3.700
7/3/1.947	1.844	0,39	3.762
8/3/1.947	3.010	0,64	6.140
9/3/1.947	2.580	0,55	5.263
10/3/1.947	2.213	0,47	4.514
11/3/1.947	1.814	0,39	3.700
12/3/1.947	1.674	0,36	3.415
13/3/1.947	1.992	0,43	4.063
14/3/1.947	2.223	0,48	4.535
15/3/1.947	3.118	0,67	6.360

Tabela 5.61 (Continuação)
Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m³/s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões na UHE Itaipava I (m³/s)
16/3/1.947	4.672	1,00	9.530
17/3/1.947	3.610	0,77	7.364
18/3/1.947	2.680	0,57	5.467
19/3/1.947	2.610	0,56	5.324
20/3/1.947	3.682	0,79	7.511
21/3/1.947	3.118	0,67	6.360
22/3/1.947	2.340	0,50	4.773
23/3/1.947	1.829	0,39	3.731
24/3/1.947	1.681	0,36	3.429
25/3/1.947	1.652	0,35	3.370
26/3/1.947	1.630	0,35	3.325
27/3/1.947	1.652	0,35	3.370
28/3/1.947	1.623	0,35	3.311
29/3/1.947	1.638	0,35	3.341
30/3/1.947	1.544	0,33	3.150
31/3/1.947	1.438	0,31	2.933
1/4/1.947	1.377	0,29	2.809
2/4/1.947	1.304	0,28	2.660
3/4/1.947	1.246	0,27	2.542
4/4/1.947	1.197	0,26	2.442
5/4/1.947	1.149	0,25	2.344
6/4/1.947	1.093	0,23	2.230
7/4/1.947	1.071	0,23	2.185
8/4/1.947	1.043	0,22	2.128
9/4/1.947	1.104	0,24	2.252
10/4/1.947	1.155	0,25	2.356
11/4/1.947	1.054	0,23	2.150
12/4/1.947	970	0,21	1.979
13/4/1.947	1.000	0,21	2.040
14/4/1.947	965	0,21	1.968
15/4/1.947	931	0,20	1.899
16/4/1.947	912	0,20	1.860
17/4/1.947	912	0,20	1.860

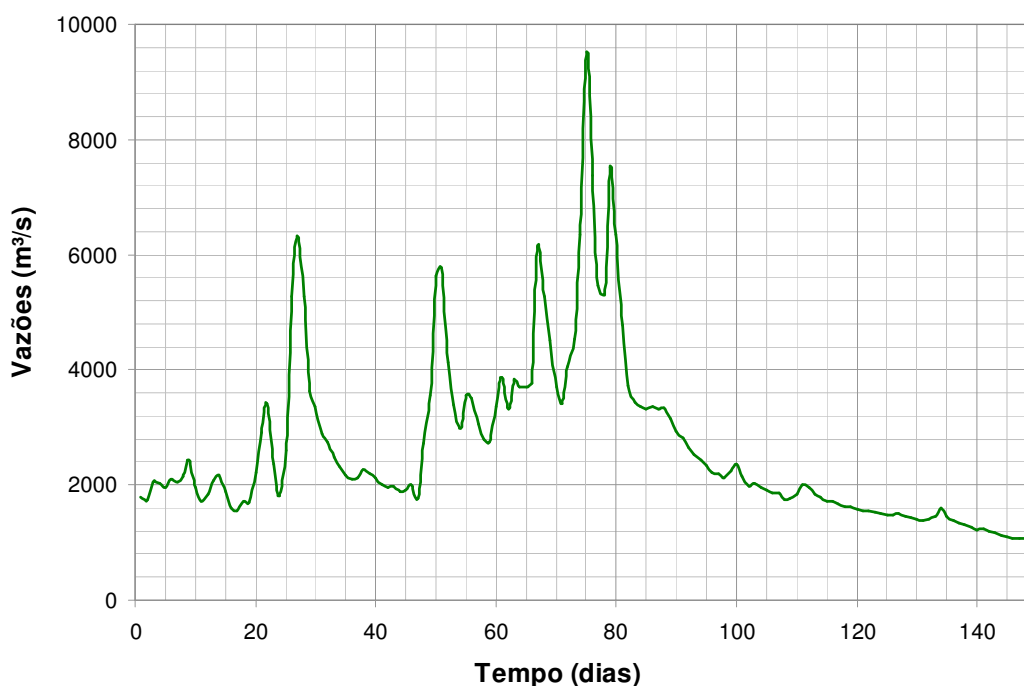
Tabela 5.61 (Continuação)
Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m³/s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões na UHE Itaipava I (m³/s)
18/4/1.947	849	0,18	1.732
19/4/1.947	871	0,19	1.777
20/4/1.947	898	0,19	1.832
21/4/1.947	985	0,21	2.009
22/4/1.947	965	0,21	1.968
23/4/1.947	898	0,19	1.832
24/4/1.947	875	0,19	1.785
25/4/1.947	845	0,18	1.724
26/4/1.947	845	0,18	1.724
27/4/1.947	824	0,18	1.681
28/4/1.947	797	0,17	1.626
29/4/1.947	790	0,17	1.611
30/4/1.947	772	0,17	1.575
1/5/1.947	766	0,16	1.563
2/5/1.947	759	0,16	1.548
3/5/1.947	749	0,16	1.528
4/5/1.947	736	0,16	1.501
5/5/1.947	729	0,16	1.487
6/5/1.947	729	0,16	1.487
7/5/1.947	736	0,16	1.501
8/5/1.947	716	0,15	1.461
9/5/1.947	699	0,15	1.426
10/5/1.947	693	0,15	1.414
11/5/1.947	683	0,15	1.393
12/5/1.947	689	0,15	1.405
13/5/1.947	719	0,15	1.467
14/5/1.947	786	0,17	1.603
15/5/1.947	716	0,15	1.461
16/5/1.947	683	0,15	1.393
17/5/1.947	661	0,14	1.348
18/5/1.947	640	0,14	1.306
19/5/1.947	621	0,13	1.267
20/5/1.947	598	0,13	1.220

Tabela 5.61 (Continuação)
Hidrograma de Cheia Máxima

Data	Vazões em Anta (m ³ /s)	Vazões Adimensionalizadas	Vazões naUHE Itaipava I (m ³ /s)
21/5/1.947	605	0,13	1.234
22/5/1.947	586	0,13	1.195
23/5/1.947	572	0,12	1.167
24/5/1.947	552	0,12	1.126
25/5/1.947	541	0,12	1.104
26/5/1.947	530	0,11	1.081
27/5/1.947	524	0,11	1.069
28/5/1.947	524	0,11	1.069

Figura 5.80
Hidrograma de Cheia Máxima naUHE Itaipava I



Além desse hidrograma, foram empregadas as seguintes informações:

- Curva cota x volume do reservatório, apresentada no **item 5.1.8**;
- Curva de descarga do Vertedouro caracterizada na Tabela 5.62.

Tabela 5.62 - Curva de Descarga do Vertedouro

Q (m ³ /s)	NA (m)
0,00	76,00
154	77,19
446	78,29
842	79,38
1.339	80,48
1.911	81,58
2.551	82,65
3.280	83,76
4.087	84,88
4.972	86,01
5.879	87,09
6.847	88,17
7.948	89,33
9.086	90,47
9.381	90,76
9.530	90,90

O modelo utilizado no cálculo do amortecimento da cheia de projeto promovido pelo reservatório, baseia-se na Equação da Continuidade que para um sistema hidrológico expressa a relação entre a vazão afluente $I(t)$, a vazão defluente $O(t)$ e o armazenamento $S(t)$, como segue:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t)$$

A simulação foi elaborada com base em dados diários discretizados a cada 4(quatro) horas, através da equação:

$$S_{(t+1)} = S_{(t)} + \left(\frac{I_{(t+1)} + I_{(t)}}{2} - \frac{O_{(t+1)} + O_{(t)}}{2} \right) \cdot \Delta t$$

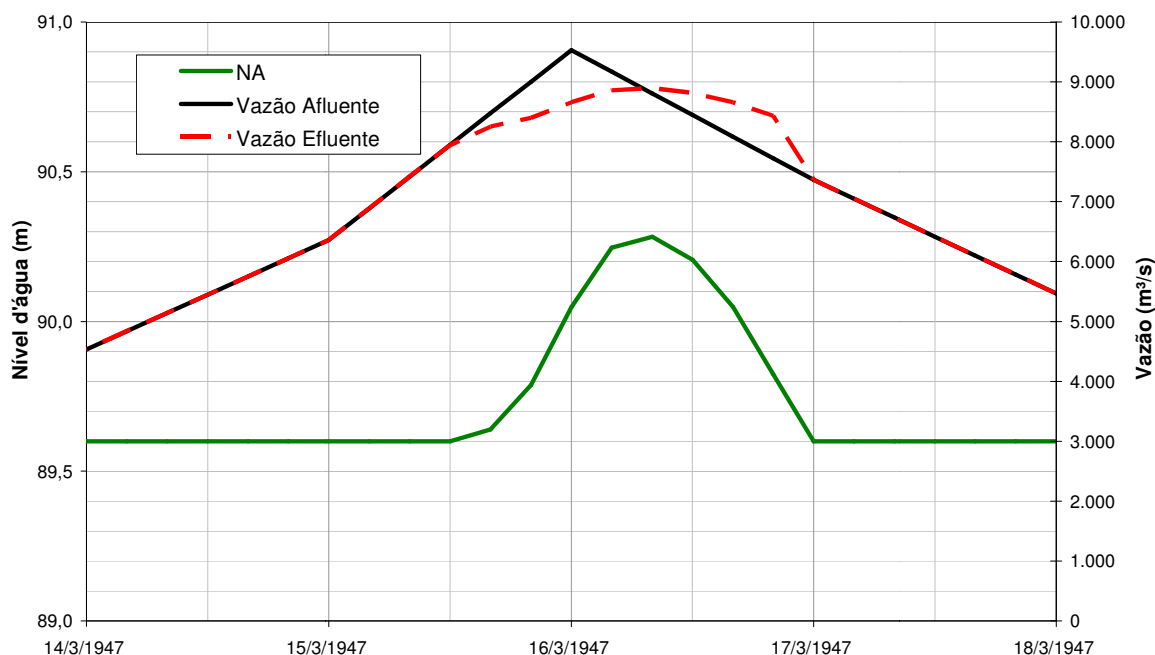
onde $S_{(t)}$ representa o armazenamento no início do intervalo de tempo, $I_{(t)}$ a afluência durante o intervalo de tempo, $O_{(t)}$ a defluência durante o intervalo de tempo e Δt a duração do intervalo de tempo.

Considerando como condição inicial, o reservatório no Nível d'Água Máximo Normal (EL. 89,60 m) e a inoperância dos conjuntos hidrogeradores, isto é, vazão turbinada nula, foram aplicadas as equações acima.

Os resultados obtidos nessa simulação foram os seguintes:

- Vazão máxima defluente = 8.896 m³/s;
- NA máximo reservatório = 90,28 m;
- Hidrograma defluente do período de interesse, mostrado na Figura 5.81

Figura 5.81 - Hidrogramas de Cheia Decamilenar Afluente e Defluente



Conseqüentemente na passagem da onda da cheia decamilenar (TR=10.000 anos) pelo reservatório da UHE Itaocara I, ocorre amortecimento de 6,65% da vazão de pico e uma sobre-elevação do nível d'água normal de 0,68 m (90,28m-89,60m).

5.1.13 Enchimento do Reservatório

Os estudos de enchimento do reservatório da UHE Itaocara I foram desenvolvidos a partir do "Balanço de Massas", no qual os volumes acumulados no reservatório resultam da diferença entre vazões médias mensais afluentes e defluentes.

Considerou-se que o fechamento do rio ocorrerá entre os meses de dezembro e fevereiro. Dessa forma, foram extraídos da série de vazões estabelecida, conforme descrito no **item 5.1.4** os dados referentes a esses meses, os quais são reproduzidos na Tabela 5.63, Tabela 5.64 e Tabela 5.65. Isso feito, foram selecionados para cada um dos três meses em estudo, os anos que correspondiam aos cenários extremos e médio, para fins de enchimento do reservatório.

Tabela 5.63 - Vazões Médias Mensais Afluentes em Dezembro (m³/s)

Década	Ano									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.930-1939	-	573	712	657	575	287	499	1008	761	431
1.940-1949	581	604	611	604	404	540	337	906	580	454
1.950-1959	533	361	532	428	268	420	461	517	411	351
1.960-1969	426	346	518	216	442	487	773	547	384	520
1.970-1979	316	552	506	404	428	455	837	594	376	490
1.980-1989	508	650	839	1212	359	460	419	518	340	422
1.990-1999	263	363	492	280	440	527	763	410	387	481
2.000-2009	407	396	590	534	720	622	628	409	-	-

Tabela 5.64 - Vazões Médias Mensais Afluentes em Janeiro (m³/s)

Década	Ano									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1930-1939	-	865	1.343	1.115	802	594	256	928	1132	946
1940-1949	648	583	547	1360	541	612	1026	708	833	755
1950-1959	738	908	692	369	302	497	402	384	327	998
1960-1969	424	1286	460	691	447	816	1419	1859	830	575
1970-1979	411	328	401	626	605	667	423	960	890	444
1980-1989	737	731	664	1550	956	903	599	669	532	701
1990-1999	408	690	870	422	607	349	919	1396	372	734
2000-2009	612	466	551	772	681	744	452	1182	-	-

Tabela 5.65 - Vazões Médias Mensais Afluentes em Fevereiro (m³/s)

Década	Ano									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1930-1939	-	2026	1126	612	423	1345	349	1204	1027	884
1940-1949	1013	410	535	1123	872	768	620	1159	1124	1224
1950-1959	1447	1047	1061	442	339	302	248	413	417	492
1960-1969	575	1548	1278	814	759	1123	673	1981	485	401
1970-1979	345	195	465	857	582	550	596	626	657	1116
1980-1989	532	582	575	1122	513	1379	588	897	1646	1077
1990-1999	281	655	529	474	347	756	1080	849	650	941
2000-2009	640	450	701	548	698	1007	853	796	-	-

Nos casos em que o enchimento não se completou dentro do trimestre em análise, foram empregadas também as vazões dos meses seguintes.

Os cálculos em questão foram divididos em duas etapas. A primeira etapa até que a cota da soleira do vertedouro EL. 76,00m fosse atingida, considerando-se uma vazão remanescente de 121,60 m³/s correspondente a 80% da Q_{7,10}. Após atingida essa cota da soleira, as comportas segmentos do Vertedouro passariam a controlar a vazão defluente permitindo-se a liberação de uma vazão remanescente de 170,00 m³/s que corresponde à vazão mínima média mensal dos últimos 40(quarenta) anos. Tais critérios resultaram de análises que são detalhadas nos “Estudos de Impacto Ambientais/EIA”.

Dessa forma, foram determinados os tempos decorridos desde o início da operação de enchimento até que se atingisse o nível da soleira do vertedouro (EL. 76,0 m) e o nível d’água máximo normal (EL. 89,60 m), o que equivale à acumulação de volumes no reservatório de 65,72 hm³ e 412,76 hm³, respectivamente.

A Tabela 5.66 resume os resultados obtidos.

Tabela 5.66 - Tempos de Enchimento do Reservatório (dias)

Elevação	Mês Início do Enchimento / Cenário elevação reservatório								
	Dezembro			Janeiro			Fevereiro		
	Lento (1935)	Médio (1957)	Rápido (1983)	Lento (1936)	Médio (1981)	Rápido (1967)	Lento (1971)	Médio (2007)	Rápido (1931)
Soleira do Vertedouro (EL. 76,00 m)	5	2	1	6	2	1	11	2	1
Nível D’Água Máximo Normal (EL. 89,60 m)	43	14	5	42	9	3	55	8	3

As Figuras seguintes Figura 5.82, Figura 5.83 e **Figura 5.84** apresentam as curvas representativas da evolução do NA do reservatório para os cenários lento, médio e rápido.

Figura 5.82 - Linigrama de Enchimento do Reservatório no Cenário Lento

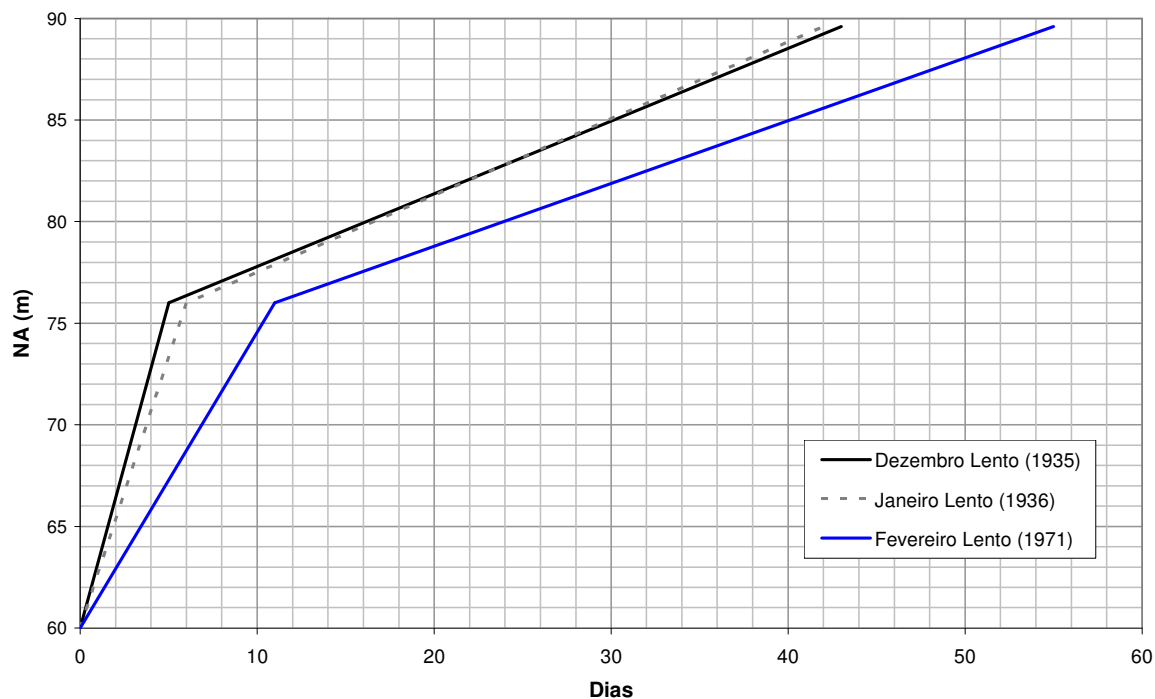


Figura 5.83 - Linigrama de Enchimento do Reservatório no Cenário Médio

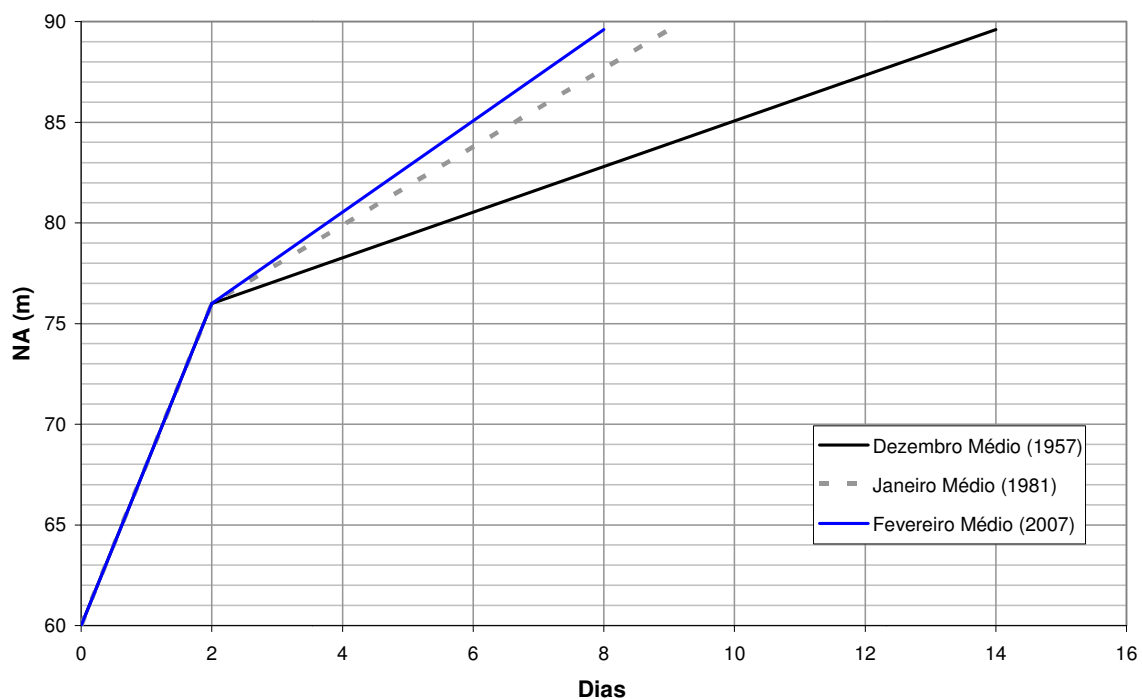
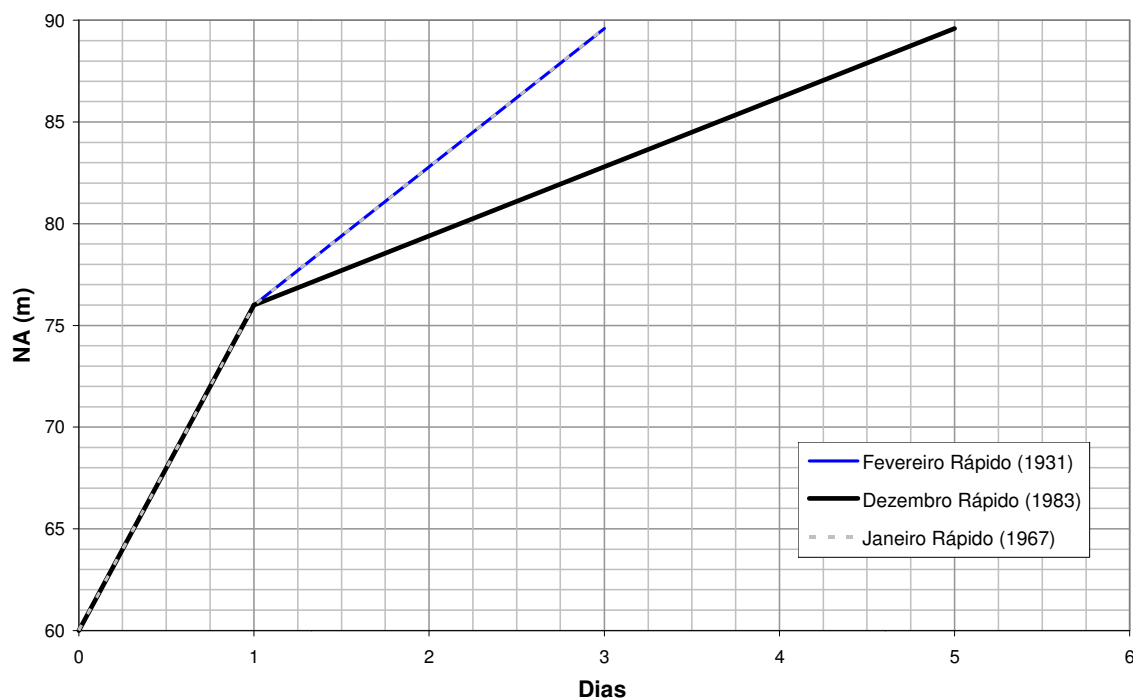


Figura 5.84 - Linigrama de Enchimento do Reservatório no Cenário Rápido



Para os três meses analisados, portanto, conclui-se que:

- O tempo mínimo necessário para que o nível d'água máximo normal na EL.89,60m seja obtido é de cerca de 03(três) dias no cenário rápido, correspondente ao fechamento do rio no mês de janeiro e fevereiro;
- O maior tempo de enchimento simulado foi de 55(cinquenta e cinco)dias correspondente ao fechamento do rio no mês de fevereiro no cenário lento.

5.2 Estudos Hidráulicos

5.2.1 Estudos Hidráulicos para o Desvio e Controle do Rio durante a Construção

O desvio do rio Paraíba do Sul para construção da UHE Itaocara I será realizado em duas fases distintas. Durante a primeira fase, o fluxo total do rio é desviado pelo canal natural do braço esquerdo da Ilha Serena com a construção de duas(02) ensecadeiras, sendo uma a montante e outra à jusante do eixo, entre a margem esquerda e a Ilha Serena, permitindo-se desta forma a construção, na área ensecada, das estruturas do Canal de Adução, Vertedouro/Adufas de Desvio/Bacia de Dissipação/Canal de Descarga, Tomada d'Água/Casa de Força/Canal de Fuga, Muro de Abraço Margem Esquerda, Barragem de Enrocamento Esquerda, Barragem de Terra Margem Esquerda, Muro de Abraço Margem Direita, Barragem de Enrocamento Direita e parte da Barragem de Terra Margem Direita.

A segunda fase do desvio do rio inicia-se após a conclusão da construção das estruturas localizadas na margem esquerda e a execução de duas (02) ensecadeiras na margem direita, fechando o braço direito da Ilha Serena até a ombreira direita, sendo a ensecadeira de montante incorporada à Barragem de Terra Margem Direita e a ensecadeira de jusante removida após a conclusão do aterro da Barragem de Terra Margem Direita.

O fluxo total do rio Paraíba do Sul, na segunda fase, será desviado pelo braço esquerdo da Ilha Serena através de 12(doze) adufas executadas no maciço da estrutura do Vertedouro. Para efetivar-se este evento DESVIO DO RIO, as ensecadeiras de montante e jusante de Primeira Fase serão parcialmente removidas, de forma a permitir o fluxo pelas Adufas de Desvio e permitir o início de construção das ensecadeiras de Segunda Fase do Desvio a montante e jusante que permitirão a conclusão das obras da Barragem de Terra na área ensecada no leito do rio, margem direita e ombreira direita.

Apresentam-se, a seguir, os Estudos Hidráulicos relativos ao Desvio e Controle do Rio durante cada fase de construção, como também os estudos referentes ao Esquema de Garantia de Vazão Remanescente que permitirá a manutenção do fluxo d'água à jusante da Barragem durante o enchimento do reservatório.

5.2.1.1 Ensecadeiras da Primeira Fase de Construção

O Desvio do Rio de Primeira Fase foi dimensionado para a cheia de tempo de recorrência igual 50 anos, correspondente a uma vazão de $5.194 \text{ m}^3/\text{s}$ no período completo. O nível de água de montante atinge a El. 67,70 m e o de jusante a El. 65,50 m.

As ensecadeiras de Primeira Fase apresentam coroamento de montante na El. 69,00 m e de jusante na El. 67,00 m e protegem as estruturas, na área ensecada, para a passagem da cheia com tempo de recorrência de 100 anos, correspondente a uma vazão de $5.764 \text{ m}^3/\text{s}$ com borda-livre reduzida.

Deve ser ressaltado que a ensecadeira de montante da Primeira Fase deverá ser parcialmente removida, pois será utilizada no controle do assoreamento junto à estrutura da Tomada D'água.

Aproximadamente 110,00 m da ensecadeira montante edefrente ao Vertedouro deve ser totalmente removida para o Desvio do rio pelas Adufas, enquanto outro trecho de ensecadeira montante com cerca de 130,00 junto à margem esquerda, deve ser rebaixada para El. 67,00 m.

5.2.1.2 Ensecadeiras da Segunda Fase de Construção

Na Segunda Fase de Desvio do Rio as águas afluentes escoam através de doze (12) Adufas de Desvio retangulares com dimensões $H=7,00\text{m}$, $L=5,50\text{m}$ e extensão unitária de 27,60m, permitindo a passagem da cheia com tempo de recorrência de 50 anos, correspondente a uma vazão de $5.194 \text{ m}^3/\text{s}$.

O nível de água de montante atinge a El. 75,50 m e o de jusante a El. 66,30 m.

As ensecadeiras de Segunda Fase possuem coroamento de montante na El. 76,50 m e de jusante na El. 67,50 m e protegem as estruturas ensecadas para a passagem da cheia com tempo de recorrência de 100 anos no período de estiagem, correspondente a uma vazão de 5.764 m³/s, com borda-livre reduzida.

5.2.1.3 Dispositivo de Garantia da Vazão Remanescente à Jusante ou Vazão Ecológica

Para garantir a manutenção da vazão ecológica definida em 121,60 m³/s (Qeco = 80% de Qmin. mensal) durante o enchimento do reservatório, até que seja atingida a crista da soleira do Vertedouro na EL.76,00m, será usado um “Esquema de Fechamento” das Adufas de Desvio que dispensará a utilização de qualquer dispositivo para manutenção da vazão residual durante o enchimento do Reservatório.

Em linhas gerais, o fechamento das Adufas de Desvio será das extremidades do Vertedouro para o centro, com o fechamento de duas(02) adufas simétricas em relação ao centro da estrutura Vertedouro de cada vez, até completar-se o décimo fechamento.

Já com o reservatório em ascensão, as duas últimas adufas centrais serão fechadas individualmente. No fechamento da última adufa de desvio será usado o esquema de “cracking”(pequenos fechamentos com pequenas descidas da comporta vagão) para permitir o controle da subida do reservatório, permitir a passagem da vazão de 121,60m³/s pela última adufa até atingir-se a EL 76,00m da crista da ogiva vertente.

Atingida a soleira do vertedouro, a vazão residual deverá ser garantida através da operação das comportas segmentos do Vertedouro já devidamente testadas, comissionadas e em plena fase de operação.

Para maiores detalhes e entendimento completo do assunto, sugere-se a leitura do **item 6.5.4** que enfoca o Esquema de Fechamento das Adufas de Desvio e a manutenção da Vazão Remanescente ou Ecológica.

5.2.2 Estudos de Dimensionamento Hidráulico do Vertedouro

De acordo com os estudos hidrológicos foi definida uma vazão decamilenar (TR=10.000 anos) na UHE Itaipava I de 9.530 m³/s. A estrutura dimensionada para atender essa vazão possui extensão total de 102,000 m divididos em seis(06) vãos de 13,50 m cada e pilares internos e externos com largura de 3,00 m.

Com relação à concepção hidráulica, a estrutura vertente foi dimensionada para operar controlada por seis (06) comportas segmentos de 13,50m x 13,60m, com nível d'água normal do reservatório na EL. 89,60 m e com capacidade para extravasar a vazão decamilenar.

Para atender à vazão mínima remanescente para jusante serão utilizadas as Adufas de Desvio até o seu fechamento para formação do reservatório. Durante a fase de fechamento das Adufas, funcionará o “Esquema Provisório de Vazão Remanescente” até o reservatório atingir a crista da ogiva do vertedouro na elevação 76,00m. Esse Esquema, descrito no **item anterior 5.2.1.3**, só funcionará durante o enchimento e formação do reservatório, pois após o fechamento completo das Adufas, suas galerias de H=7,00m x

L=5,50m serão plugadas com concreto para complementação da ogiva vertente e prover a estrutura Vertedouro com maior estabilidade.

Após atingir a crista do vertedouro EL. 76,00m, a vazão remanescente passará pelo próprio vertedouro através dos vãos cujas adufas e ogivas vertentes já foram concretadas e os vãos, serão controlados por comportas segmentos, até atingir o seu nível d'água máximo normal na EL.89,60m

A estrutura vertedouro constituída deseis(06) blocos,apresenta na parte inferior do seu maciço,doze (12) adufas de desvio que receberão “plugs”/tampões de concreto após seu fechamento com comportas ensecadeiras por montante, seguindo esquema previamente estudado que informa a sequencia de fechamento das Adufas deDesvio e concretagem dos tampões.

.A geometria da crista do vertedouro foi definida pelas equações que definem o perfil “Creager” para vertedouros segundo “Hydraulic Design Criteria – Chart 111-2/1” definida para uma carga de 11,175m (Hd), de modo a se poder utilizar um coeficiente de vazão mais elevado para a carga máxima de 14,90 m (He, sendo $He/Hd=1,33$) sem depressão excessiva na soleira – e com curva semi- elíptica, a montante, associado a um paramento com inclinação 1,0V:0,7H. As formas hidrodinâmicas das extremidades de montante do pilar e dos muros laterais foram definidas, através de combinações de arcos de círculos, considerando para estes espessuras de 3,00m. Esses dimensionamentos obedeceram às diretrizes do HDC e do HDS do “US Corps of Engineers”.

A jusante do vertedouro foi introduzida uma bacia de dissipação de 52,08m de comprimento e 102,00m de largura com a função de conter o ressalto hidráulico e dissipar a energia do fluxo para a vazão centenária ($Q = 5.764 \text{ m}^3/\text{s}$), considerando o nível d'água normal do reservatório na EL. 89,60m.

Foi inserida no final da bacia de dissipação uma soleira terminal na EL. 52,15 m para conter o ressalto hidráulico dentro da bacia e evitar a erosão regressiva na sua extremidade final.

Após a saída da bacia está previsto um trecho horizontal de 20,00 m de extensão na EL. 51,00 seguido de uma rampa com inclinação de 1V:3H até a cota do terreno natural (~58,50m) para restituição das águas vertidas ao curso natural do rio.

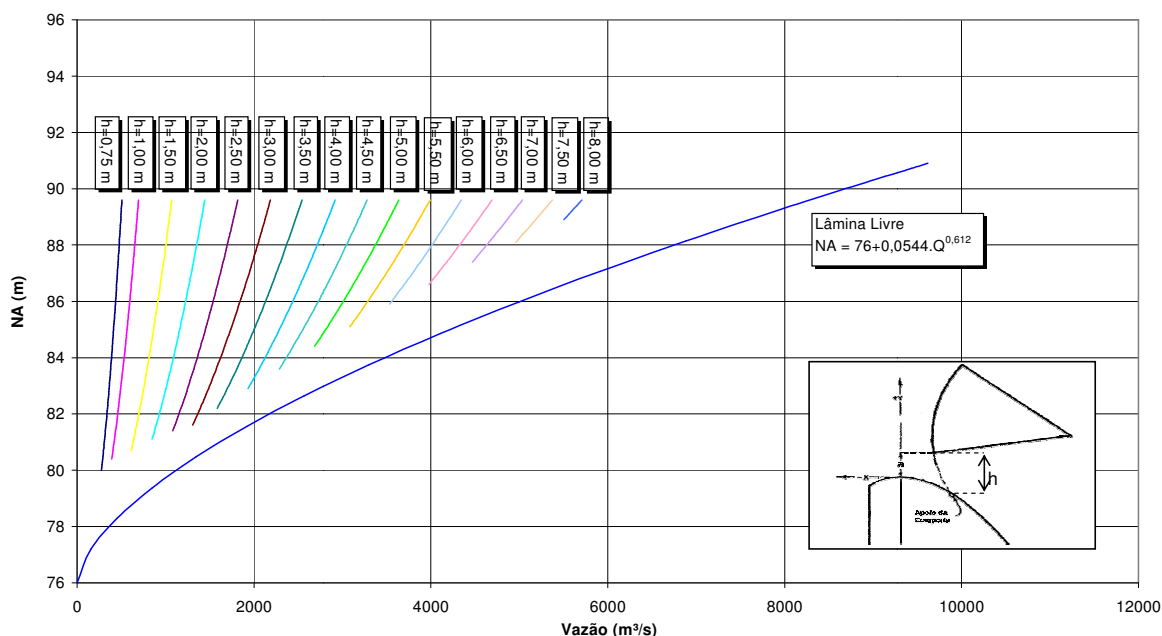
Para definição das cotas de topo dos muros laterais da Bacia de Dissipação e da posição das vigas-munhão das comportas segmentos, foi calculado o perfil de linha d'água ao longo da soleira da crista, calha vertente e bacia de dissipação para a vazão decamilenar $9.530\text{m}^3/\text{s}$. No caso da região da soleira da crista da ogiva e munhão da comporta segmento, o perfil foi calculado com base nas indicações do HDC e HDS do US Corps of Engineers, parametrizadas em função da carga de dimensionamento(Hd) para esse tipo de soleira; enquanto que para a calha vertente e bacia, o mesmo foi calculado através do Standard Step Method, tendo-se verificado a altura do ressalto da lâmina d'água dentro da bacia até o final do muro. O perfil de linha d'água assim obtido deverá ser verificado nos estudos em modelo hidráulico reduzido durante a etapa do projeto executivo.

Com relação à viga munhão, seu posicionamento é função de compromisso do atendimento simultâneo às conveniências hidráulicas (depressão moderada do campo de pressões hidrodinâmicas ao nível da superfície do concreto, quando de aberturas parciais, sem risco de cavitação - acolhendo-se, de forma aproximada, as indicações de Fernando Lemos em “Critères pour le dimensionnement hydraulique de barrages déversoirs dont le parement amont est incliné à 3:3”, Memória Nº 543, LNEC, Lisboa, 1.980) e mecânico-estruturais da comporta e respectivo equipamento de movimentação, o que resultou em borda livre da ordem de 2,00m.

Com relação aos muros laterais na rampa vertente e na bacia de dissipação, as cotas de coroamento foram estabelecidas considerando a excepcionalidade da vazão decamilenar e tendo como diretriz uma borda livre mínima de 0,50m em relação à mesma, sem considerar o emulsionamento.

A Figura 5.85, a seguir, apresenta as curvas de descarga para o vertedouro, com e sem controle de comporta. Os cálculos respectivos seguiram as metodologias e os parâmetros constantes do HDC e HDS do US Corps of Engineers, levando-se em conta as características geométricas definidas para a estrutura na região da soleira da ogiva e canal de adução, constantes dos desenhos apresentados no Volume II deste Relatório. Ressalta-se que nos casos com controle de comporta, os valores de abertura indicados na Figura 5.85 se referem à distância vertical entre o bordo inferior da comporta e o seu ponto de apoio na soleira da ogiva.

Figura 5.85 - UHE Itaocara I - Curvas de Descarga do Vertedouro



O cálculo de pressões foi realizado para os casos de lâmina livre e fluxo controlado por comporta baseado nas metodologias do HDC – Chart 111-16/1 e 111-16/2 para lâmina livre no centro do vão e próximo aos pilares e Chart 311-6 e 311-6/1 para o vertedouro controlado por comporta.

As pressões alcançadas na soleira do vertedouro, na rampa vertente e na curva na entrada da bacia de dissipação, chegam a valores máximos da ordem de 6,0m.c.a. com flutuação de pressão de até $\pm 2,45$ m.

A avaliação do potencial de ocorrência de cavitação na superfície de concreto da ogiva vertente foi realizada com base nos valores do índice de cavitação incipiente que resultaram em valores entre 0,81 e 0,35.

As especificações técnicas relativas à resistência mínima do concreto e às classes e procedimentos para acabamento das superfícies hidráulicas, definem essas características de forma a evitar ou minimizar tal possibilidade.

Entretanto na etapa do Projeto Executivo, cálculos teóricos e ensaios em modelo hidráulico reduzido detalhados para toda a gama de vazões, permitirão estimar adequadamente valores para o coeficiente de cavitação incipiente em cada seção e trecho da estrutura e definir as adequações às especificações técnicas que eventualmente se mostrem necessárias.

5.2.3 Estudos Hidráulicos do Circuito de Geração

O Circuito de Geração foi concebido de forma a melhor aproveitar técnica e economicamente as condições topográficas e geológico-geotécnicas do trecho previsto para a sua implantação, e dimensionado para as condições previstas de níveis d'água operacionais.

5.2.3.1 Tomada d'Água

A Tomada D'Água com soleira na EL. 52,50m e extensão em planta de 23,64m até a junta de construção na linha "B", teve sua geometria definida de forma a serem minimizadas as perdas de carga nas transições entre as seções de escoamento. Para este objetivo utilizou-se uma curva semi-elíptica para definição do teto da Tomada D'Água. A cota da soleira/piso foi definida de forma que ficasse garantida a submergência mínima da seção da comporta ensecadeira para não ocorrência de vorticidades, considerando o "Critério de Gordon" e escoamento de aproximação assimétrica. Um pilar central com 4,00 m de largura e forma hidrodinâmica composta de arcos de círculo, divide a entrada da tomada d'água em dois (02) portais que correspondem às duas(02) Unidades Geradoras, de forma a propiciar condições estruturais e operacionais adequadas.

Cada portal de entrada da Tomada D'água (com duas aberturas de 10,70m m de largura unitária por 20,95m de altura unitária), foi projetada assumindo uma velocidade máxima referente à área útil das grades em torno de 1,5 m/s.

A seção unitária adotada para as comportas ensecadeiras (7,80 m de largura livre por 13,90m de altura livre), corresponde à velocidade do escoamento de 3,36 m/s que é um valor inferior ao valor limite estabelecido nos critérios de projeto de 6,0 m/s.

5.2.3.2 Canal de Fuga

À jusante da Casa de Força, o Canal de Fuga escavado em rocha, possui largura inicial de 52,00m na EL. 39,00 e rampa de 1V:4H com a qual alcança o Canal de Restituição com largura de 145,00mna EL. 58,50 m.

5.2.3.3 Perdas de Carga

A perda de carga total no circuito hidráulico de geração apresenta, para a vazão nominal máxima de engolimento das turbinas, um valor igual a 0,344 m. A equação da perda de carga para a vazão unitária de cada circuito de geração é apresentada a seguir:

$$h = \frac{Q_{un.}^2}{3,166 \times 10^5}$$

h: perda de carga (m);

Q_{un.}: vazão unitária de cada circuito de geração (m³/s).

Apesar da equação da perda de carga estar em função da vazão unitária, os cálculos para determinação da perda de carga total foi realizado a partir da vazão total de engolimento, conforme apresentado no memorial que se segue.

1) Perda de Carga nas Grades:

Fórmula de Kirshmer:

$$h_G = k_G \left(\frac{e_1}{e_2} \right)^{4/3} \text{sen } \theta_1 \frac{v^2}{2g}$$

Fonte: Diretrizes para Projetos de PCH - ELETROBRÁS (pág. 7.2-1).

Onde:

h _G =	perda de carga na grade em m;
k _G =	coeficiente de perda de carga da grade;
e ₁ =	espessuras das barras (diâmetro) em mm;
e ₂ =	espaçamento entre barras em mm;
Teta =	inclinação da grade;
v _E =	velocidade na entrada em m/s.

k _G =	2,42
e ₁ =	50 mm
e ₂ =	150 mm
Teta =	78,56 °
sen 83.3° =	0,980
Vazão =	666 m ³ /s
Altura =	22,1 m
Largura total =	38,4 m
v _E =	0,78 m/s
h _G =	0,017 m

2) Perda de carga no nicho da comporta:

Largura total:	L =	31,76 m
Altura Comporta:	H =	14,10 m
Área Comporta:	A =	447,816 m ²
	V _{comp} =	1,47 m/s

Fonte: Usinas Hidrelétricas, Gerhard P. Schreiber (pág.120).

Ranhuradas Comporta	h _{R1} =	0,0022 m
---------------------	-------------------	----------

3) Perda de carga na contração Grade-Comporta

$$h_E = k_E \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

Onde:

h _E =	perda de carga na contração em m;
k _E =	coeficiente de contração, 0,3;
v ₁ =	velocidade na grade;
v ₂ =	velocidade na comporta;
h _E =	0,024 m

4) Perda de carga na sucção

$$h_E = k_E \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

Onde:

h _E =	perda de carga na sucção, em m;
k _E =	coeficiente de expansão, 1,0;
v ₁ =	velocidade no canal de fuga;
v ₂ =	velocidade na sucção;

Comporta Sução

Altura =	7,4
Largura total =	34,76 m
Velocidade =	2,57

Canal de Fuga

Altura	19,7 m
Largura	40,6 m
Velocidade	0,83
hE=	0,301 m

5) Perda de carga Total

h =	0,344 m
-----	---------

5.3 Estudos Geológicos e Geotécnicos

5.3.1 Geologia e Geomorfologia Regional

5.3.1.1 Geologia Regional

Este item tem por finalidade apresentar os estudos elaborados quanto aos aspectos geológico-geotécnicos, realizados no local previsto para a implantação da UHE Itacara, situado no rio Paraíba do Sul, município de Itacara, nordeste do Estado do Rio de Janeiro. Para a caracterização regional, foi utilizado o Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro, escala 1:500.000, elaborado pelo Departamento de Geologia da CPRM. O desenho G26-DEB-0001 mostra a distribuição espacial das diversas unidades geológicas no contexto regional.

No sítio estudado, o rio Paraíba do Sul escoar no sentido NE e recebe águas do rio Pomba, de direção NW pela margem esquerda.

Regionalmente, a área em questão, é constituída por rochas de idades proterozóicas e depósitos cenozóicos distribuídas em faixas mais ou menos paralelas ao rio Paraíba do Sul, com direção NE-SW e compreendem, principalmente, rochas cristalinas, caracterizadas como gnaisses, gnaisses xistosos, granulitos e migmatitos. Ocorrem diversas falhas de empurrão, normais e transcorrentes.

As rochas proterozóicas, descritas sucintamente a seguir, englobam rochas do meso ao neoproterozóico, constituindo, da base para o topo pela Unidade Itaperuna Granulitos, Unidade Italva, Complexo Paraíba do Sul, Unidade Duas Barras, Leucogranito Gnaiss da Serra do Paquequer, Suíte Desengano, Suíte Rio de Janeiro, Suíte Bela Joana, Suíte Angelim e Suíte Serra das Araras.

No entorno do empreendimento ocorrem, principalmente, rochas da **Unidade Itaperuna Paragranulitos**(NNpit) constituída por gnaisses quartzo-feldspáticos aluminosos a granada-biotita-sillimanita com e sem ortopiroxênio, eventualmente com intercalações de gnaisses calcissilicáticos. Esta unidade faz contato com as rochas do Complexo Paraíba do sul através de falhas de empurrão, tanto para NW como para SE.

A **Unidade Italva**(NNpi) ocorre a sudeste do sítio previsto da UHE Itaocara I e constitui-se por metacalcário dolomítico e calcítico intercalado com granada-biotita-sillimanita gnaisse quartzo-feldspático e quartzo-anfibólio-clinopiroxênio gnaisse.

O **Complexo Paraíba do Sul**(MNps) é representado na região por rochas da Unidade São Fidelis, caracterizado por granada-biotita-sillimanita gnaisse quartzo-feldspático com bolsões e veios anatéticos *in situ* ou injetados de composição granítica. Intercalações de gnaisse calcissilicáticos e quartzito são frequentemente observadas. Ocorrem, ainda, horizontes de xistos grafitosos, além de rochas calcissilicáticas, metacabornáticas e quartzitos.

Em direção a SE, ocorrem em faixas contínuas rochas das Suítes Desengano, Italva, Rio de Janeiro, Angelim, Unidade São Fidelis reportada ao Complexo Paraíba do Sul, Suíte Desengano e Suíte Bela Joana. Na porção SW da região em estudo, ocorrem rochas das unidades Duas Barras e Leucogranito Gnaisse da Serra do Paquequer.

A **Suíte Desengano**(Ny2d) constitui-se por granito tipo “S” com granada, muscovita e biotita de granulação grossa, com texturas granoblástica e porfírica com forte foliação transcorrente. Localmente são observados domínios charnockíticos.

A **Suíte Rio de Janeiro**(Ny2rd) é constituída pelo Granito Corcovado, Granito Pão de Açúcar e Leucogranito Gnáissico Cosme Velho. O Granito Corcovado é caracterizado como granito tipo S com granada, muscovita e biotita com textura megaporfírica. O Granito Pão de Açúcar caracteriza-se como um fácies melatuminosas do Granito Corcovado. E Leucogranito Gnáissico Cosme Velho é caracterizado como tipo “S” com muscovita, granada e biotita, de granulação média.

A **Suíte Angelim**(Ny2a) é caracterizada por granada-hornblenda-biotita tonalito a granito com textura porfírica e forte foliação transcorrente. É uma suíte mista envolvendo domínios peraluminosos de granito tipo S, ricos em granada e domínios metaluminosos tipo “I”, ricos em hornblenda.

A **Suíte Duas Barras**(Ny1rd) é constituída por granitoides de fácies homogêneas, foliada, de composição tonalítica intrudida por veios e bolsões de leucogranito tipo “S”.

O **Leucogranito Gnaisse da Serra do Paquequer**(Ny1p) é constituído pro muscovita-biotita leucogranito, granito tipo “S” de granulação grossa com forte foliação tangencial, rico em restos de paragnaisses.

Em direção a NW, em contato com a unidade São Fidelis (Complexo Paraíba do Sul), são observadas rochas da Suíte Serra das Araras, Unidade Itaperuna com intercalações de faixas da unidade Santo Antônio de Pádua, seguida da Unidade São Fidelis e Unidade Itaperuna com um bolsão de Suíte Bela Joana.

A **Suíte Serra das Araras**(Ny3a) caracteriza-se por granada granito a duas micas tipo “S” com granulação grossa, equigranular a porfírico com foliação transcorrente, rico em enclaves de paragneisse.

A **Suíte Santo Antônio de Pádua**(Ny3sa) é constituída por sienogranito tipo “I”, extremamente deformado em zona de cisalhamento transcorrente, com textura ultramilonítica, sendo o anfibólio o principal mineral acessório. Localmente são observadas manchas de charnockitização.

A **Suíte Bela Joana**(Ny2b) constitui-se por granito tipo C, caracterizado como granada-hornblenda-clinopiroxênio-ortopiroxênio charnockito de granulação grossa, textura magmática equigranular a porfírica, isótopo a foliado, associado à enderbita a norito.

Os Depósitos Quaternários - Coberturas Indiferenciadas(Qha) referem-se aos materiais mais recentes de cobertura, constituídos por depósitos fluviais e flúvio-marinhos caracterizados como areno-síltico-argilosos com camadas de cascalheiras associadas a depósitos de tálus e sedimentos lacustrinos e de manguezais retrabalhados.

5.3.1.2 Aspectos Estruturais

Do ponto de vista estrutural, a região apresenta vários alinhamentos estruturais de direção NE-SW. As principais drenagens encontram-se encaixadas nesses alinhamentos. As feições mais expressivas são o Lineamento de Além Paraíba, entres as cidades de Sapucaia e Itaocara e Santo Antônio de Pádua e as diversas falhas inversas, entre as cidades de Juiz de Fora, Mirai e Araponga.

O principal dobramento mapeado na folha de Santo Antônio de Pádua, (Grossi e Donadello Moreira *et alii.*, 1978), tem planos axiais verticalizados e eixo horizontalizados.

O sistema de fraturamento NE-SW é o responsável pelo traçado do rio Paraíba do Sul, no local do futuro barramento UHE Itaocara I. Este sistema, por vezes de grande continuidade, apresenta distribuição plano-paralela de direção NW-SE, ortogonal ao lineamento gnáissico. Este sistema é verticalizado, possui um caráter regional e deverá em grande parte condicionar a implantação da futura Usina, em especial no que se refere à compartimentação do maciço rochoso, aumentando o seu grau de fraturamento nos locais onde ocorrem estes “feixes de fraturamento”.

Nas Figura 5.86 e Figura 5.87 estão indicados os dois sistemas estruturais de importância na região descritos acima, e que regem a compartimentação do maciço.

Figura 5.86 - Alinhamentos Estruturais Identificados sobre Aerolevantamento a Laser

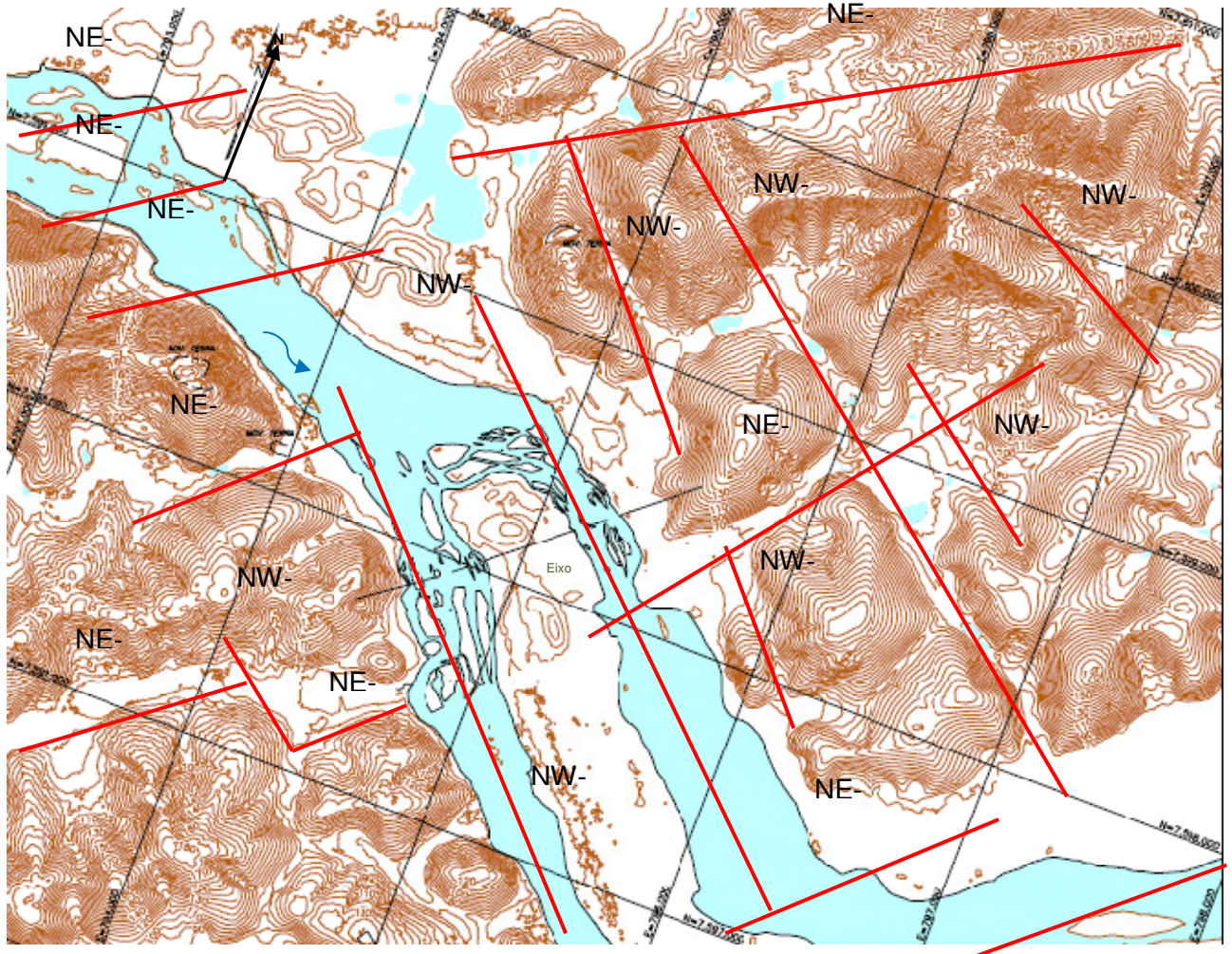


Figura 5.87 - Alinhamentos Estruturais Identificados sobre Imagem Google Earth



5.3.1.3 Sismicidade

O Mapa Sismotectônico do Brasil (Haberlehner 1.978) firmou o conceito de zonas sismogênicas que corresponde a áreas que podem ser relacionadas a zonas de fraqueza crustal. São essas estruturas (cinturões de cisalhamentos, zonas de suturas e junções tríplexes) representando domínios tectônicos que, basicamente, controlam os processos geológicos que aqui se desenvolvem. Terrenos de alto grau e faixas metamórficas vulcano-sedimentares marcam as zonas de justaposição de blocos crustais, com arranjos tríplexes. Esses blocos, separados por tais tipos de descontinuidades, são bem marcados geofisicamente, por meio de dados gravimétricos e magnéticos. Atualmente há cerca de 26 (vinte e seis) zonas sismogênicas caracterizadas em território brasileiro (Haberlehner 1.978, Hasui 1.990, Mito 1.993).

A liberação de energia sísmica ocorre de maneira difusa mas não aleatoriamente. Os epicentros distribuem-se nas faixas de articulação de blocos crustais e imediações, o que indica forte influência de antigas anisotropias-descontinuidades na atividade sísmica.

- Sismicidade no Brasil

Hoje se sabe que a ideia de que áreas constituídas por rochas muito antigas, estáveis tectonicamente e localizadas no interior de placas litosféricas, caso do território brasileiro, representam regiões livres de terremotos, encontra-se destituída de fundamentos. De fato, se comparada a sismicidade de zonas modernas, instáveis como, por exemplo, a borda oeste da placa Sul-Americana, o nosso nível de sismicidade é modesto, embora abalos com magnitudes acima de 5,0 (escala Richter), já tenham sido registrados no Brasil, conforme citado na bibliografia.

Com o estabelecimento de uma rede de monitoramento sísmico em nosso país, percebe-se a existência de certo número de tremores que aqui ocorrem, até com certa frequência, embora os abalos registrados sejam provocados por sismos de pequena magnitude. Só nos últimos dez anos o Observatório Sismológico da Universidade de Brasília registrou 400 (quatrocentos) sismos com magnitude igual ou superior a 3,0 na escala Richter. Essas manifestações intermitentes de sismicidade representam pulsos remanescentes de uma tectônica que ainda está em curso.

Os maiores sismos de que se tem registro em nosso território, correspondem aos ocorridos em 1.955, em Porto dos Gaúchos, no estado de Mato Grosso, com uma magnitude de 6.75; também em 1.955, o ocorrido em área oceânica a 330 km do litoral do Espírito Santo, com magnitude de 6.3; o de 1.983 em Codajás, no Amazonas, com magnitude de 5.5; o de 1.980, em Cascavel e Pacajus, Ceará, com magnitude de 5.2 e o de 1.986, em João Câmara, Rio Grande do Norte, com magnitude de 5.5.

Por outro lado, a maior parte dos sismos brasileiros é de pequena magnitude ($\leq 4,5$) e comumente ocorrem em baixa profundidade (hipocentro a menos de 30 km) e, por isso, só são sentidos a até alguns poucos quilômetros do epicentro. Este é quase sempre o padrão de sismicidade esperado para regiões contidas no interior de placas tectônicas.

- Risco Sísmico

A magnitude, medida na escala Richter, avalia a quantidade de energia liberada pelo terremoto. A intensidade do terremoto que se mede pela escala de Mercalli Modificada (MM), quantifica o dano provocado pelo abalo. Sismos com magnitudes como as que ocorrem no Brasil, da ordem de 3.0, são considerados fracos e em termos de estragos podem, quando muito, causar pequenas rachaduras nas construções mais simples.

Os danos que um tremor causa, dependem de vários fatores: magnitude do sismo, profundidade em que tenha ocorrido, a constituição geológica do substrato e, com referência ao que efetivamente importa do ponto de vista humano, que são os estragos proporcionados por esses eventos, da qualidade das construções das zonas abaladas.

Convém lembrar que sismos de pequenas magnitudes e de intensidades não muito significativas, a exemplo de recente terremoto ocorrido em dezembro de 2.007, na localidade de Itacarambi/MG ocasionou, além de danos materiais, a primeira vítima fatal em nosso território.

Dentre as Zonas Sismogênicas determinadas no Brasil, convém destacar, em virtude da maior proximidade com a área da UHE Itaipava I, a Província Sísmica do Sudeste (SADOWSKI *et al.*, 1.978) com sismicidade associada ao sistema de falhamentos dos *riffs* da Serra do Mar e às falhas do sul de Minas Gerais. Registros históricos dão conta de diversos tremores, cerca de 136, sentidos nos estados do Espírito Santo, Rio de Janeiro e de Minas Gerais, num raio de 300Km do futuro empreendimento. Dos sismos computados, apenas cinco possuem magnitudes maior ou igual a 4.0 (Tabela 5.67). Dentre estes, o tremor mais próximo ao eixo do barramento Itaipava I é o registrado em Campos, de magnitude 4,5 em 1.917.

Tabela 5.67 - Sismos Registrados nas Proximidades de Itaipava I

Ano	Coordenadas	Estado	Localidade	Magnitude
1886	22,66°S/43,69°W	RJ	São Pedro	4,3
1917	21,60S/41,50W	RJ	Campos	4,5
1920	21,03°S/44,75°W	MG	Bom Sucesso	4,0
1972	21,72°S/40,53°W	RJ	Campos	4,8
1996	22,71°S/40,50°W	RJ	Margem Continental	4,0

Extra Fonte: Extraído do IAG - USP

A análise de estabilidade envolvendo terremotos é rotineiramente considerada em zonas sísmicas e tem sido recomendada mesmo em zonas historicamente assísmicas. No caso da região do empreendimento, levando-se em conta que as poucas informações disponíveis nos mostram tremores, em geral, de baixa magnitude, mas que indicam a possibilidade de ocorrência de abalos sísmicos recomenda-se a avaliação das condições de estabilidade da barragem considerando-se a possibilidade de sismos, adotando-se cargas sísmicas correspondentes às acelerações de 0,05 g na direção horizontal e 0,03 g na direção vertical (critérios da Eletrobrás).

- Sismicidade Induzida

Além das forças naturais, ações humanas como a construção de grandes barragens também pode contribuir para desestabilizar tectonicamente uma determinada porção da crosta terrestre gerando, geralmente, tremores de terra de pequenas magnitudes.

A construção da barragem provoca um aumento da carga localizada em uma determinada área da crosta, equivalente à massa representada pela água armazenada no reservatório. Esse peso, caso comparado às pressões litostáticas naturais não teria, aparentemente, condições de desestabilizar geologicamente o substrato desencadeando os abalos. Entretanto, há um fator que não pode deixar de ser considerado que, mesmo sendo insuficiente para fraturar as rochas da base, a coluna de água exerce uma pressão hidrostática fazendo com que os líquidos sejam pressionados através dos poros das rochas e descontinuidades (falhas, fraturas). Esse fenômeno pode levar anos para que haja uma infiltração significativa (saturação) que vai depender da permeabilidade das rochas do fundo dos reservatórios. Regiões de fraqueza, com muitas descontinuidades podem, entretanto, acelerar esse fenômeno, ocasionando a lubrificação das paredes de blocos rochosos falhados, reduzindo o coeficiente de atrito, fazendo com que os blocos se desloquem um em relação ao outro, produzindo o abalo.

O que se pensava anteriormente de que lagos artificiais só geravam sismos de pequena magnitude, foi desmentido pelo ocorrido em 1.967 na região do reservatório de Koina (com 103 metros de altura) na Índia, em uma região muito antiga e estável geologicamente, que registrou um abalo de 6,4 na escala Richter. O tremor danificou estruturalmente a barragem, vitimou cerca de duas centenas (200) de pessoas e deixou milhares de feridos na região. Nessa mesma década, mais outros três casos de sismos com magnitudes acima de 6,0 foram registrados associados às barragens com altura superior a 100 metros.

No Brasil os registros disponíveis sobre sismicidade induzida, confirmam a ligação entre esses fenômenos e o enchimento de barragens, sendo os abalos produzidos de magnitudes de até 5,1 na escala Richter e intensidades entre VI e VII na escala de Mercalli Modificada. Na Tabela 5.68 abaixo são identificados os principais sismos registrados devido à formação de reservatórios.

Tabela 5.68 - Sismos Induzidos por Reservatórios no Brasil

Ano	Estado	Localidade	Magnitude Richter	Intensidade MM
1970	MG	Carmo do Cajuru	3-4	III
1971	PR	Reservatório de Capivari	-	-
1972	MG	Carmo do Cajuru	4,7	-
1974	-	Porto Colômbia Volta Grande	5,1	VI-VII
1976	PR	Primeiro de Maio	-	-
1976	PR	Salto Santiago	-	-
1993	MG	Carmo do Cajuru	2,5	-
1995	MG	Nova Ponte	3,5	IV-V

Fonte: Haberlehner (1978) e Assumpção *et al.* (1997)

Dos dados acima expostos e conforme apresentado pela bibliografia referente a esse assunto, os sismos induzidos por barramentos estão sempre diretamente relacionados à altura dos barramentos e a litologia envolvida, seja na região do eixo do barramento, seja do futuro reservatório.

No presente caso, tanto a altura da barragem com coluna máxima de água da ordem de 30,00m, como a litologia envolvida, seja na região do barramento, seja no futuro lago – rochas granito-gnáissicas – não indicam problemas com relação a sismos induzidos. Estes, caso ocorram serão, provavelmente de pequena amplitude, não devendo impedir a implantação do futuro empreendimento.

5.3.1.4 Aspectos Geomorfológicos

A região onde se encontra inserido o sítio da UHE Itacara I apresenta variações morfológicas vinculadas à heterogeneidade litológico-estrutural e aos reflexos dos agentes erosivos.

A principal feição é o alinhamento de direção NE-SW, no qual as drenagens estão encaixadas. O alinhamento mais expressivo é o lineamento de Além Paraíba entre Sapucaia e Itacara, além de várias falhas inversas entre as cidades de Juiz de Fora, Mirai e Araponga.

O rio Paraíba do Sul atravessa diferentes unidades geomorfológicas pertencentes a dois grandes domínios morfoestruturais: a Faixa de Dobramentos Remobilizados e o Domínio dos Depósitos Sedimentares. A região do vale do Paraíba do Sul encontra-se entre as regiões do Planalto da Serra da Mantiqueira Meridional e Setentrional e das Escarpas e Reversos da Serra do Mar.

Nesta região instalou-se a drenagem atual do rio Paraíba do Sul que apresenta um leito meandrante em seu curso médio superior e retilíneo em seu curso médio inferior, onde corta área estrutural entre alinhamentos serranos. São identificadas nessa região três subunidades geomorfológicas: a Depressão do Médio Paraíba do Sul, os Alinhamentos de Cristas do Paraíba do Sul e a Depressão Escalonada do Rio Pomba e Muriaé.

- **Depressão do Médio Paraíba do Sul**

A Depressão do Médio Paraíba do Sul ocorre sobre estrutura de *graben*, enquanto nos Alinhamentos de Cristas predomina uma estrutura de falhas e dobras e um relevo do tipo apalachiano. A região em estudo situa-se na unidade geomorfológica dos alinhamentos estruturais do Paraíba do Sul.

Esta unidade é caracterizada por feições que refletem um alto controle estrutural formado por falhas e fraturas alinhadas em geral no sentido NE – SW. A morfologia está representada por estruturas convexo-côncavas na forma de colinas, sulcos estruturais, cristas e escarpas erosivas, sempre em alinhamentos claros e muito marcantes. Litologicamente, esta unidade encontra-se inserida no Complexo Paraíba do Sul.

5.3.2 Aspectos Morfológicos e Geológico-Geotécnicos Locais

5.3.2.1 Aspectos Morfológicos

O local do aproveitamento caracteriza-se por uma curva acentuada do rio Paraíba do Sul, orientada para Nordeste.

O rio Paraíba do Sul, no sítio do empreendimento, apresenta vale aberto de fundo achatado e ombreiras com elevação da ordem de 140,00m na margem esquerda e de 160,00m na margem direita. A declividade da ombreira esquerda é menor se comparada com a direita, onde ocorre uma planície de inundação no pé da encosta.

No leito do rio, ocorre um conjunto de ilhas cuja elevação máxima é da ordem de 75,00m. A maior ilha, denominada de Ilha Serena tem dimensões aproximadas de 0,5km de largura por 2,5km de comprimento.

As estruturas de concreto Vertedouro, Tomada D'água e Casa de Força serão implantadas na região do “braço” esquerdo do rio Paraíba do Sul.

5.3.2.2 Aspectos Geológico-Geotécnicos

O local selecionado para a UHE Itaocara I está inserido em rochas arqueanas reportadas a Unidade Itaperuna Paragranulitos, caracterizadas como gnaisses, granulitos e migmatitos. Cabe ressaltar que os gnaisses encontrados no local do barramento apresentam inúmeros xenólitos de gnaiss xistosos e a rocha envolvente se aproxima muito de um granito.

No desenho G26-DEB-0003 estão locadas todas as sondagens executadas para a avaliação da fundação do sítio previsto para a UHE Itaocara I.

As seções geológico-geotécnicas pelas Estruturas da UHE estão apresentadas nos desenhos G26-DEB-0004 a 0009. O desenho G26-DEB-0010 apresenta a seção geológico-geotécnica pelo eixo do Dique de Fechamento, a ser executado em uma sela/depressão topográfica da margem esquerda do reservatório, com a finalidade de evitar um ponto de fuga do futuro lago.

A seguir são apresentadas as principais características geológico-geotécnicas dos materiais encontrados no sítio selecionado para a implantação da UHE Itaocara I.

- **Maciço Rochoso**

O maciço rochoso no local das futuras obras está representado por rochas Pré-Cambrianas gnáissicas da Suíteltaperuna Paragranulitos conforme já descrito na Geologia Regional.

No local do barramento ocorrem rochas gnáissicas e granito-gnáissicas. Merece destaque ainda o fato de que dentro da massa rochosa são identificáveis corpos de xenólitos, por vezes de dimensões consideráveis, da ordem do metro ou maiores.

O maciço aparece exposto em pedrais da calha do rio e em escarpas no alto de algumas encostas, o que permite a visualização de grandes áreas expostas que, associadas à verificação dos testemunhos de sondagem, contribuiu sobremaneira na caracterização do maciço. Trata-se de um granito-gnáissico granatífero, coloração clara e geralmente com foliação pouco proeminente e com zoneamentos por vezes grosseiros, podendo ocorrer no seu interior xenólitos de rocha gnáissica, de formas e dimensões variáveis, distribuídos de forma aleatória e caótica.

O maciço pode ser considerado como de boa qualidade geomecânica, apresentando-se normalmente pouco a medianamente fraturado, em geral até profundidades da ordem dos 15-20 metros, quando a partir daí passa a predominar com grau de fraturamento F1.

Os sistemas de fraturas predominantes que compartimentam o maciço rochoso são:

- N38°-60° E / Sub vertical (paralela à lineação gnáissica regional);
- N40°- 50°W / Vertical (perpendicular à lineação gnáissica regional). Esse sistema, especificamente para o local do eixo, apresenta especial importância, pois condicionou o direcionamento do leito do rio;
- N66°E / alinhamento de grande parte do traçado do rio Paraíba do Sul – falha (não diretamente ligada ao local do barramento);
- N80°W a EW / Vertical (transversal à lineação gnáissica regional).

No que se refere à permeabilidade, foram ensaiados três (03) furos localizados na margem esquerda (SR-20, SR-21 e SM-22), no trecho previsto para a implantação das estruturas de concreto. O maciço apresentou grau de condutividade hidráulica média a alta (H3-H4) até a profundidade de 15 metros apenas na sondagem SR-20. A partir dessa profundidade, o maciço torna-se estanque, com grau da condutividade hidráulica muito baixa (H1), assim como nos demais furos ensaiados nas diversas campanhas de investigações empreendidas em estudos anteriores. A Tabela 5.69 seguinte mostra o resumo dos ensaios de perda d'água, realizados nos furos de sondagens.

Tabela 5.69- Resumo dos ensaios de perda d'água em rocha

Sondagem	Trecho ensaiado (m)	Litologia dominante	Condutividade hidráulica
SM-01	5,0 – 8,0	Gnaisse migmatítico	H1
SM-02	14,0 – 17,0	Gnaisse migmatítico	H1
SM-03	14,12 – 17,12	Gnaisse migmatítico	H1
SR-06	2,0 – 5,0	Gnaisse migmatítico	H5
	5,0 – 11,0		H1
SR-07	1,0 – 4,0	Gnaisse migmatítico	H2
	4,0 – 7,05		H1
SR-10	4,5 – 10,0	Gnaisse migmatítico	H1
SR-11	6,0 - 10,50	Gnaisse migmatítico	H1
	10,50 – 13,55		H2
SR-15	4,9 – 10,9	Gnaisse migmatítico	H1
SR-20	3,0 - 6,0	Gnaisse migmatítico	H4
	6,0 - 9,0	Gnaisse migmatítico	H3
	9,0 – 12,0	Gnaisse migmatítico	H3
	12,0 – 15,0	Gnaisse migmatítico	H3
	15,0 - 27,0	Gnaisse migmatítico	H1
SR-21	0,5 - 28,5	Gnaisse migmatítico	H1
SM-22	4,5 - 25,5	Gnaisse migmatítico	H1

- **Saprolito / Solo Residual**

O saprolito e o solo residual aparecem recobrando o maciço nas margens direita e esquerda e na Ilha Serena, localizada no leito do rio. As maiores espessuras ocorrem na margem esquerda quando atingem cerca de 10 metros, seguidas da Ilha Serena com espessuras variando de 3 a 5 metros e da margem direita, com 1 m.

O horizonte de saprolito ocorre de modo descontínuo sobre o maciço rochoso, caracterizado como material de granulometria de areia fina a média, siltosa, pouco argilosa, quartzofeldspática e micácea, coloração castanha a cinza esbranquiçada. A resistência ao amostrador SPT é superior a 15 golpes. Esse horizonte é pouco permeável, com coeficientes de permeabilidade nos ensaios de infiltração ao redor de 10^{-5} cm/s.

O solo residual é caracterizado como silte argiloso, pouco a medianamente arenoso de consistência rija a dura, a areia fina a média, siltoso, pouco argilosa, por vezes micácea, medianamente compacto a compacto, coloração marrom avermelhada a esbranquiçada. A resistência ao amostrador SPT é baixa e apresenta valor médio de 6 golpes. Sua permeabilidade de modo geral, conforme estudos anteriores, visto que os logs das sondagens foram elaborados a partir de reclassificação dos testemunhos das sondagens existentes, variam de 10^{-2} cm/s a 10^{-6} cm/s. Na margem esquerda, os coeficientes de permeabilidade são menores que 10^{-6} cm/s, o que caracteriza um solo impermeável.

A Tabela 5.70 mostra o resumo dos ensaios de infiltração em solo, realizados nos furos de sondagens da campanha de 2.011. Os resultados dos ensaios de infiltração realizados em sondagens das campanhas de investigações anteriores não foram possíveis de resgate.

Tabela 5.70- Resumo dos ensaios de infiltração em solo

Sondagem	Trecho ensaiado (m)	Litologia dominante	Permeabilidade (k = cm/s)
SM-22	0,0 – 1,0	Aluvião – argila arenosa	$1,06 \times 10^{-5}$
	1,0 - 2,0	Solo residual – silte arenoso	$2,78 \times 10^{-6}$
	2,0 – 3,0	Solo residual – silte arenoso	$5,60 \times 10^{-6}$
	3,0 – 4,0	Saprolito – areia silto-argilosa	$1,43 \times 10^{-5}$
SM-26	0,0 – 1,0	Aluvião – areia siltosa	$3,10 \times 10^{-5}$

- **Solos de Cobertura**

- **Colúvio**

A camada de colúvio ocorre nas ombreiras e na Ilha Serena com espessuras variando de 1 a 3 metros. Caracteriza-se como argila siltosa, pouco arenosa a arenosa, com pedregulhos milimétricos de quartzo e fragmentos de rocha decomposta. Apresenta consistência mole à dura e coloração vermelha a marrom avermelhada.

- **Aluvião**

Os depósitos aluvionares estão presentes nas margens direita e esquerda e na Ilha Serena e, provavelmente, nos trechos mais rebaixados e profundos da calha viva do rio Paraíba do Sul. Caracterizam-se por areia fina a média, siltosa, medianamente argilosa, com grânulos de quartzo, fofa a pouco compacta e de coloração amarelada.

Nas áreas das baixadas ribeirinhas e ilhas, ocorrem depósitos de sedimentos aluvionares compostos essencialmente por areia pura, lavada quando situada na calha do rio.

Esses depósitos aluvionares não são muito expressivos nas margens, porém assumem proporções maiores na região do leito do rio, onde operam extrações comerciais. As sondagens SR-12 e SR-13, executadas na Ilha Serena e a jusante do eixo do Barramento, perfuraram respectivamente, 6,0m e 8,0m de solos aluvionares.

5.3.3 Condicionantes Geológico-Geotécnicas para Escavações e Fundações

5.3.3.1 Considerações Gerais

Neste item enfoca-se a caracterização dos materiais *in situ* visando, principalmente, a avaliação do comportamento desses materiais em função das exigências a serem impostas por cada estrutura a ser implantada. As estruturas hidráulicas de geração estão localizadas na região do “braço” esquerdo do rio Paraíba do Sul.

As fundações foram analisadas segundo os critérios recomendados pela ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia) para a determinação dos parâmetros geológico-geotécnicos. Os testemunhos de sondagens foram descritos e classificados de acordo com esses critérios.

5.3.3.2 Ensecadeiras

As ensecadeiras de Primeira Fase estão localizadas a partir da Ilha Serena para a margem esquerda e serão assentadas sobre maciço rochoso ou sobre camadas de colúvio/solo residual e, localmente sobre aluvião.

As ensecadeiras de Segunda Fase estão localizadas a partir da Ilha Serena para a margem direita e serão assentadas diretamente sobre o maciço rochoso, ou sobre uma pequena espessura de solo coluvionar e, localmente, sobre solos aluvionares.

O condicionante básico à implantação das ensecadeiras de primeira e segunda fases é a presença dos solos aluvionares recentes que, em grande parte, deverão exigir a sua remoção da fundação. Onde esses solos aluvionares se tornam muito espessos, no entanto, deverá ser analisada na etapa do Projeto Executivo a possibilidade de dragagem destes materiais para a devida vedação das ensecadeiras já na implantação de primeira fase.

Nas proximidades do eixo do barramento, esse material aluvionar distribui-se em faixas paralelas ao rio, entre as cotas 62 e 68 m aproximadamente, tendo como seus limites de um lado o rio, onde podem ocorrer na forma de bancos ou “manchas” preenchendo cavidades e as depressões que constituem o topo da rocha sã no leito, submersos e, de outro, solos residuais e solos saprolíticos, esses já aparecendo nas margens.

Normalmente, o pacote destes materiais está depositado diretamente sobre o maciço rochoso sã, nas ilhas, junto à calha do rio e nas margens ainda próximo à calha do rio. Nas margens, localmente, podem ocorrer depositados sobre uma camada pouco espessa de granito-gnaiss mais alterado. As espessuras dos solos aluvionares variam ao redor dos 3 a 8 m, podendo não estar presentes em alguns trechos do rio. Os ensaios de SPT indicaram valores baixos, da ordem de 2 a 7 golpes, sendo que a permeabilidade se mostrou variável nos ensaios de infiltração, com valores entre 1×10^{-2} cm/s a 1×10^{-7} cm/s, com predominância de valores ao redor de 1×10^{-5} cm/s, conforme dados obtidos de estudos anteriores.

Esse tipo de depósito, fora da calha do rio, pode ser “subdividido” em dois ou mais níveis distintos, variando as porcentagens presentes, ora da argila ora do silte. Em cotas baixas e no leito do rio, formando praias nas épocas secas, as aluviões são constituídas preferencialmente por areias puras a quase puras, ocorrendo, próximo ao local do barramento UHE Itacara I, algumas jazidas atualmente em exploração.

5.3.3.3 Barragem de Terra

- **Ombreira Direita**

A barragem de terra e barragem de enrocamento – margem direita se estende desde a ombreira direita até o braço esquerdo do rio Paraíba do Sul passando pela Ilha Serena.

A ombreira direita é caracterizada por um capeamento de material terroso pouco espesso sobreposto ao maciço rochoso sã e consistente (D1 e C1), pouco fraturado (F2), com trecho superficial bastante fraturado (F3-F5).

Tendo em vista que neste local e na área da barragem o topo da rocha ocorre à pequena profundidade, cerca de 1 a 2 metros, a barragem deverá ser fundada sobre a rocha sã a pouco alterada.

No que se referem aos tratamentos superficiais, estes serão os convencionais, quando deverá ser feita a remoção de materiais impróprios, taludes negativos, e a aplicação de concreto de regularização, podendo ser necessárias injeções rasas para a consolidação do maciço rochoso em áreas muito fraturadas.

No que se referem aos tratamentos profundos de fundação, o maior grau de fraturamento nos horizontes mais superficiais do maciço rochoso e com maiores coeficientes de permeabilidade, conduziram à necessidade de prever uma cortina de injeções de impermeabilização.

A implantação da barragem de terra na região do leito do rio ocorrerá em duas situações distintas, a saber, fundação direta sobre maciço rochoso e fundações sobre os solos saprolíticos localizados, principalmente nas ilhas presentes e sobre um canal com blocos de rochas e matacões, após a remoção total de solos aluvionares, coluvionares e solos residuais (Ilha Serena).

Predomina a fundação direta sobre o topo rochoso, pois em grande parte do leito do rio a rocha deverá estar aflorante devendo, após limpeza e regularização, receber os materiais do futuro aterro. Nesse trecho de fundação, o tratamento dependerá dos condicionantes geológico-geotécnicos e contará com uma cortina de injeções de impermeabilização sob o eixo do barramento.

A fundação sobre os saprolitos deverá ocorrer no trecho da Ilha Serena, onde os solos coluvionares e aluviões poderão atingir espessuras, da ordem dos 2 a 4m, o que implicará na remoção total dos solos coluvionares e aluvionares (que registraram SPT da ordem dos 3-8 golpes, inferiores aos 10 golpes mínimos necessários), ficando o aterro compactado da barragem assentado sobre saprolito. Além da remoção dos solos transportados, também será executado um *cut-off* (trincheira de vedação), assentado na superfície rochosa, com altura da ordem de 4m, com seu eixo coincidente com o eixo do barramento, de modo a minimizar e aumentar o caminho de percolações quando da formação do reservatório. Ao longo do *cut-off* foi prevista a execução de uma cortina de injeções de impermeabilizações.

O braço esquerdo do rio abriga um canal, com fundo a cerca de 7,00 m abaixo da elevação média das margens do rio, que poderá conter blocos de rocha e matacões de diversas dimensões, que conduzirá à necessidade de cuidados especiais de forma a garantir uma vedação eficiente. Os blocos de rocha e matacões deverão ser removidos e o canal profundo deverá ser conformado de forma que sua geometria final não induza tensões diferenciais.

- **Ombreira Esquerda**

A ombreira esquerda é constituída por horizontes de colúvio e solo residual, com espessura em torno de 5-7m, sobreposto ao horizonte de saprolito. Neste local, a barragem de terra deverá ser fundada sobre saprolito, uma vez que os valores de resistência ao SPT dos solos superiores apresentam valores baixos. A camada de saprolito encontra-se compacto, com valores de resistência ao SPT superiores a 12-15 golpes.

A permeabilidade, de maneira geral, é baixa, situando-se ao redor dos 10^{-4} a 10^{-6} cm/s. Localmente, foram encontrados valores de permeabilidade altos, cerca de 10^{-2} cm/s. As altas permeabilidades poderão estar associadas à presença de um sistema de fraturamento com juntas abertas que deverá ser melhor avaliado durante os estudos do projeto executivo.

Ao longo do eixo da barragem foi previsto a execução de um *cut-off* (trincheira de vedação) assentado em rocha, com altura da ordem de 4 a 5m, associado com uma linha de injeções de calda de cimento (Cortina de Impermeabilização), de modo a preencher possíveis fraturas e juntas abertas e minimizar as infiltrações pela fundação da Barragem de Terra.

5.3.3.4 Dique de Terra

Na ombreira esquerda, 750 metros em linha reta, a montante do eixo, na direção nordeste, está prevista a execução de um Dique em solo compactado para o fechamento do ponto de fuga do reservatório.

No local de implantação deste dique, ocorre uma camada de solo residual de espessura da ordem de 4,0 a 5,0 m, conforme constatado em três sondagens a trado executadas. Esse horizonte de alteração, já bem estudado na área do eixo, possui características bem homogêneas quanto à granulometria, à permeabilidade e à compacidade e apresenta boas condições à fundação do futuro aterro.

Sobre a camada de solo residual são observados camadas de colúvio nas ombreiras com espessura de cerca de 1-2 metros e camada de aluvião na porção central do dique, com uma espessura de cerca de 1,5 m.

5.3.3.5 Estruturas de Concreto

As estruturas de concreto estão localizadas no braço esquerdo do leito do rio Paraíba do Sul onde se observa um maciço rochoso tipo Granitóide, de boa qualidade, são e consistente (A1 e C1) e pouco fraturado (F1/F2). Os trechos mais fraturados estão ligados a sistemas estruturais sub verticalizados que aparecem em faixas normalmente estreitas e alongadas, onde a rocha pode atingir parâmetros de fraturamento F3.

No que se refere à permeabilidade, os ensaios de perda d'água indicaram valores de permeabilidade entre os graus H1-H2 e localmente valores de grau H5. Os níveis de alta permeabilidade estão restritos a fraturas facilmente identificáveis nos perfis de sondagens. Destaca-se a ocorrência de juntas de alívio sub-horizontais típicas que influenciaram os ensaios de perda d'água até a profundidade em torno de 15-20 m.

A massa rochosa granito-gnáissica apresenta uma leve estruturação gnáissica no seu interior ocorrendo, no entanto, zonas com forte estruturação, correspondentes aos xenólitos. Ocorrem biotita-hornblenda gnáisses, cuja "foliação" é bem desenvolvida e orientada de modo caótico, não obedecendo ao padrão regional.

No que se refere aos tratamentos superficiais, deverá ser feita a remoção de materiais impróprios, taludes negativos, aplicação de concreto de regularização, além de eventuais injeções de consolidação do maciço rochoso e ancoragens com chumbadores. No que se refere a tratamentos profundos, está prevista aqui a continuidade da cortina de injeções de impermeabilização iniciada desde a barragem de terra.

5.3.4 Materiais Naturais de Construção

5.3.4.1 Materiais Terrosos

As investigações geológico-geotécnicas identificaram sete(07) áreas de empréstimo próximas ao eixo de barramento, sendo quatro(04) na margem esquerda e três(03) na margem direita(desenho G26-DEB-0011). De acordo com a Tabela 5.71, as áreas da margem esquerda apresentam-se com espessura média da ordem de 6 metros, totalizando um volume estimado de 4.350.000 m³ de material terroso.

As áreas de empréstimo da margem direita são menos promissoras e a espessura média está por volta de 5 metros, totalizando aproximadamente 2.320.000 m³.

Os solos coluvionares (cor marrom-amarelado) e os residuais de granitóide disponíveis nas áreas citadas (cor avermelhada) possuem, geralmente, características plásticas, pois são constituídos predominantemente de argila, com presença de silte, de areia fina a grossa e pequena porcentagem de pedregulho.

Tabela 5.71 - Disponibilidade de Material Argiloso

Área de Empréstimo		Área (m ²)	Espessura útil (m)	Volume (m ³)
Margem Esquerda ME	AE – A	70.000	6,00	420.000
	AE – B	255.000	6,00	1.530.000
	AE – C	310.000	6,00	1.860.000
	AE – H	90.000	6,00	540.000
	Total ME =			4.350.000
Margem Direita MD	AE – E	70.000	5,00	350.000
	AE – F	195.000	5,00	970.000
	AE - G	200.000	5,00	1.000.000
	Total MD =			2.320.000

Todas as áreas investigadas constituem a parte superior de morros denominados “meia laranja”, onde a topografia é relativamente suave e o perfil dos solos de intemperismo é mais espesso, com solos residuais maduros bem desenvolvidos. Recobrendo esses horizontes de alteração ocorrem ainda, com maior ou menor espessura, os solos coluvionares, também adequados para utilização nos aterros compactados da barragem de terra, dique e ensecadeiras.

O Volume IV - Estudos Geológicos-Geotécnicos apresenta os relatórios finais dos laboratórios com os resultados dos ensaios realizados anteriormente.

5.3.4.2 Jazidas de Areias Naturais

Depósitos aluvionares arenosos foram identificados no leito, nas ilhas e nas margens do rio Paraíba do Sul.

A jusante do eixo do barramento, bancos de aluviões arenosos ocorrem na forma de acumulações esparsas desde o fim da Ilha Serena até a localidade de Itaocara. Os mais próximos do eixo, localizados no Areal Serra da Bolívia estão apresentados no desenho G26-DEB-0011 como Jazida 2 e totalizam cerca de 115.000 m³.

Da mesma forma, cerca de 800 metros a montante do eixo, ocorre numa faixa longitudinal ao rio, uma fonte identificada como Jazida 1, com cerca de 60.000 m³ de areia quartzosa pouco micácea, bem graduada.

5.3.4.3 Material Pétreo/Rochoso

A rocha proveniente das escavações obrigatórias é constituída de granito-gnaiss, também denominada de granitóide nos estudos anteriores, apresenta-se ou pouco alterada, material adequado à utilização como agregado de concreto e materiais de transição na Barragem de Terra.

Também foram indicadas mais quatro áreas com potencial para a abertura de pedreiras, sendo uma na margem direita (AP-04) e mais outras três situadas na margem esquerda (AP-01, 02 e AP-03). Todas estas áreas situam-se a montante do eixo do barramento, com distância média de transporte (DMT) da ordem de 1 km. No desenho G26-DEB-0011 estão mostrados os locais identificados como potenciais fontes de rocha para o empreendimento.

Durante os estudos anteriores foram retiradas amostras da AP-04 e realizados ensaios para a caracterização do material. Os diversos ensaios e os resultados estão apresentados no Anexo correspondente que é parte integrante do Relatório do Projeto Básico.

5.4 Estudos Tecnológicos de Concreto

Visando verificar a possibilidade de utilização de materiais que formarão a composição do concreto para a execução do aproveitamento da UHE Itaocara I, foram estudadas diversas jazidas de areia natural e materiais pétreos adjacentes à Obra e provenientes das escavações obrigatórias das estruturas.

Foram investigados 03 (três) areais denominados A-1, A-2 e A-3 visando atender às necessidades de construção da Obra. Amostras locais foram extraídas e ensaiadas em Laboratório, de forma a verificar as características de índice de vazios, distribuição granulométrica, teor de matéria orgânica, reatividade potencial agregado/cimento e coeficientes de permeabilidade exigidas pelas especificações técnicas.

Devido à necessidade da Obra foram identificadas 04 (quatro) pedreiras com rocha de boa qualidade, sendo 03 (três) na margem esquerda e 01 (uma) na margem direita. Os ensaios de caracterização foram realizados com material rochoso de pedra e seus resultados estão apresentados no anexo Volume IV – Estudos Geológico-Geotécnicos.

Ressalta-se que no ensaio acelerado de reatividade do material rochoso de pedreira, empregando-se o cimento padrão ABCP que contém um elevado teor de álcalis, mostrou este material ser inócuo, não exigindo portanto, o emprego de cimento com adições inibidoras desta reação, tais como escória, pozolana ou sílica ativa. É preciso ressaltar entretanto que este ensaio se refere a uma determinada amostra de rocha, devendo no futuro em ocasião adequada e antes do início das concretagens, serem realizados outros ensaios de reatividade, empregando-se o cimento que será usado na Obra e amostras representativas do material rochoso dos diversos litotipos existentes no local das pedreiras exploradas e escavações obrigatórias que será empregado na produção de agregados para concreto.

Deve ser enfatizado que atualmente nenhuma obra de grande porte como barragens, viadutos rodoviários e outras estruturas importantes que exigem segurança e durabilidade, dispensa-se o uso de cimento pozolânico na sua execução pois espalha-se pelo mundo uma quantidade imensa de estruturas, após longo tempo de existência, que estão condenadas pelo processo de reação álcalis-agregados devido à ausência de pozolana na composição do cimento Portland.

Prevê-se que haverá necessidade de processamento de material rochoso para produção de areia artificial, uma vez que as jazidas de areia natural disponíveis não apresentam volumes suficientes para atender as aplicações em concreto e filtros e tapetes drenantes das Barragens de Terra.

5.5 Estudos Energéticos

Neste item são apresentados em detalhe os dados, critérios e resultados dos estudos energético-econômicos conduzidos, visando dimensionar a motorização da casa de força e as quedas de referência do AHE Itaipava I.

5.5.1 Critérios Empregados

5.5.1.1 Níveis de Água do Reservatório

O nível d'água máximo do reservatório definido para o AHE Itaipava I é de 89,6m.

5.5.1.2 Série de Vazões

Seguindo recomendações da Aneel, recebidas através do Ofício 535/2014-SGH/ANEEL, de 28 de março de 2014 (ANEXO 1), foram utilizadas as séries de vazões médias mensais da bacia do rio Paraíba do Sul, constantes da Resolução ANA nº 1404, de 26 de novembro de 2013 (ANEXO 2), que contém a Declaração de Reserva de Disponibilidade Hídrica para os aproveitamentos hidrelétricos da bacia.

Na DRDH constam os valores das retiradas e bombeamentos de água existentes nos rios da bacia e que devem ser considerados nas simulações da usinas da bacia.

Obedecendo as orientações da Aneel, foram produzidas as séries de vazões médias mensais artificiais para as usinas de Simplicio, Ilha dos Pombos e Itaipava. Estas séries estão apresentadas nas **Tabela 5.72** a **Tabela 5.74**.

Tabela 5.72– Série de vazões artificiais médias mensais da UHE Simplício

UHE SIMPLICIO - Vazões artificiais médias mensais (m ³ /s)												
Anos	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1931	704,1	1645,0	1200,7	698,8	385,4	268,0	244,0	220,7	216,8	280,9	270,8	545,3
1932	1006,5	869,5	738,7	368,0	331,7	301,3	193,4	195,8	211,8	268,4	307,9	774,3
1933	907,9	481,9	422,7	289,1	269,0	237,2	232,2	200,4	218,5	277,5	305,8	457,0
1934	972,0	375,3	442,7	283,7	230,8	196,8	191,0	171,9	171,3	185,4	193,7	431,0
1935	536,8	1355,0	653,8	436,0	277,5	245,9	229,6	203,8	197,1	278,0	256,8	256,9
1936	229,7	321,9	1017,2	540,6	249,9	187,3	176,4	165,5	181,9	202,5	226,4	448,1
1937	918,6	949,9	434,5	374,8	346,9	240,0	208,3	185,0	179,6	260,3	346,6	1062,6
1938	922,5	774,6	693,5	478,5	332,1	288,4	245,4	266,2	234,9	290,6	388,9	634,6
1939	779,2	692,9	444,2	515,7	270,4	224,6	203,8	185,1	180,7	186,6	254,8	334,9
1940	663,8	934,0	800,5	364,5	258,9	227,5	204,1	182,7	186,1	226,4	386,1	502,9
1941	546,4	366,6	463,7	381,8	269,0	241,2	234,8	197,1	265,1	266,5	319,4	549,5
1942	538,2	512,0	713,8	405,0	319,5	268,1	265,7	209,9	199,6	252,1	328,4	540,9
1943	1235,8	899,9	728,1	443,4	317,0	297,9	241,4	238,9	229,4	316,2	319,9	530,4
1944	547,5	848,6	1152,5	507,1	330,0	269,2	242,0	216,0	200,9	208,1	232,0	330,3
1945	502,5	920,4	569,1	459,3	261,8	251,5	241,7	213,9	210,4	194,8	268,9	489,7
1946	1237,2	580,9	695,3	472,5	266,0	241,2	225,9	200,8	183,1	226,0	287,8	305,9
1947	907,2	1093,3	1902,0	779,0	454,8	269,1	322,8	280,7	285,1	299,5	407,0	783,0
1948	764,1	930,3	1092,6	655,3	410,8	292,0	241,9	223,1	206,9	213,5	254,8	468,8
1949	723,7	960,4	559,1	369,5	256,7	259,2	236,7	218,4	186,7	210,2	241,5	353,3
1950	796,4	1099,4	749,0	633,0	401,1	268,5	242,8	218,1	207,9	235,4	357,9	614,6
1951	713,3	859,3	997,3	677,2	339,3	280,8	264,7	251,1	218,8	212,9	200,6	322,0
1952	655,3	872,3	1142,0	555,4	303,2	301,5	262,4	235,9	233,7	253,3	373,0	406,9
1953	303,3	362,3	339,6	384,9	284,8	244,3	219,7	200,1	205,0	192,6	294,7	375,4
1954	266,0	361,6	273,3	287,5	233,9	218,8	186,9	171,2	161,4	176,1	207,5	244,2
1955	453,4	278,3	258,6	268,7	216,1	203,4	173,7	159,2	150,9	172,8	232,4	390,3
1956	366,1	252,7	357,1	268,6	239,8	225,6	210,2	207,9	189,5	186,0	221,0	402,4
1957	387,8	525,2	780,7	691,0	321,9	269,5	239,0	210,3	220,7	209,1	262,8	409,8
1958	278,1	543,3	455,5	354,0	338,9	294,4	235,3	199,1	220,3	243,1	297,3	427,3
1959	811,8	393,4	614,3	499,9	262,3	226,2	202,2	208,1	180,4	194,1	343,9	314,4
1960	414,4	653,6	1092,1	463,5	324,4	284,6	253,7	232,9	214,2	211,4	246,2	403,0
1961	1222,6	1273,1	1287,1	659,5	446,3	333,7	286,0	251,6	219,3	204,9	243,3	311,9
1962	519,3	1235,6	725,7	398,4	293,3	266,7	231,2	222,0	221,8	228,9	402,4	571,0
1963	639,7	692,7	449,9	274,9	236,8	220,6	205,4	192,7	173,0	171,8	230,6	194,4
1964	375,5	759,1	413,1	304,4	265,6	225,9	231,7	197,7	185,5	244,4	275,0	370,6
1965	717,9	1136,4	831,6	431,6	448,6	332,1	298,9	268,9	235,0	313,0	376,4	465,5
1966	1412,4	526,2	804,0	480,0	350,6	290,0	259,2	232,7	224,3	255,9	609,8	726,6
1967	1366,3	1429,9	1328,8	739,6	452,0	364,0	302,9	262,1	244,8	245,2	392,7	585,8
1968	682,2	453,2	541,5	340,1	256,0	230,8	218,1	219,1	221,5	222,9	200,8	345,9
1969	496,9	417,5	461,4	333,5	248,5	241,7	219,8	215,2	201,2	236,7	335,6	525,8
1970	495,0	460,8	536,2	289,8	245,9	211,8	220,5	200,1	248,7	256,2	282,5	293,6
1971	309,9	188,3	323,0	230,1	205,1	201,5	186,4	166,7	205,8	224,8	325,1	617,5
1972	527,7	703,9	792,4	415,6	295,3	252,3	248,6	231,9	268,9	294,5	376,9	452,1
1973	730,8	820,2	483,6	520,3	340,4	282,4	258,3	239,6	219,3	270,4	419,9	518,5
1974	688,6	490,6	664,4	518,4	315,1	276,7	257,4	224,4	202,0	235,8	234,4	350,4
1975	738,4	648,5	464,8	319,4	263,3	231,4	223,4	190,9	184,7	242,8	335,1	506,7
1976	490,2	521,9	530,8	420,8	288,8	321,7	325,0	231,1	294,5	353,9	427,2	611,4
1977	706,5	535,4	335,7	415,0	243,0	213,3	188,2	169,7	194,3	184,7	280,1	570,0
1978	806,3	473,5	506,4	286,0	255,6	239,9	214,2	194,8	180,9	187,0	272,2	324,5
1979	378,5	926,7	554,8	346,0	297,7	254,9	231,5	223,2	239,3	189,7	359,9	473,8
1980	748,8	588,3	383,2	490,6	268,9	240,0	233,5	210,9	205,7	224,5	280,2	521,1
1981	837,2	495,7	463,2	319,3	264,7	232,8	215,4	201,3	180,3	227,9	367,6	660,5
1982	777,2	492,4	1005,4	687,8	351,6	282,7	251,7	231,8	203,1	243,7	260,2	721,4
1983	1121,7	851,9	868,2	771,9	513,0	994,4	500,6	321,1	721,9	635,2	677,5	905,1
1984	765,2	441,1	393,9	435,8	412,0	263,0	236,6	223,5	219,4	210,7	228,9	313,7
1985	897,3	1073,9	1175,2	684,0	417,5	315,9	269,0	237,3	235,1	239,8	287,2	364,0
1986	558,9	613,5	735,1	389,1	289,9	244,3	234,3	228,1	205,2	182,0	191,7	560,5
1987	643,2	733,3	494,7	627,8	444,9	385,4	225,3	195,4	202,5	205,3	220,2	430,9
1988	623,7	1289,3	898,6	561,1	468,3	400,6	267,5	250,4	237,7	260,0	328,7	324,9
1989	778,9	912,3	877,5	571,2	326,0	303,4	263,8	255,4	248,3	254,0	269,0	374,5
1990	412,7	260,5	405,7	316,0	275,6	241,1	238,7	226,7	243,3	227,2	249,6	256,2
1991	625,1	745,1	684,5	853,9	422,6	288,1	270,6	241,6	233,8	270,6	257,0	316,0
1992	854,8	466,1	403,3	328,4	301,5	254,2	246,9	228,5	286,5	329,6	437,7	497,2
1993	390,5	590,3	652,6	562,1	307,8	292,4	248,9	229,4	221,5	260,1	243,7	280,5
1994	501,5	341,0	570,4	483,4	431,0	299,5	239,3	211,5	189,7	190,5	247,3	380,8
1995	324,6	1029,1	456,4	312,7	236,7	206,8	193,5	172,0	170,6	235,3	370,4	439,2
1996	926,5	853,4	1230,8	623,1	364,7	266,0	235,4	222,4	331,8	247,7	669,1	677,4
1997	1195,0	739,8	650,4	372,4	298,3	282,3	238,1	217,2	210,1	233,9	268,2	408,3
1998	453,3	663,8	452,9	298,5	243,5	235,7	203,1	197,5	181,0	247,0	301,8	325,0
1999	848,8	745,5	691,8	365,9	240,4	247,1	222,0	195,1	180,4	185,1	223,3	377,1
2000	839,2	581,8	461,6	403,3	235,7	208,5	207,3	196,6	233,7	197,5	217,7	386,2
2001	460,2	514,4	323,8	284,9	213,6	187,9	169,4	157,1	160,7	174,2	217,3	268,0
2002	603,2	795,8	421,0	258,2	226,8	192,0	179,2	166,7	177,5	149,9	258,8	426,2
2003	769,0	526,9	435,1	310,7	251,0	224,0	206,4	199,5	201,2	232,6	298,8	401,7
2004	533,1	652,0	668,5	610,3	362,0	322,3	293,1	251,5	212,3	246,1	284,3	555,8
2005	813,2	871,1	624,8	487,4	330,6	311,7	280,3	247,9	233,2	211,9	298,1	540,9
2006	443,3	796,9	489,4	327,9	281,1	250,2	226,3	225,7	221,1	284,7	364,4	619,1
2007	1257,5	682,5	383,6	333,9	297,7	264,6	224,6	230,9	195,4	213,0	306,8	353,2
2008	386,2	949,9	833,0	682,0	371,3	313,4	275,1	250,1	244,8	282,6	417,1	810,4
2009	988,9	1321,9	739,9	543,3	359,1	328,9	297,2	288,0	282,0	404,2	540,2	998,0
2010	1200,0	656,8	967,1	743,2	388,2	312,8	302,4	262,4	248,8	295,3	469,2	986,4
2011	1306,0	525,6	1122,9	713,0	379,0	325,9	294,2	267,0	237,6	282,3	332,0	647,0
Mínimas	229,7	188,3	258,6	230,1	205,1	187,3	169,4	157,1	150,9	149,9	191,7	194,4
Médias	707,2	718,6	676,3	461,5	313,9	273,3	240,3	217,8	220,6	241,7	313,5	482,1
Máximas	1412,4	1645,0	1902,0	853,9	513,0	994,4	500,6	321,1	721,9	635,2	677,5	1062,6

Tabela 5.73– Série de vazões artificiais médias mensais da UHE Ilha dos Pombos

UHE ILHA DOS POMBOS - Vazões artificiais médias mensais (m³/s)												
Anos	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1931	843,4	1931,7	1419,3	839,4	474,7	337,3	301,7	269,0	266,7	348,4	341,5	664,0
1932	1193,2	1033,2	883,6	454,5	412,3	375,7	245,0	243,6	257,8	329,1	378,3	927,8
1933	1083,4	585,1	516,9	354,2	327,6	285,2	240,2	204,3	220,2	334,3	370,4	668,8
1934	1054,6	444,8	511,8	333,7	258,5	218,2	192,1	176,0	175,1	190,0	203,2	558,0
1935	664,9	1500,6	803,8	515,0	320,0	284,3	247,2	221,4	211,3	307,0	269,6	266,4
1936	240,5	361,9	1106,1	632,2	293,1	211,5	183,7	179,4	208,5	210,1	245,3	528,6
1937	1047,7	1085,8	533,5	444,6	407,0	269,8	222,1	192,0	182,7	294,5	396,6	1162,2
1938	1046,1	891,4	804,4	561,4	377,3	311,2	268,8	284,2	244,7	304,8	417,1	661,1
1939	848,6	801,8	508,8	569,8	302,7	250,3	218,1	196,5	188,0	223,1	266,1	400,5
1940	859,9	1129,7	969,3	447,4	309,5	287,0	222,6	201,5	211,0	293,3	496,7	607,1
1941	661,2	443,6	553,0	460,6	332,5	287,9	276,6	203,0	323,6	336,4	378,5	718,2
1942	697,1	616,1	878,7	475,3	380,2	318,7	316,1	221,1	255,9	305,1	399,8	689,3
1943	1535,3	1160,3	905,2	538,7	405,5	347,6	285,9	265,2	260,3	391,8	402,0	657,8
1944	663,7	1083,0	1377,7	636,3	405,3	319,3	281,1	244,6	220,4	249,8	274,2	399,8
1945	637,0	1109,2	652,4	585,0	370,7	302,6	316,3	233,5	212,1	200,6	328,7	623,2
1946	1399,6	651,0	719,0	554,1	348,3	288,2	255,1	221,6	194,4	269,1	350,5	363,8
1947	1098,7	1304,4	2243,2	932,4	563,7	342,1	443,0	369,0	385,8	411,3	513,7	968,3
1948	915,6	1193,7	1385,9	814,5	479,4	363,6	286,0	280,3	244,9	320,2	383,9	734,4
1949	970,8	1322,9	803,7	530,3	381,4	344,9	276,0	244,0	224,8	290,4	338,0	497,3
1950	1110,4	1417,0	1053,2	831,1	536,9	375,5	300,7	253,1	234,7	295,6	506,3	822,1
1951	899,8	1125,8	1337,5	882,3	422,0	327,8	331,6	263,4	250,8	260,6	268,7	457,5
1952	888,5	1128,2	1498,9	765,1	368,7	466,9	348,3	324,2	344,9	360,5	460,1	604,5
1953	429,6	506,8	425,7	436,2	338,4	256,3	290,7	267,6	229,1	304,8	390,0	452,9
1954	318,0	426,4	332,4	343,1	273,0	251,2	208,5	190,2	176,6	192,2	231,2	273,2
1955	536,7	329,3	301,3	307,5	240,0	224,5	190,1	173,0	163,4	187,5	257,4	447,3
1956	432,9	287,1	441,6	314,8	270,9	259,7	232,5	238,0	209,5	206,8	248,0	468,2
1957	464,3	620,5	912,4	837,4	384,2	305,4	269,2	236,0	256,0	235,5	312,9	486,4
1958	320,7	649,7	536,1	428,2	408,4	351,1	271,0	224,7	251,4	276,5	352,5	513,3
1959	953,8	470,4	722,6	601,3	306,8	255,4	226,5	230,5	199,0	214,4	393,5	361,0
1960	480,0	746,5	1287,4	545,0	375,1	323,7	286,7	262,1	240,9	236,5	277,2	474,9
1961	1416,6	1482,8	1513,4	782,4	530,8	383,8	323,6	284,1	246,7	229,4	271,7	358,5
1962	592,4	1437,8	850,5	472,1	341,8	299,6	257,6	248,0	253,4	271,4	474,7	656,3
1963	749,1	797,7	534,2	318,5	262,1	242,1	224,5	209,5	187,0	184,4	258,8	211,8
1964	424,3	881,3	486,6	341,2	297,0	248,4	256,3	215,6	201,6	269,9	305,9	427,5
1965	846,0	1321,6	974,7	501,8	526,6	378,4	339,9	301,5	261,0	360,8	443,3	540,9
1966	1648,2	615,3	939,9	576,5	413,0	329,6	291,7	262,5	255,8	294,8	721,4	825,0
1967	1609,8	1717,6	1593,1	897,2	537,2	423,7	350,6	297,8	276,3	276,4	459,7	678,3
1968	796,8	522,8	622,1	396,9	291,3	259,3	245,3	247,7	249,9	249,1	223,2	401,5
1969	575,0	479,4	537,5	386,6	277,3	268,8	243,9	238,3	222,1	260,8	382,9	606,1
1970	552,9	530,9	623,5	336,2	276,4	237,2	248,1	223,3	283,4	289,8	325,4	336,2
1971	355,6	212,7	360,8	260,3	230,7	224,7	209,9	184,8	231,2	254,9	368,6	700,8
1972	611,4	801,5	929,6	484,1	335,0	285,8	280,2	262,3	303,9	342,6	440,2	526,2
1973	834,7	951,9	551,8	595,7	393,4	320,7	292,0	270,9	247,5	307,1	483,7	586,1
1974	789,8	570,7	745,5	609,8	359,0	313,5	292,2	252,8	228,9	266,1	264,4	397,2
1975	834,1	725,5	538,4	366,1	297,7	259,7	251,7	214,1	205,8	272,6	380,3	571,4
1976	562,2	597,7	605,1	481,4	328,0	368,0	369,6	272,2	335,8	406,9	489,3	697,3
1977	782,8	632,5	378,1	467,0	281,7	241,8	216,6	193,5	225,9	217,7	329,8	649,3
1978	927,3	562,3	597,1	339,2	290,1	271,2	242,8	220,2	205,3	211,7	307,9	373,7
1979	431,6	1056,9	640,5	396,7	339,2	288,5	261,4	251,4	270,9	214,4	409,2	533,1
1980	864,6	670,8	437,7	559,5	312,8	278,4	272,0	244,6	239,9	261,8	329,2	593,1
1981	940,6	572,5	525,7	374,8	308,9	273,5	252,8	235,3	210,8	264,4	425,5	755,0
1982	877,1	567,7	1129,6	803,5	408,9	327,4	294,6	272,5	241,0	284,7	306,2	814,7
1983	1374,3	1030,0	973,6	858,0	582,3	1165,1	560,9	353,4	823,6	763,6	842,2	1133,2
1984	918,3	498,9	439,3	474,5	455,4	294,7	260,1	248,2	240,3	227,1	249,0	346,9
1985	1077,6	1306,5	1372,6	724,3	456,8	344,1	307,5	272,1	260,3	254,1	294,3	411,3
1986	629,1	678,2	817,5	401,9	296,1	283,8	238,7	265,4	241,0	210,7	222,8	615,7
1987	697,9	806,2	523,8	711,3	481,2	403,3	237,4	202,7	235,3	210,1	237,5	515,1
1988	667,2	1488,2	993,1	580,1	500,1	433,6	282,3	292,0	278,0	270,0	349,8	377,0
1989	854,3	996,3	990,1	607,4	357,5	333,1	283,8	272,1	259,9	263,1	287,6	414,0
1990	459,9	272,0	439,6	355,4	291,0	279,0	276,6	261,4	280,9	265,1	288,4	296,3
1991	728,3	859,6	730,5	950,7	462,6	291,1	317,3	284,4	270,9	314,4	297,6	338,0
1992	963,8	522,9	435,3	337,5	307,5	294,7	285,1	263,9	329,1	345,5	480,0	553,3
1993	415,1	625,8	708,8	614,5	360,3	339,4	289,3	266,8	255,3	277,9	286,4	326,1
1994	587,3	351,9	648,5	535,3	459,9	303,3	246,2	230,3	196,6	193,2	263,2	424,9
1995	353,6	1122,6	496,6	332,5	247,3	215,1	208,3	186,5	179,2	264,3	408,2	502,7
1996	1024,7	887,5	1300,5	677,2	399,5	290,9	253,9	237,4	389,9	273,0	757,3	727,4
1997	1351,6	809,8	722,6	416,7	338,4	318,4	277,5	254,9	220,2	264,8	282,2	449,4
1998	463,9	710,3	497,5	329,9	258,8	250,8	218,0	213,5	188,0	273,5	347,1	368,6
1999	913,9	821,6	770,1	401,9	266,7	282,9	258,5	226,0	208,6	213,7	256,2	439,2
2000	953,1	662,0	531,4	464,3	274,1	242,0	240,2	228,0	270,5	230,1	246,2	438,0
2001	528,7	583,9	378,6	334,5	245,9	216,2	193,7	179,7	185,0	199,7	249,3	302,9
2002	676,9	914,6	486,2	299,4	260,2	220,7	205,2	190,6	202,3	172,0	286,4	493,0
2003	857,9	623,5	499,7	363,7	288,0	256,9	236,2	226,4	227,3	262,6	349,2	453,6
2004	618,4	735,0	783,8	695,3	420,6	373,3	336,4	289,9	243,5	282,7	329,5	635,4
2005	913,1	1013,0	713,1	557,3	381,7	363,4	324,8	287,9	268,5	242,0	343,6	614,4
2006	485,5	856,0	538,5	364,6	309,9	274,0	246,1	245,8	240,0	312,2	403,5	683,2
2007	1369,1	742,5	418,8	364,1	323,7	286,0	240,4	248,5	207,6	226,0	332,0	384,1
2008	426,6	1028,5	905,5	747,9	412,4	345,2	301,2	272,9	266,1	308,5	457,3	890,8
2009	1083,1	1430,3	808,7	601,7	398,0	363,4	326,2	317,5	309,8	448,8	601,9	1088,1
2010	1293,2	714,4	1046,0	808,2	434,1	346,5	334,7	288,9	272,8	326,3	525,7	1084,6
2011	1428,2	577,9	1214,1	773,0	422,0	360,2	323,9	292,9	259,1	310,4	367,0	727,7
Mínimas	240,5	212,7	301,3	260,3	230,7	211,5	183,7	173,0	163,4	172,0	203,2	211,8
Médias	820,2	836,3	786,7	535,8	363,0	314,0	273,6	245,9	249,9	278,7	364,1	564,6
Máximas	1648,2	1931,7	2243,2	950,7	582,3	1165,1	560,9	369,0	823,6	763,6	842,2	1162,2

Tabela 5.74– Série de vazões artificiais médias mensais da UHE Itacara I

UHE ITACARA I - Vazões artificiais médias mensais (m ³ /s)												
Anos	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1931	888,9	2018,2	1525,7	905,3	511,1	366,3	326,7	288,6	285,4	371,9	361,1	709,7
1932	1264,7	1082,7	953,6	491,0	443,9	407,4	266,0	261,6	276,0	352,0	395,6	976,7
1933	1162,3	627,6	557,3	379,4	351,8	305,0	257,1	218,2	234,6	354,7	393,7	697,4
1934	1134,8	479,0	554,1	361,9	280,6	234,0	205,9	187,6	185,5	205,0	214,0	589,6
1935	701,5	1598,2	869,7	553,0	350,2	306,7	264,3	237,9	224,1	329,3	294,2	286,9
1936	261,4	367,1	1177,8	698,0	323,0	230,2	200,9	191,5	227,2	226,3	261,0	548,1
1937	1117,9	1159,2	575,3	476,5	441,9	293,0	239,3	205,5	194,8	312,8	418,4	1223,1
1938	1126,0	942,8	864,0	604,2	409,0	337,3	289,1	306,1	262,8	325,8	450,3	691,2
1939	902,7	867,8	540,8	617,2	330,2	270,7	234,0	211,4	200,3	237,6	279,6	427,0
1940	908,5	1205,3	1039,3	486,4	335,4	308,8	238,0	214,2	221,2	309,3	526,1	647,3
1941	708,7	473,2	594,0	499,3	353,6	306,2	295,2	215,6	338,9	368,9	401,0	764,0
1942	751,2	655,2	939,8	512,6	411,7	341,7	338,6	236,7	269,5	321,6	427,0	728,9
1943	1622,1	1237,7	967,9	582,7	434,6	370,7	305,0	281,9	274,9	413,1	434,1	693,5
1944	708,0	1147,3	1472,4	687,2	438,2	344,8	301,7	261,0	234,1	259,9	292,4	426,3
1945	672,1	1189,0	698,3	630,8	400,9	323,4	346,7	249,6	226,6	213,2	345,5	636,2
1946	1509,7	696,4	768,0	597,4	376,9	310,5	272,6	236,6	205,0	286,0	372,5	382,1
1947	1159,4	1390,4	2372,3	1006,9	608,3	371,1	476,2	393,9	416,4	440,3	545,7	1009,1
1948	992,9	1253,9	1476,2	878,4	515,3	393,5	308,6	302,7	263,3	341,1	404,7	783,3
1949	1010,1	1408,7	867,2	571,7	411,6	368,7	296,4	259,6	240,2	303,2	364,3	527,1
1950	1161,9	1517,2	1127,0	885,3	584,0	405,9	323,8	270,6	249,7	316,0	532,4	882,5
1951	947,5	1187,1	1418,7	950,9	454,3	356,3	356,4	282,0	268,0	276,2	282,3	490,9
1952	938,0	1193,8	1593,3	824,6	399,3	498,7	375,1	345,2	367,4	380,1	492,2	645,0
1953	460,1	536,1	453,2	478,0	364,2	274,2	308,5	283,5	243,5	318,6	419,9	486,1
1954	346,2	452,8	362,2	372,7	295,2	274,1	223,4	202,1	186,2	204,8	247,1	286,9
1955	575,6	361,7	326,7	330,8	257,4	239,8	201,5	182,0	173,0	196,5	272,4	467,4
1956	476,5	303,0	485,5	343,8	291,1	282,8	248,9	256,6	223,2	219,5	261,1	500,3
1957	504,0	665,2	966,2	904,4	417,6	328,8	288,2	252,3	274,2	251,9	337,3	522,3
1958	338,2	703,2	574,1	463,4	441,3	380,4	294,4	241,7	268,8	290,0	382,1	554,5
1959	1014,7	507,9	766,9	654,1	333,6	275,6	242,0	246,0	211,8	226,9	415,3	388,9
1960	511,3	791,3	1373,8	592,4	403,9	347,6	307,2	279,5	255,9	249,3	297,5	503,9
1961	1489,0	1580,7	1614,6	840,3	576,6	413,0	345,8	304,0	262,6	242,7	288,2	383,1
1962	623,8	1526,7	915,3	512,1	370,2	321,5	274,9	263,2	270,7	288,5	513,0	688,1
1963	811,4	845,7	578,5	347,5	280,7	257,9	238,2	221,5	197,3	193,0	277,5	226,1
1964	443,8	935,4	536,9	366,6	318,9	264,1	272,7	228,5	212,9	285,3	325,5	453,4
1965	897,1	1394,8	1053,7	541,4	567,8	406,3	364,2	321,0	274,2	382,4	473,4	581,9
1966	1749,4	662,2	1002,4	626,4	447,3	354,6	312,0	279,4	274,1	310,1	772,4	854,3
1967	1716,9	1843,2	1693,6	973,3	579,2	455,7	377,9	319,7	294,3	290,6	489,8	718,6
1968	857,1	555,4	669,2	430,6	313,8	277,8	261,2	263,6	266,1	263,4	237,3	427,5
1969	607,0	518,5	579,3	422,3	297,1	286,3	259,4	252,5	234,5	273,5	411,4	652,3
1970	590,2	570,5	676,0	366,0	298,9	252,8	265,6	234,3	309,2	309,0	350,8	362,6
1971	384,5	221,3	395,8	285,0	249,0	242,1	226,9	195,5	246,9	276,4	389,0	747,1
1972	655,7	846,9	1003,4	525,8	360,0	306,2	298,4	280,2	320,9	368,0	468,8	560,5
1973	882,8	1027,3	591,2	639,3	425,6	343,2	312,4	289,1	262,5	323,4	518,7	620,4
1974	848,3	622,6	785,0	661,9	387,5	334,5	315,4	268,9	242,8	275,4	285,0	422,6
1975	895,8	775,6	589,2	400,1	319,1	277,2	268,3	227,0	214,9	291,1	388,7	626,9
1976	609,8	637,4	648,0	527,1	354,4	402,6	399,6	296,2	359,1	438,4	522,7	738,0
1977	829,7	698,2	403,6	501,8	308,0	261,1	232,3	206,0	240,5	234,8	342,0	700,7
1978	989,7	601,8	641,3	367,9	310,9	293,1	259,6	234,8	217,6	222,6	323,4	403,0
1979	462,0	1120,8	689,4	428,9	364,0	308,7	279,0	266,8	292,5	232,1	436,5	564,9
1980	921,8	721,5	478,0	599,6	337,0	296,0	293,1	259,3	256,6	280,9	349,2	626,1
1981	1003,4	622,9	559,8	408,6	333,7	294,5	269,7	251,4	223,0	281,3	457,9	803,3
1982	928,7	606,8	1193,1	872,8	441,9	351,9	320,1	293,8	258,8	300,6	333,1	848,4
1983	1466,4	1101,6	1031,7	913,3	619,7	1237,8	603,3	384,2	861,3	817,1	898,8	1186,4
1984	982,0	544,9	468,9	505,7	492,6	317,4	278,2	264,4	257,9	243,8	262,2	370,0
1985	1112,6	1411,2	1465,3	777,3	492,1	371,6	329,2	289,7	278,1	271,7	311,5	431,9
1986	681,3	720,7	875,2	438,3	322,1	305,0	256,2	283,4	257,9	226,4	237,1	640,0
1987	754,4	873,1	564,0	757,3	514,3	435,8	261,3	220,1	253,3	226,3	256,9	546,4
1988	709,3	1568,2	1063,2	619,4	537,8	469,3	306,4	312,4	296,2	286,0	381,2	397,7
1989	914,5	1047,6	1056,0	653,2	388,0	359,4	305,0	295,9	278,3	284,7	306,5	443,5
1990	496,5	288,0	472,1	386,1	315,0	296,8	294,3	278,1	299,8	285,8	305,9	316,6
1991	765,5	926,1	760,3	1027,4	507,9	313,7	341,0	303,6	285,8	343,7	317,3	351,4
1992	1019,1	571,9	470,1	363,1	333,3	313,5	303,3	280,0	345,1	376,7	510,3	600,1
1993	445,2	659,2	758,6	667,3	389,3	365,9	309,6	284,2	270,2	300,3	306,3	346,0
1994	626,0	387,9	680,2	586,2	494,0	327,1	263,8	245,2	209,0	200,6	281,5	453,2
1995	381,9	1198,0	540,4	364,6	268,9	232,1	224,9	200,1	187,4	285,5	440,5	522,7
1996	1103,3	943,3	1378,6	731,1	432,1	315,9	274,9	255,6	419,4	292,7	798,9	772,2
1997	1420,8	869,5	779,1	448,8	361,9	345,4	297,1	271,4	232,8	283,4	301,8	486,8
1998	501,0	748,4	541,0	363,1	279,3	271,5	232,9	227,4	200,7	297,0	371,6	393,6
1999	967,6	875,4	829,7	437,2	288,9	302,7	277,8	241,7	222,4	227,3	271,6	468,7
2000	1011,7	710,5	568,8	507,4	295,1	259,2	255,8	242,8	291,5	244,9	259,3	469,2
2001	573,1	629,3	400,8	373,2	263,6	231,7	205,9	190,0	199,1	215,5	267,1	321,2
2002	720,0	980,8	523,9	331,7	280,2	236,5	219,7	203,7	214,3	181,8	306,7	531,5
2003	888,6	698,2	534,8	392,1	307,4	273,1	250,0	238,0	241,4	277,8	364,6	491,0
2004	665,0	760,4	858,9	742,4	456,6	405,5	361,4	311,6	259,5	300,1	349,4	677,0
2005	962,5	1091,7	760,0	600,5	412,7	394,2	347,1	307,3	283,4	259,8	367,7	657,2
2006	508,3	899,0	566,1	378,0	317,8	278,1	247,4	244,4	240,9	323,7	424,7	719,1
2007	1442,3	781,6	440,1	375,8	333,3	291,8	244,4	248,6	206,5	231,3	350,9	403,9
2008	452,6	1087,1	957,1	787,2	431,9	358,3	306,6	276,8	269,7	320,8	485,3	938,8
2009	1141,2	1506,8	853,8	630,7	415,2	376,2	336,4	324,9	319,9	475,1	635,2	1151,2
2010	1367,5	752,1	1099,9	846,2	452,8	357,5	345,1	291,3	275,7	337,0	551,0	1144,4
2011	1503,4	608,0	1275,4	807,8	439,7	371,8	330,8	294,8	261,3	321,1	383,2	765,9
Mínimas	261,4	221,3	326,7	285,0	249,0	230,2	200,9	182,0	173,0	181,8	214,0	226,1
Médias	872,3	891,3	841,1	577,8	390,8	336,7	292,4	261,4	264,9	296,3	387,4	598,6
Máximas	1749,4	2018,2	2372,3	1027,4	619,7	1237,8	603,3	393,9	861,3	817,1	898,8	1223,1

5.5.1.3 Vazão Sanitária

A vazão sanitária foi considerada nula, já que a Casa de Força é localizada no pé da barragem, não havendo, portanto, derivação de vazão.

5.5.1.4 Evaporação Líquida

Foram consideradas as alturas de evaporação líquida média de cada mês do ano no reservatório, isto é, o saldo entre a evaporação de superfície líquida e a evapotranspiração na sua bacia hidráulica. Sua estimativa, foi realizada com o emprego do programa SisEvapo, adotado pelo ONS, considerando-se as seguintes estações: Itaperuna - RJ (2141045), Vassouras - RJ (2243151), Cordeiro - RJ (2242074), Cataguases- MG (2142050).

A **Tabela 5.75** relaciona os resultados obtidos.

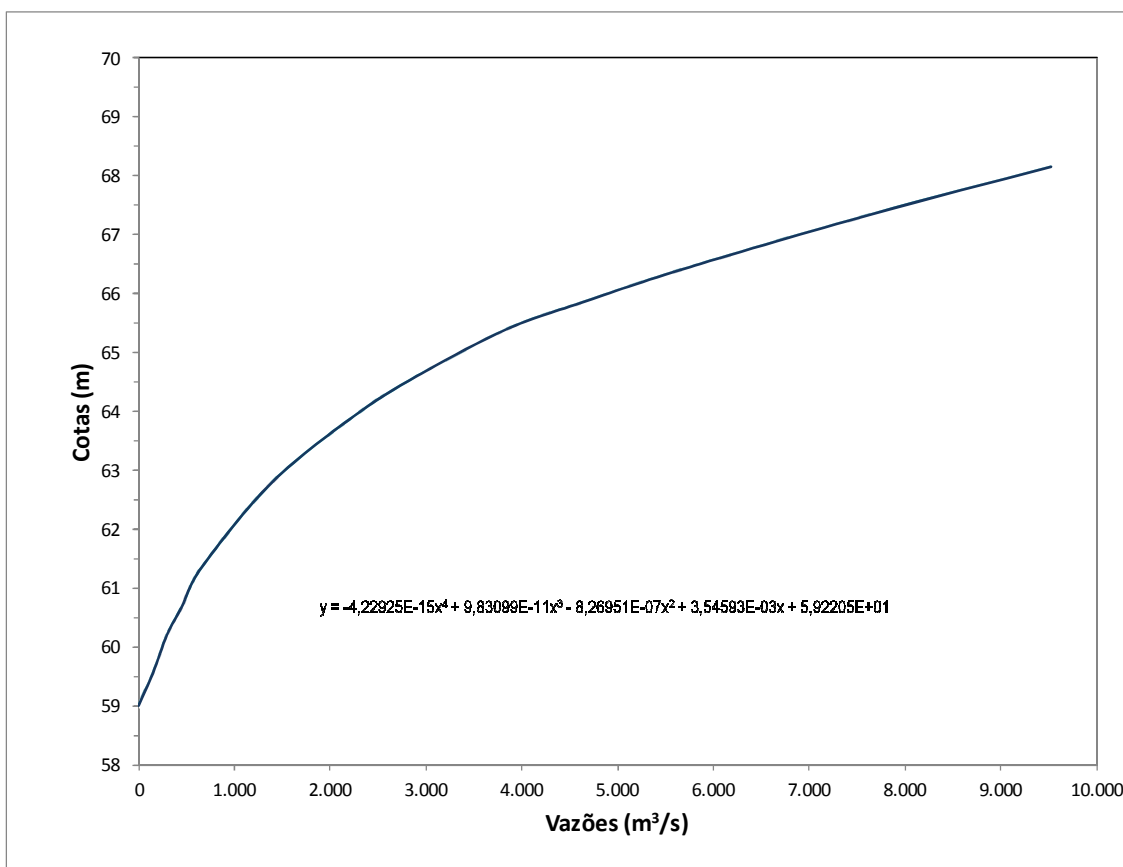
Tabela 5.75– Alturas de Evaporação Líquida no Reservatório

Mês	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
Evap. (mm)	-15	0	47	75	77	58	35	-5	-6	-7	-16	-15

5.5.1.5 Curva-Chave do Canal de Fuga

A curva-chave definida para o canal de fuga do AHE Itaipava I esta apresentada na .

Figura 88 – Curva-Chave do Canal de Fuga da UHE Itaocara I



Os coeficientes da respectiva equação, utilizados no desenvolvimento dos estudos energéticos estão apresentados na **Tabela 5.76**.

Tabela 5.76 - Coeficientes do Polinômio da Curva-Chave do Canal de Fuga

Coeficiente	Independente	1º Grau	2º Grau	3º Grau	4º Grau
Valor	5.9220500E+01	3.5459300E-03	-8.2695100E-07	9.8309900E-11	-4.2292500E-15

Nota: Nível d'água (m) em função da vazão (m³/s).

5.5.1.6 Representação do Reservatório

O reservatório do AHE Itaocara I foi representado nos estudos energéticos pelos polinômios Volume x Cota (PVC) e Cota x Área (PCA), obtidos a partir das respectivas curvas Cota x Área x Volume. Os coeficientes dos polinômios Volume x Cota e Cota x Área estão, respectivamente, nas **Tabela 5.77** e **Tabela 5.78**.

Tabela 5.77 - Coeficientes do Polinômio da Volume x Cota

Independente	1º Grau	2º Grau	3º Grau	4º Grau
$6,8940421 \cdot 10^{+01}$	$1,1524476 \cdot 10^{-01}$	$-2,9049205 \cdot 10^{-04}$	$4,1348927 \cdot 10^{-07}$	$-2,2447236 \cdot 10^{-10}$

Tabela 5.78 - Coeficientes do Polinômio da Cota x Área

Independente	1º Grau	2º Grau	3º Grau	4º Grau
$3,8314418 \cdot 10^{+03}$	$-1,9350569 \cdot 10^{+02}$	$3,6389389 \cdot 10^{+00}$	$-3,0332551 \cdot 10^{-02}$	$9,5451335 \cdot 10^{-05}$

5.5.1.7 Tipo de Turbina

Em face da queda disponível e da potência unitária prevista para o AHE Itaocara I, considerou-se a utilização de turbinas do tipo Kaplan com uma vazão turbinada mínima equivalente a 30% da vazão plena na queda considerada. Foram definidas 2 unidades geradoras para o aproveitamento, conforme explicado no item 5.5.2.1.

5.5.1.8 Rendimento do Conjunto Turbina-Gerador

Adotou-se um rendimento para o conjunto turbina-gerador de 91%, valor esse resultante da estimativa de 97,5% de rendimento médio do gerador e de 93,33% para o rendimento médio da turbina, ambos trabalhando de modo ponderado na faixa prevista de operação, embora se espere para o ponto nominal de operação, ou seja para potência e queda de referência, um rendimento turbina-gerador superior, da ordem de 92%, compatível com a utilização de turbinas do tipo Kaplan com regulação dupla.

5.5.1.9 Perda Hidráulica

A perda hidráulica total máxima calculada e adotada nas simulações de operação da usina foi de 0,35 m.

Como a nova versão do modelo de simulação MSUI 3.3, permite o uso de curvas de perdas, elas foram utilizadas para a UHE Itaocara, em todas as alternativas analisadas.

5.5.1.10 Taxas de Indisponibilidade

Os valores de taxa de indisponibilidade forçada e programada (TEIF e IP) são aqueles recomendados pelo Comitê Brasileiro da CIER – BRACIER e utilizados pela Empresa de Pesquisa Energética – EPE nos cálculos da garantia física de usinas hidrelétricas. A **Tabela 5.79** reproduz essas taxas adotadas tanto para as alternativas de potência unitária do empreendimento em estudo como para as potências unitárias das usinas que compõem o sistema de referência. Para o AHE Itaocara I, as taxas de indisponibilidade forçada e programada são respectivamente, 2,533% e 8,091%.

Tabela 5.79–Taxas de Indisponibilidade

Pot. Unitária (MW)	TEIF (%)	IP (%)
até 29	2,333	6,861
30 – 59	1,672	5,403
60 – 199	2,533	8,091
200 – 500	2,917	12,122
501 – 699	6,000	8,000
700 – 1300	0,210	10,000

5.5.1.11 Período Crítico

O período crítico conforme critério em vigor, situa-se entre junho de 1949 e novembro de 1956, abrangendo, portanto, um total de 90 meses.

5.5.1.12 Sistema de Referência

Por recomendação da Aneel, contida no Ofício nº 535, de 28/03/2014, depois de produzidas as séries de vazões artificiais, as usinas de Simplício, Ilha dos Pombos e Itaipava, foram simuladas isoladas e inseridas no sistema de referência utilizado pela EPE para o cálculo das garantias físicas para o 2º leilão de energia A-5 de 2013.

5.5.1.13 Data de Referência dos Investimentos

As estimativas de custos de investimentos incrementais com juros durante a construção, empregadas nos estudos de dimensionamento do AHE Itaipava I, têm como data de referência maio de 2014, também por recomendação da Aneel.

5.5.1.14 Custo de Operação e Manutenção (O&M)

Para a estimativa do CO&M foi utilizada a curva apresentada no Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas – edição 2007 do Ministério de Minas e Energia (MME), com data de referência em dezembro de 2006, atualizado pela variação do IGP-DI para a data de referência dos orçamentos. A equação adotada é apresentada a seguir:

$$CO\&M = 143,615 * Potência^{-0,3716} \quad (R\$/kW/ano)$$

5.5.1.15 Custo Marginal de Expansão

Nas análises energético-econômicas, a energia firme foi valorada pelo Custo Marginal de Expansão informado no Ofício 535 da Aneel, no valor de 145 R\$/MWh.

5.5.1.16 Taxa de Desconto e Vida Útil

Adotou-se uma taxa de desconto de 10% ao ano e uma vida útil de 50 anos.

5.5.2 Simulações Energéticas

As avaliações energéticas foram efetuadas com base no informado no item 5.5.1.1e utilizando-se o Modelo de Simulação de Usinas Individualizadas – MSUI (versão 3.3), desenvolvido pela Eletrobrás.

5.5.2.1 Determinação da Motorização

O estudo de motorização consiste em analisar os incrementos de energia firme decorrentes do aumento da potência instalada do aproveitamento, para diferentes alternativas de motorização, os quais foram calibrados com o MSUI.

Na **Tabela 5.80** é apresentada a análise energético-econômica para a determinação da potência instalada do AHE Itacara I.

Tabela 5.80 – Análise Energético-Econômica para Determinação da Potência Instalada

Potência instalada (MW)	Energia firme (MW-médios)	Energia firme incremental (MW-médios)	Custo total c/ JDC (10 ⁶ R\$/ano)	Custo anual c/ JDC (10 ⁶ R\$/ano)	Custo anual de O&M (10 ⁶ R\$/ano)	Custo anual c/JDC + Custo de O&M (10 ⁶ R\$/ano)	Custo anual incremental (10 ⁶ R\$/ano)	Benefício anual incremental (10 ⁶ R\$/ano)	Relação Custo / Benefício
135	86,76	-	1.027,38	103,62	3,133	106,75	-	-	-
140	87,71	0,95	1.037,26	104,62	3,205	107,82	1,07	1,21	0,885
145	88,64	0,93	1.046,42	105,54	3,276	108,82	1,00	1,18	0,843
150	89,44	0,80	1.055,76	106,48	3,347	109,83	1,01	1,02	0,997
155	90,22	0,78	1.065,29	107,44	3,417	110,86	1,03	0,99	1,040
160	90,93	0,71	1.074,99	108,42	3,486	111,91	1,05	0,90	1,162
165	91,59	0,66	1.083,88	109,32	3,554	112,87	0,96	0,84	1,151
170	92,28	0,69	1.092,92	110,23	3,621	113,85	0,98	0,88	1,117
175	92,95	0,67	1.103,14	111,26	3,687	114,95	1,10	0,85	1,289
180	93,58	0,63	1.112,49	112,21	3,753	115,96	1,01	0,80	1,262

Como pode ser observado, a potência ótima a ser instalada é de 150 MW, uma vez que o custo incremental ao se passar para uma alternativa de maior potência, é superior ao benefício incremental.

A usina foi contemplada com duas unidades geradoras, pois o uso de três unidades não conduziria a qualquer ganho energético, em face do fato da bacia do rio Paraíba do Sul ser bem regularizada pelos reservatórios existentes.

5.5.2.2 Determinação das Quedas Características

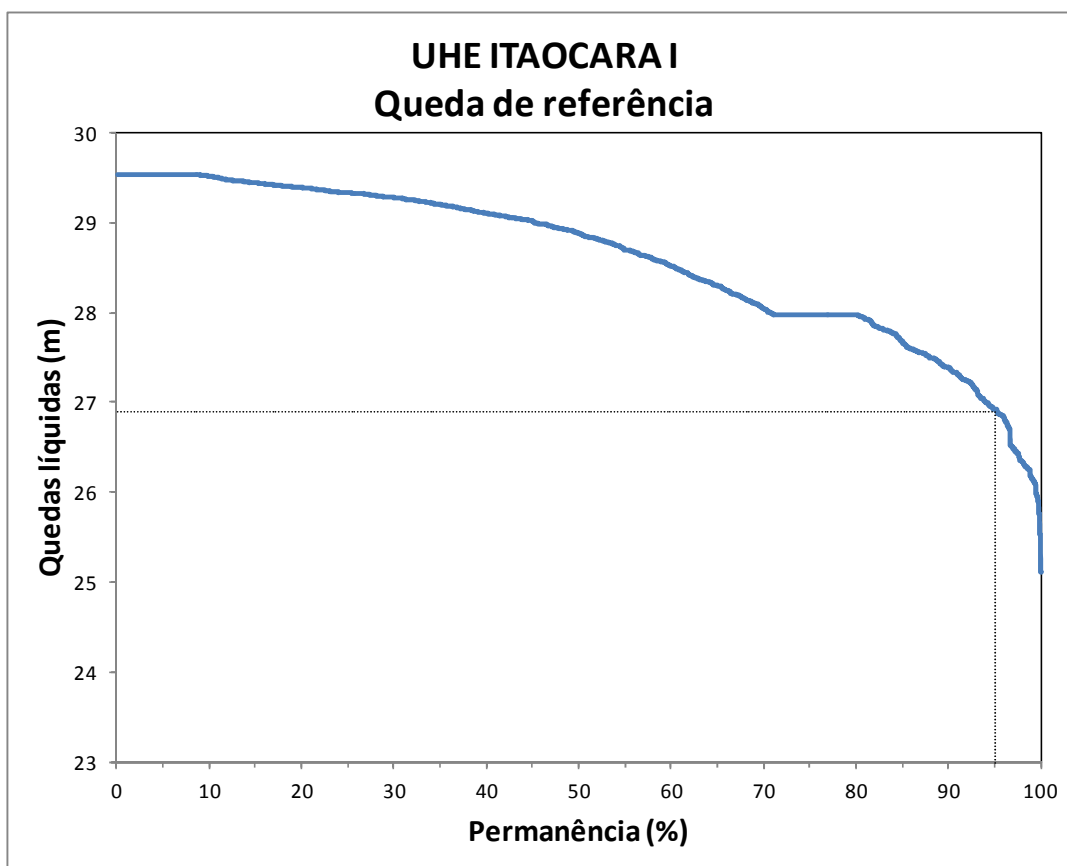
Foram determinadas as quedas líquidas referentes ao período da série de vazões médias mensais empregada.

A **Tabela 5.81** e a **Figura 89** apresentam a permanência das quedas líquidas obtidas para o aproveitamento em estudo.

Tabela 5.81 –Permanências das Quedas Líquidas Médias Mensais

Permanência (%)	Queda Líquida (m)	Permanência (%)	Queda Líquida (m)
5	29,53	55	28,69
10	29,51	60	28,51
15	29,44	65	28,29
20	29,39	70	28,04
25	29,33	75	27,97
30	29,27	80	27,97
35	29,1	85	27,65
40	29,01	90	27,38
45	29,01	95	26,92
50	28,87	100	25,11

Figura 89 - Curva de Permanência de Quedas Líquidas Médias Mensais



A queda de referência, que é definida como a queda para a qual a turbina, com abertura máxima do distribuidor, faz com que o gerador forneça a sua máxima potência, pode ser considerada como sendo a queda líquida com 95% de permanência. Assim sendo, para o AHE Itacara I, essa queda é de 26,9 m.

5.6 Estudos Socioambientais

O Estudo de Impacto Ambiental/EIA constitui-se num documento de natureza técnico-científica e administrativa que tem por finalidade embasar a avaliação dos impactos ambientais gerados por atividades e/ou empreendimentos potencialmente poluidores, ou que possam causar degradação ambiental, de modo a permitir a verificação da sua viabilidade ambiental.

Para tanto, na elaboração do estudo, foram observados os requisitos definidos pela Resolução CONAMA nº 237/97, dentre eles: contemplar todas as alternativas tecnológicas e de localização do projeto; identificar e avaliar sistematicamente os impactos ambientais gerados nas fases de implantação e operação da atividade e definir os limites da área geográfica a ser direta ou indiretamente afetada pelos impactos, denominada “área de influência do projeto” (art. 5º da Resolução CONAMA).

O EIA da UHE Itacara I contem o diagnóstico socioambiental da região, obtido através de dados primários e secundários, determina o grau de impacto do empreendimento após a identificação e avaliação dos impactos ambientais e propõe medidas mitigadoras e de controle ambiental, com o objetivo de garantir o uso sustentável dos recursos naturais. O estudo EIA foi desenvolvido considerando-se o conteúdo e a abordagem metodológica sugeridos no “Termo de Referência/TR” emitido pelo IBAMA em OUT/2.008.

5.7 Estudos de Integração da Usina ao Sistema de Transmissão Associado

5.7.1 Geral

- **Interligação da Casa de Força à Subestação Seccionadora da Usina**

Uma linha de transmissão curta será construída para interligar os Transformadores Elevadores da Casa de Força da UHE Itacara I às respectivas entradas na Subestação Seccionadora. Esta linha terá cerca de 200,00 m de extensão, será trifásica e irá operar na tensão de 138 kV.

- **Linha de Transmissão SE Itacara I – SE Ilha dos Pombos**

Uma linha de transmissão será construída para interligar a Subestação da UHE Itacara I à Subestação da UHE Ilha dos Pombos, usina já em fase de operação. A linha de transmissão terá cerca de 46,0 km de extensão, será trifásica e irá operar na tensão de 138 kV.

5.7.2 Subestação Seccionadora ou Subestação de Manobra

A subestação será do tipo convencional, externa, localizada próxima do Canal de Fuga e à jusante da Barragem de Terra Margem esquerda.

O arranjo da subestação será do tipo barra principal e barra de transferência, com disjuntor “by-pass” na tensão de 138 kV.

A subestação será constituída por: dois vãos/bays de geradores, dois vãos de saída de linha de transmissão para SE UHE Ilha dos Pombos, um vão de interligação de barras e possuirá uma Casa de Controle.

ANEXO 1

Ofício ANEEL 535 de 28/03/2014



Ofício nº 535 /2014-SGH/ANEEL

Brasília, 28 de março de 2014.

Ao Senhor
Luiz Carlos Amarilho
Diretor
Itaocara Energia Ltda.
Rio de Janeiro – RJ

Assunto: Processo nº 48500.005431/2013-81. Licitação do empreendimento hidrelétrico Itaocara I.

Senhor Diretor,

1. Em atenção à correspondência nº 016/IT/2014-TEC, na qual solicita esclarecimentos para elaboração dos estudos energéticos da UHE Itaocara I, nos manifestamos a seguir.
2. Com relação à utilização das séries de vazões constantes do projeto "Estudo de Consistência e Reconstituição de Séries de Vazões Naturais", referente às bacias dos rios Paraíba do Sul, Pirai e Ribeirão das Lajes, contratado pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico – ONS e acompanhado pela ANA, ANEEL e EPE na elaboração dos estudos energéticos da UHE Itaocara I, acolhemos o pleito, tendo em vista que o estudo foi concluído pela empresa contratada e já foi avaliado pela Agência Nacional de Águas – ANA, conforme o Ofício nº 001/2013/SPR-ANA¹. Desse modo, encaminhamos anexo o relatório que contempla as informações das bacias dos rios Paraíba do Sul, Pirai e Ribeirão das Lajes. Destacamos que deverão ser atualizadas as séries de todos os aproveitamentos hidrelétricos das bacias citadas apontados na referida revisão.
3. Quanto ao cenário de usos consuntivos a ser adotado nos estudos energéticos, informamos que deverá ser considerado o horizonte de entrada em operação da usina, a saber 2019, cenário esse aderente ao utilizado no cálculo de garantia física do empreendimento.
4. Adicionalmente, informamos que deverá ser adotado nesse estudo específico como custo marginal de dimensionamento o valor de R\$145,00/MWh, tendo em vista ser esse o parâmetro que vem sendo utilizado pela ANEEL como balizador em suas avaliações de estudos dessa natureza até que haja uma

¹ Nota Técnica nº 032/2012/SPR-NHI

48539.002880/2014.00



(Pág. 2 do Ofício nº 535 /2014-SGH/ANEEL, de 28/03 /2014)

publicação mais específica acerca de sua determinação e forma de atualização financeira. Quanto aos parâmetros taxa de desconto e vida útil, deverão ser considerados 10% a.a e 50 anos, respectivamente.

5. Ademais, informamos ainda que a garantia física da UHE Itaocara I publicada pela Portaria SPE/MME nº 108/2013 perdeu validade e eficácia, nos termos do art. 3º da referida Portaria.

6. Com relação à rotina específica empregada pelo MSUI para a operação da cascata do Paraíba do Sul, informamos que a mesma não emprega a equação constante do Anexo III da Resolução ANA nº 1.404/2013. Assim, com o intuito de observar essa restrição regulatória, deverá ser empregado o modelo MSUI² em conjunto com planilhas eletrônicas, atentando-se para a seguinte sequência operativa:

- (i) Simular o modelo MSUI considerando como defluência mínima associada ao reservatório de Santa Cecília o valor de 209 m³/s (parâmetro disposto no arquivo *hidexp1.dat*);
- (ii) A partir do relatório de saída associado à simulação supracitada, aplicar a regra do Anexo III da Resolução ANA nº 1.404/2013 ao reservatório de Santa Cecília para as baixas aflúncias³, gerando, assim, novas séries de vazões defluentes e bombeadas em Santa Cecília;
- (iii) Concluída a etapa (ii), gerar séries de vazões artificiais nos locais das UHEs Simplício, Ilha dos Pombos e Itaocara, conforme as seguintes equações:

$$Q_{\text{SIMPLICIO}} = Q_{\text{defl_STACECILIA}} + Q_{\text{IncremSTACECILIA-SIMPLICIO}} - Q_{\text{naturalSANTANA}}$$

$$Q_{\text{ILHAPOMBOS}} = Q_{\text{defl_STACECILIA}} + Q_{\text{IncremSTACECILIA-ILHAPOMBOS}} - Q_{\text{naturalSANTANA}}$$

$$Q_{\text{ITAOCARA}} = Q_{\text{defl_STACECILIA}} + Q_{\text{IncremSTACECILIA-ITAOCARA}} - Q_{\text{naturalSANTANA}}$$

onde:

$Q_{\text{SIMPLICIO}}$: Vazão artificial na UHE Simplício

$Q_{\text{ILHAPOMBOS}}$: Vazão artificial na UHE Ilha dos Pombos

Q_{ITAOCARA} : Vazão artificial na UHE Itaocara

$Q_{\text{deflSTACECILIA}}$: Vazão defluente do reservatório de Santa Cecília

$Q_{\text{IncremSTACECILIA-SIMPLICIO}}$: Vazão incremental natural entre Santa Cecília e Simplício

$Q_{\text{IncremSTACECILIA-ILHAPOMBOS}}$: Vazão incremental natural entre Santa Cecília e Ilha dos Pombos

$Q_{\text{IncremSTACECILIA-ITAOCARA}}$: Vazão incremental natural entre Santa Cecília e Itaocara

$Q_{\text{naturalSANTANA}}$: Vazão natural em Santana (rio Pirai)

- (iv) Simular no modelo MSUI as UHEs Simplício, Ilha dos Pombos e Itaocara isoladamente da cascata, considerando as respectivas séries de vazões dispostas no arquivo *vazões.dat*, como sendo as vazões artificiais definidas no item anterior.
- (v) A energia firme da UHE Itaocara I deverá ser obtida a partir de uma segunda simulação do Modelo MSUI.

² Modelo oficial utilizado no cálculo de garantia física. Portaria MME nº 258/2008.

³ Vazões abaixo de 250m³/s.



(Pág. 3 do Ofício nº 535 /2014-SGH/ANEEL, de 28 / 03 /2014)

7. Após a aplicação da metodologia descrita acima, deverá ser encaminhado para a ANEEL as planilhas/resultados para avaliação e validação da metodologia empregada.

Atenciosamente,

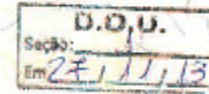

ODÉNIR JOSÉ DOS REIS
Superintendente de Gestão e Estudos Hidroenergéticos

c/c: Oduvaldo Barroso da Silva - EPE

Anexo: CD contendo as séries de vazões naturais, de usos consuntivos e de evaporação dos aproveitamentos hidrelétricos das bacias dos rios Paraíba do Sul, Pirai e Ribeirão das Lajes.

ANEXO 2

DRDH – Resolução ANA 1404/2013



RESOLUÇÃO Nº 1404, DE 26 DE NOVEMBRO 2013

O DIRETOR-PRESIDENTE SUBSTITUTO DA AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA, no uso da atribuição que lhe confere a Portaria nº 207, de 19 de setembro de 2013, e o art. 63 inciso IV e XVII e o § 2º, do Regimento Interno, aprovado pela Resolução nº 567, de 17 de agosto de 2009, torna público, *ad referendum* da DIRETORIA COLEGIADA, com fundamento no art. 12, inciso V, da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000, e com base nos elementos constantes do Processo nº 02501.002084/2013-23, resolve:

Art. 1º Declarar reservada, à Agência Nacional de Energia Elétrica - ANEEL, na seção do rio Paraíba do Sul situada às coordenadas geográficas 21º41'44" de latitude sul e 42º08'57" de longitude oeste, a disponibilidade hídrica caracterizada pelas vazões naturais afluentes, constantes do Anexo I, subtraídas das:

- I- vazões médias destinadas ao atendimento de outros usos consuntivos a montante na bacia do Paraíba do Sul conforme Anexo II;
- II- vazões transpostas pelo Sistema Guandu, em uma vazão média de 138,2 m³/s em Santa Cecília/Santana/Vigário e de 12,97 m³/s em Tocos, variando no tempo conforme equacionamento apresentado no Anexo III;
- III- vazões transpostas para um possível aumento da demanda das Regiões Metropolitanas do Rio de Janeiro e de São Paulo, conforme anexo IV; e
- IV- vazões eventualmente alocadas ao(s) Sistema(s) de Transposição de Peixes.

Art. 2º As vazões reservadas têm a finalidade de garantir a disponibilidade hídrica necessária à viabilidade do aproveitamento hidrelétrico Itaocara I, nos Municípios de Itaocara e Aperibê, no Estado do Rio de Janeiro, com as seguintes características:

- I - coordenadas geográficas do eixo do barramento: 21º41'44" de latitude sul e 42º08'57" de longitude oeste;
- II - nível d'água máximo normal a montante: 89,6 m;
- III - nível d'água máximo maximum a montante: 90,9 m;
- IV - nível d'água mínimo normal a montante: 89,6 m;
- V - área inundada do reservatório no nível d'água máximo normal: 40,4 km²;
- VI - volume do reservatório no nível d'água máximo normal: 412,76 hm³;
- VII - vazão máxima turbinada: 666,0 m³/s;
- VIII - vazão decamilenar defluente: 9.530m³/s; e
- IX - operação a fio d'água, com vazões defluentes iguais às afluentes.

§ 1º O vertedor deverá ser verificado para a passagem da cheia máxima provável, mantendo uma borda livre em relação à crista da barragem adequada para o porte do empreendimento;

§ 2º O abastecimento de água de sedes municipais e das localidades afetadas diretamente pelo reservatório, cujos pontos de captação estejam eventualmente na área a ser inundada, não poderão ser interrompidos em decorrência da implantação do empreendimento, em suas fases de construção e operação;

§ 3º As áreas urbanas e localidades deverão ser relocadas ou protegidas contra cheias com tempo de recorrência de 50 anos, considerando o efeito do remanso sobre a linha de inundação do reservatório;

§ 4º A infraestrutura composta por rodovias, ferrovias e pontes deverá ser relocada ou protegida contra cheias com tempo de recorrência de 100 anos, considerando o efeito do remanso sobre a linha de inundação do reservatório;

§ 5º Deverão ser mantidas as condições atuais de navegação, adequadas ao porte de navegação existente atualmente na região durante as fases de construção e operação do empreendimento, especialmente quanto à balsa no Porto do Tuta, no município de Cantagalo - RJ;

§ 6º Deverá ser acompanhada a evolução do assoreamento do reservatório, principalmente nas proximidades da tomada d'água, para determinar a eventual necessidade de medidas mitigadoras ou corretivas;

§ 7º A ANA poderá rever, a qualquer tempo, os aspectos relativos à Declaração de Reserva de Disponibilidade Hídrica dispostos nesta Resolução, inclusive para eventual atualização das vazões destinadas a usos consuntivos da água a montante e demais condições de operação do reservatório.

§ 8º A ANA deverá ser informada previamente quanto à data de início do enchimento do reservatório.

Art. 3º A Declaração de Reserva de Disponibilidade Hídrica, objeto desta Resolução:

- I. não confere direito de uso dos recursos hídricos e se destina a reservar a vazão a ser outorgada, possibilitando, ao investidor, o planejamento de seu empreendimento;
- II. tem prazo de validade de três anos, contado a partir da data de publicação desta resolução, podendo ser renovada, mediante solicitação da ANEEL, por igual período; e
- III. por se caracterizar como outorga preventiva, poderá ser suspensa, parcial ou totalmente, em definitivo ou por tempo determinado, no caso de incidência nos arts. 15 e 49 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e em caso de indeferimento ou cassação da Licença Ambiental pelo órgão competente.

Art. 4º As condições de operação do reservatório do aproveitamento hidrelétrico serão definidas e fiscalizadas pela ANA, em articulação com o Operador Nacional do Sistema - ONS, conforme disposição do art. 4º, inciso XII e § 3º, da Lei nº 9.984, de 2000, devendo respeitar as seguintes condições gerais:

§ 1º Vazão mínima no período de enchimento e operação do reservatório: 121,6 m³/s, até a água atingir a cota da soleira do vertedor; e 170 m³/s a partir deste nível;

§ 2º O órgão ambiental poderá eventualmente fixar regras complementares para o enchimento e operação, as quais deverão ser avaliadas pela ANA.

Art. 5º O futuro Outorgado deverá implantar e manter estações de monitoramento e reportar os dados monitorados regularmente à ANA, conforme especificado na Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 03/2010, e:

Parágrafo único. Monitorar trimestralmente os seguintes parâmetros: salinidade, temperatura, amônia, nitrato, nitrogênio orgânico, fósforo inorgânico, fósforo orgânico, fosforo total, Clorofila-a, zooplâncton, coliformes, OD e DBO.

Art. 6º Esta Declaração será transformada, automaticamente, pela ANA, em outorga de direito de uso de recursos hídricos para o aproveitamento hidrelétrico ao titular que receber da ANEEL a concessão ou a autorização para o uso do potencial de energia hidráulica, mediante apresentação de:

- I - Projeto Básico do aproveitamento hidrelétrico, conforme especificações da ANEEL;
- II - Revisão dos estudos de remanso, conforme diretrizes a ser obtidas junto à ANA;
- III - Estudo de concepção e definição de alternativas do sistema de transposição de desnível para embarcações, conforme conteúdo definido no Inciso I do Artigo 1º da Resolução ANA nº 463, de 03 de setembro de 2012, a ser apresentado como condicionante para obtenção da outorga de direito de uso de recursos hídricos, dimensionado para o comboio-tipo definido pelo Ministério dos Transportes;
- IV - Detalhamento do Sistema de Transposição de Desnível na alternativa definida no inciso anterior, conforme conteúdo definido no Inciso II do Artigo 1º da Resolução ANA nº 463, de 03 de setembro de 2012, a ser apresentado após a obtenção da outorga de direito de uso de recursos hídricos;
- V - Apresentar simulação da qualidade de água dos principais compartimentos do futuro reservatório, conforme diretrizes a ser obtidas junto à ANA; e avaliar propostas para melhoria das condições de qualidade da água do futuro reservatório, visando à contenção de processos de carreamento da poluição difusa da bacia e, eventualmente, a restrição de usos em compartimentos com maior potencial de deterioração da qualidade de água;
- VI - Apresentar Plano de Usos do Reservatório – PUR, conforme diretrizes a ser obtidas junto à ANA;
- VII - Encaminhar à ANA relatórios da implementação dos seguintes programas e medidas já contemplados no âmbito do licenciamento ambiental: Programa de Monitoramento Limnológico e de Qualidade de Águas; Programa de Controle de Macrófitas Aquáticas; Programas de Desmatamento e Limpeza da Área do Reservatório.


Art. 7º São de responsabilidade exclusiva do futuro titular da outorga todos os ônus, encargos e obrigações relacionadas à alteração, decorrente da implantação do empreendimento, das condições das outorgas emitidas pela ANA ou pelo órgão gestor de recursos hídricos estadual, além de captações de água, acumulações ou lançamentos de efluentes cadastrados e/ou considerados insignificantes, em vigor na data de início do enchimento, nos trechos de rio correspondentes à área a ser inundada e a jusante do empreendimento.

Art. 8º O futuro titular da outorga é responsável pelos aspectos relacionados à segurança da barragem, devendo assegurar que seu projeto, construção, operação e manutenção sejam executados de acordo com o que estabelece a Lei no 12.334, de 20 de setembro de 2010, e demais regulamentos emitidos pelo órgão fiscalizador da segurança da barragem.

Art. 9º Esta Declaração de Reserva de Disponibilidade Hídrica não dispensa, nem substitui a obtenção, pelo (a) declarado (a), de certidões, alvarás ou licenças de qualquer natureza, exigidos pela legislação federal, estadual ou municipal.

Art. 10. O direito de uso de recursos hídricos, quando da transformação desta Declaração de Reserva de Disponibilidade Hídrica em outorga de direito de uso, estará sujeito à cobrança, nos termos da legislação pertinente.

Art. 11. Esta Resolução entra em vigor na data de sua publicação.


PAULO LOPES VARELLA NETO



Anexo I – Série de vazões naturais médias mensais afluentes à UHE Itaocara I (m³/s)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1931	1090	2240	1737	1120	708	552	464	387	400	534	554	936
1932	1466	1277	1158	685	640	593	411	384	368	485	557	1198
1933	1391	816	748	520	469	386	324	273	306	454	514	951
1934	1414	710	767	553	397	316	270	230	351	277	266	896
1935	944	1921	1123	762	542	437	347	309	319	528	413	411
1936	412	589	1542	952	522	377	318	291	359	315	361	758
1937	1348	1397	774	675	648	446	330	264	233	447	622	1491
1938	1363	1208	1099	823	608	498	396	439	385	530	658	915
1939	1136	1094	730	809	519	394	326	277	257	291	388	662
1940	1179	1525	1278	690	498	410	303	255	259	382	706	822
1941	938	666	813	671	428	360	356	238	488	573	605	1076
1942	1000	896	1174	740	589	445	478	298	315	402	585	1009
1943	1886	1495	1195	777	551	457	362	342	328	547	556	937
1944	935	1507	1784	908	622	478	403	315	267	286	376	586
1945	947	1501	930	870	566	483	528	314	286	263	465	858
1946	1783	921	989	807	532	430	354	283	229	383	508	543
1947	1517	1685	2708	1245	821	585	670	337	590	632	752	1255
1948	1218	1534	1707	1075	704	575	452	432	354	429	568	985
1949	1262	1619	1062	761	560	492	394	312	286	375	483	760
1950	1479	1862	1374	1092	792	592	454	351	303	439	719	1124
1951	1197	1390	1626	1153	642	533	487	381	335	353	373	674
1952	1201	1517	1831	1019	569	679	488	432	472	450	659	845
1953	569	735	632	683	500	353	356	313	281	370	606	718
1954	506	660	562	556	509	405	288	232	205	267	317	385
1955	887	507	527	475	334	293	220	183	188	204	350	651
1956	659	490	837	534	437	436	312	374	278	303	384	721
1957	834	886	1245	1187	609	448	380	314	420	315	555	730
1958	541	928	828	684	672	582	432	321	376	426	642	816
1959	1280	764	1019	896	498	377	306	313	249	267	561	560
1960	796	1093	1658	788	577	460	390	354	298	318	463	819
1961	1782	1892	1932	1078	792	566	441	373	305	282	375	578
1962	907	1829	1168	718	533	417	342	318	365	477	714	959
1963	1032	1089	797	515	363	309	271	241	195	226	389	287
1964	604	1284	1729	506	415	311	328	252	225	366	412	672
1965	1296	1671	1307	744	769	537	467	377	302	539	684	879
1966	2118	898	1523	910	653	473	398	365	343	444	1067	1127
1967	2161	2396	2122	1235	772	638	529	414	382	401	695	940
1968	1089	745	861	623	437	360	324	321	314	308	275	611
1969	852	767	799	622	375	355	289	287	249	346	677	918
1970	879	861	919	566	412	334	347	296	465	439	512	533
1971	553	314	665	466	355	377	302	249	333	470	607	991
1972	888	1141	1271	743	483	383	371	365	370	536	701	777
1973	1157	1305	805	851	612	439	401	351	319	429	705	919
1974	1213	851	1001	874	521	467	409	311	272	321	332	745
1975	1217	1142	879	609	429	350	321	248	220	365	645	951
1976	862	908	909	773	587	612	621	498	567	638	727	974
1977	1132	903	587	705	459	381	300	254	343	321	527	952

Anexo I (continuação)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1978	1276	830	854	526	428	425	339	269	259	240	459	583
1979	727	1344	920	587	489	381	354	349	430	344	692	787
1980	1185	977	692	827	457	390	381	327	324	378	523	878
1981	1293	838	780	639	459	401	347	308	252	390	699	1062
1982	1189	837	1460	1106	620	578	462	424	335	452	533	1101
1983	1728	1335	1233	1109	811	1431	785	560	1049	1003	1089	1374
1984	1166	721	650	689	676	430	355	358	345	317	337	522
1985	1449	1749	1705	972	681	512	421	354	383	334	437	629
1986	899	1000	1150	633	496	405	362	403	324	288	337	976
1987	1043	1109	750	973	707	624	437	336	403	366	372	741
1988	908	1819	1283	820	734	658	452	408	372	427	576	583
1989	1145	1250	1256	849	580	547	442	468	411	378	436	648
1990	693	390	673	597	441	359	372	348	400	422	409	393
1991	1040	1163	1048	1267	718	467	455	373	344	559	395	477
1992	1273	776	681	520	489	371	376	322	463	535	782	842
1993	657	924	1012	883	545	533	398	345	388	454	368	468
1994	853	613	930	813	683	442	340	286	235	235	384	722
1995	612	1598	763	363	436	329	331	255	226	504	643	737
1996	1378	1298	1606	931	622	481	402	362	623	451	988	959
1997	1642	1063	970	631	487	504	378	329	291	393	540	689
1998	737	1015	763	560	458	356	299	276	293	526	528	600
1999	1250	1140	1032	629	427	420	375	300	284	280	347	665
2000	1326	970	808	722	406	334	331	309	419	287	430	747
2001	796	867	620	565	368	291	251	234	256	333	386	592
2002	989	1247	744	494	407	303	287	258	274	205	464	847
2003	1172	902	749	514	381	311	280	257	262	367	506	664
2004	939	1096	1093	975	660	615	531	393	303	400	493	934
2005	1261	1348	986	836	626	533	452	359	364	359	546	899
2006	715	1178	792	577	426	348	314	281	291	446	666	1021
2007	1724	999	591	492	419	352	332	287	208	285	562	579
2008	708	1418	1246	1070	641	514	381	371	319	440	758	1182
2009	1413	1805	1115	863	590	510	477	453	453	729	866	1513
2010	1770	987	1318	1068	642	494	493	358	322	407	702	1453
2011	1804	814	1476	1003	624	511	419	360	298	403	501	997

R