



CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA - UNICEUB
FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS
APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

Karen Christine Oncken

**Estudos hidrológicos e dimensionamento Hidráulico do
vertedor de uma Usina Hidrelétrica**

Brasília
2016

KAREN CHRISTINE ONCKEN

**Estudos hidrológicos e dimensionamento Hidráulico do
vertedor de uma Usina Hidrelétrica**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como um dos requisitos para
a conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng.º Júlio César Sebastiani
Kunzler

Brasília
2016

KAREN CHRISTINE ONCKEN

**Estudos hidrológicos e dimensionamento Hidráulico do
vertedor de uma Usina Hidrelétrica**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como um dos requisitos para
a conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng.º Júlio César Sebastiani
Kunzler

Brasília, _____ de 2016.

Banca Examinadora

Eng. Civil: Júlio César Sebastiani Kunzler
Orientador

Eng. Civil: Davi Tadeu Borges Marwell
Examinador Interno

Eng. Civil: Fernando Arruda Cafe
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais Gastão e Gislene, irmãos Christian e Allan e tias Carmen e Wilma, que sempre me incentivaram e com muito esforço me deram as ferramentas necessárias para que me tornasse uma pessoa integra, com caráter, humildade e acima de tudo fé em Deus e em minhas capacidades, sem nunca permitir que eu desistisse de lutar pelos meus sonhos.

Agradeço aos meus professores da universidade, em especial meu orientador Júlio Kunzler e o professor Davi Marwell que me auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho, tal como aos professores Jorge Cunha e João Pantoja por terem sido excelentes exemplos de profissionais e pessoas que admiro imensamente.

Aos meus amigos da faculdade Bárbara, Carolina, Debora, Edmilson, Hugo Fernando, Joseph, Luiza, Gustavo e Thayane que durante o curso me mostraram que tal como numa obra de engenharia, a amizade precisa de uma base sólida para se manter sempre erguida e durante 5 anos de faculdade construímos uma linda amizade.

Ao meu amigo Rodrigo cuja gratidão é eterna, pois sempre apoiou meu crescimento, incentivou meus estudos, me acalmou nas dificuldades e exaltou minhas conquistas e estará sempre em meu coração.

Aos meus amigos de vida, Ana Luiza, César, Daniel, Fernando, Lucas Medeiros, Marco Antônio, Mateus, Marcos, Milla, Raul, Rebecca, Pedro Gadelha, Priscila e Vinicius que entraram em minha vida há muitos anos e são como irmãos que sem dúvida estarão ao meu lado pelo resto da vida.

Por fim e nem um pouco menos importante agradeço imensamente aos meus amigos de Eletronorte, Gilberto, Fernando Cafe, Álvaro, Akira, Daniel, Jeferson, Leulina, Habib e Janine, que me proporcionaram 2 anos de muitas experiências, sejam elas no âmbito profissional ou mesmo com relação ao meu crescimento pessoal, sempre com muita paciência, empenho e confiança em mim e no meu trabalho. Ressalto a participação especial de meu supervisor de estágio e também amigo já citado Gilberto e de Fernando Cafe no desenvolvimento desse trabalho, deixando clara minha profunda admiração pelos profissionais excepcionais que são, os quais ficarão sempre como meus exemplos. Tenho certeza que se um dia eu atingir o nível de excelência, conhecimento e maturidade profissional que possuem, serei uma grande engenheira!

RESUMO

Em suma, este trabalho objetivou apresentar em seu escopo os estudos hidrológicos realizados para determinação da vazão máxima estimada para o dimensionamento hidráulico do vertedor da Usina Hidrelétrica de Jatobá.

São apresentados por meio de revisão bibliográfica conceitos relevantes para a compreensão do trabalho como as etapas de concepção de uma usina hidrelétrica, segurança de barragens, estudos de vazão máxima e outros. Na sequência é apresentada a metodologia de trabalho, na qual é apresentado o aproveitamento hidrelétrico selecionado juntamente com suas características gerais. São realizados os estudos hidrológicos para a Usina Hidrelétrica de Jatobá, que incluem a seleção das estações fluviométricas para coleta dos dados hidrológicos necessários às análises, a checagem da consistência desses dados por meio de avaliações e testes de hipótese e a definição da vazão máxima de projeto utilizada nos cálculos.

Após o exposto, apresenta-se o dimensionamento hidráulico do vertedor, e da estrutura de dissipação de energia da usina, sendo está uma bacia de dissipação conforme definido nos estudos de inventário do Complexo Tapajós, o qual a Usina Hidrelétrica de Jatobá faz parte.

Palavras - chave: Usina Hidrelétrica. Vertedouro. Dimensionamento hidráulico.

ABSTRACT

In brief, this article focused in presenting hydrologic studies conducted to determine the estimated maximum flow rate applied to the hydraulic dimensioning of the Jatoba's hydropower plant spillway.

A literature review was used to present important subjects that are relevant for the understanding of this article such as the steps for designing a hydropower plant, dam safety, maximum flow studies and other concepts. Next, we introduce the work methodology in which the selected hydroelectric exploitation potential is explained along with its general features. Hydrology studies of the Jatoba's hydropower plant were also made, including the selection of the fluvimetric stations used for the collection of necessary data for analysis purposes. Additionally, we performed consistency checks of such data through hypothesis tests and assessments. Finally, we determined the maximum flow rate for this project through calculations.

Following up on the above, the spillway hydraulic dimensioning analysis is presented, as well as the energy dissipation structure of the power plant, which is a dissipation basin, as established in the Tapajos Complex inventory studies. Jatoba's hydropower plant is a part of the Tapajos Complex.

Keywords: Hydroelectric Power Plant. Spillway. Hydraulic dimensioning.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	9
2. OBJETIVOS	10
2.1 OBJETIVO GERAL	10
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
3.1. ETAPAS DE ESTUDOS E PROJETOS PARA CONCEPÇÃO DE USINAS HIDRELÉTRICAS.....	11
3.1.1. ESTIMATIVA DO POTENCIAL HIDROELÉTRICO	12
3.1.2. INVENTÁRIO HIDROELÉTRICO.....	12
3.1.3. VIABILIDADE	12
3.1.4. PROJETO BÁSICO	13
3.1.5. PROJETO EXECUTIVO	13
3.2. SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	13
3.3. ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS	14
3.3. VERTEDOURO.....	15
3.3.1. VAZÕES DE PROJETO DE ESTRUTURAS EXTRAVASORAS.....	15
3.3.2. ANÁLISE DE RISCO	16
3.4. ANALISES DE CONSISTENCIA DE DADOS	16
3.4.1. TESTE DE HIPÓTESE	17
3.4.1.1 <i>TESTE PARAMÉTRICO E NÃO PARAMÉTRICO.....</i>	<i>17</i>
3.4.1.2 <i>NÍVEL DE CONFIANÇA E DE SIGNIFICÂNCIA.....</i>	<i>17</i>
3.4.1.3 <i>ERRO TIPO I E TIPO II.....</i>	<i>18</i>
4. METODOLOGIA DE TRABALHO	19
4.1. APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO ESTUDADO	19
4.2. ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS	20
4.2.1. ESCOLHA DAS ESTAÇÕES FLUVIOMETRICAS.....	20

4.2.2. COLETA DE DADOS HIDROLÓGICOS	21
4.2.3. ANÁLISE DE CONSISTÊNCIA.....	22
4.2.3.1. CURVAS-CHAVE.....	28
4.2.3.2. TESTES DE HIPÓTESE.....	33
4.2.3.2.1. Teste de Mann Whitney.....	33
4.2.3.4.2. Teste de Kolmogorov Smirnov.....	38
4.2.4 MONTAGEM DA SÉRIE AMOSTRAL	40
4.2.5 ESCOLHA DA DISTRIBUIÇÃO ESTATÍSTICA.....	42
4.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	44
4.3.1 DADOS BÁSICOS.....	44
4.3.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO	45
4.3.3. CAPACIDADE DE DESCARGA DO VERTEDOIRO	46
4.3.4. NÚMERO E LARGURA DOS VÃOS E ESPESSURA DOS PILARES	51
4.3.5. RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DO VERTEDOIRO	51
4.4.6. GEOMETRIA DO VERTEDOIRO.....	52
4.4.7. BACIA DE DISSIPACÃO	57
5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	61
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de projetos de Usinas Hidrelétricas é um processo extremamente elaborado com uma vasta quantidade de entrada de dados, estudos, análises e diagnósticos existentes em todas as suas etapas. Com relação aos estudos, podem-se citar como exemplos, os estudos socioambientais, hidrológicos, energéticos, geológicos, geotécnicos, estruturais, de desvio do rio, topográficos, e vários outros. Um estudo fundamental é a avaliação de riscos, dos quais se destacam o risco hidrológico.

Conceber que há uma grande importância nos estudos de riscos quando se trata de construção civil é trivial, tal como riscos hidrológicos voltados a obras hídricas, mas a identificação e o entendimento de quais seriam esses riscos é essencial para que sejam fornecidos os subsídios necessários para a execução de tais obras com segurança.

Um risco hidrológico importante é a ocorrência de vazões extremas não esperadas, que ocasionam o galgamento das estruturas hidráulicas que compõe o empreendimento, o que pode causar rompimentos críticos e ondas de cheias, que por sua vez podem levar à destruição de infraestrutura a jusante. As consequências e prejuízos gerados por um acidente em uma obra de grande porte podem ocasionar perda de vidas e são, em sua maioria, devastadores nos mais diversos aspectos. Como exemplo, cita-se o ocorrido em 1960 na Barragem do açude de Óros, localizada no Nordeste, que rompeu durante a primeira cheia posterior à sua construção, desabrigando mais de 170 mil pessoas (DNOCS, 2015).

A avaliação de riscos hidrológicos é realizada por meio do “Estudo de Vazões Máximas”, que consiste na determinação estatística dos valores de vazões esperadas para determinada probabilidade de ocorrência. Esse estudo permite a definição de vazões a serem utilizadas como dados de entrada para o dimensionamento hidráulico das estruturas de desvio e também da estrutura de extravasamento, como o vertedouro.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo realizar estudos hidrológicos e o dimensionamento hidráulico do vertedor da Usina Hidrelétrica de Jatobá.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Apresentar conceitos importantes sobre Usinas Hidrelétricas de acordo com as diretrizes do Setor Elétrico Brasileiro, como suas etapas de concepção, informações relevantes sobre segurança de barragens, tal como demonstrar a elaboração do dimensionamento hidráulico do vertedouro da Usina Hidrelétrica de Jatobá, realizando a coleta de dados para o desenvolvimento dos estudos hidrológicos necessários para seu cálculo, verificando a consistência desses dados com análises empíricas e por meio de testes estatísticos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para a concepção de obras hídricas, tal como a de uma usina hidrelétrica, diversos estudos devem ser realizados. Ao lidar com situações naturais é fundamental que seja assumido que não há como garantir determinados acontecimentos, apenas estima-los, e, para isso, são efetuados estudos de risco. Segundo a Norma Internacional ISO 31000:2009, por definição, “risco é o efeito da incerteza nos objetivos e é muitas vezes caracterizado pela referência aos eventos potenciais e às consequências, ou uma combinação destes”.

Tratando-se de riscos hidrológicos, é necessária a realização de estudos probabilísticos da recorrência do evento analisado, mediante a coleta de dados históricos. Para usinas hidrelétricas, sempre haverá a possibilidade de ocorrência de uma cheia excepcional a montante da barragem, excedente à calculada para o projeto de dimensionamento e dos vertedores ou durante a fase de desvio provisório do rio. No entanto, outros estudos e análises são efetuados de forma a encontrar o ponto ótimo do espectro de vazões possíveis, que abranjam questões de segurança e de economia.

Para as estruturas permanentes da usina temos o vertedouro como um dispositivo hidráulico de extravasão, cuja função em uma hidrelétrica é controlar o nível do reservatório, eliminando a água excedente proveniente do período de chuvas que não será utilizada para geração de energia. O vertedouro pode ser de soleira livre ou com sistema de fechamento, caso em que a vazão é controlada por comportas. É um mecanismo de segurança, uma vez que faz o controle do nível d'água a montante da barragem evitando acidentes.

3.1. ETAPAS DE ESTUDOS E PROJETOS PARA CONCEPÇÃO DE USINAS HIDRELÉTRICAS

Para a implantação de um aproveitamento hidrelétrico, via de regra, algumas etapas devem ser cumpridas a fim de orientar e padronizar os procedimentos necessários para este processo. Existem manuais no setor elétrico que contém as informações relevantes a cada etapa e que estão à disposição de todo público interessado. Para o escopo deste trabalho são pertinentes as etapas de Inventário hidroelétrico e de Viabilidade, no entanto, segue apresentação conceitual

simplificada de todas as etapas que compõem o entendimento geral da concepção de usinas hidrelétricas.

Baseado no “Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas”, MME *et al.* (2007), tem-se o exposto nos itens 3.1.1 a 3.1.5.

3.1.1. ESTIMATIVA DO POTENCIAL HIDROELÉTRICO

Análise preliminar que visa analisar o potencial que a bacia hidrográfica possui em acomodar um aproveitamento hidroelétrico, levando em consideração dados já disponíveis nos âmbitos topográfico, hidrológico, geológico e ambiental. Abrange apenas os aspectos necessários para estimar custos e o potencial de geração de energia e restringe-se às avaliações em escritório.

3.1.2. INVENTÁRIO HIDROELÉTRICO

Depois de verificado o efetivo potencial de determinada bacia hidrográfica, a etapa de inventário hidrelétrico tem por objetivo avaliar e selecionar a melhor alternativa de divisão de quedas¹ dos rios estudados, visando encontrar um ponto ótimo entre custo, aproveitamento energético e impacto ambiental. As análises complementam àquelas realizadas na etapa anterior, levando em consideração alguns estudos básicos cartográficos, hidrometeorológicos, energéticos, geológicos e geotécnicos, socioambientais e de usos múltiplos da água, tendo em vista que algumas informações de campo complementam os dados disponíveis.

Nesta etapa a alternativa selecionada de aproveitamentos é submetida ao estudo de Avaliação Ambiental Integrada (AIA) que compõe uma das exigências para o licenciamento do empreendimento.

3.1.3. VIABILIDADE

A etapa de viabilidade é justamente a que irá aferir se a alternativa selecionada com base em aspectos gerais é viável, técnica, energética, econômica e socioambientalmente, baseado em estudos mais aprofundados e detalhados.

¹ A Divisão de quedas compreende a determinação dos locais barráveis de forma a melhor aproveitar as características topográficas e geológicas do trecho que serão localizados os aproveitamentos, levando em consideração os aspectos socioambientais.

Disponível de forma concreta as informações necessárias para considerar o empreendimento executável, são realizados os dimensionamentos do reservatório e sua área de influencia e das obras de infraestrutura locais e regionais, definindo o aproveitamento ótimo que irá a leilão.

São providenciados nesta etapa o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) e o Relatório de Impacto Ambiental (RIMA), com vistas à obtenção da Licença Prévia (LP).

3.1.4. PROJETO BÁSICO

É concebido após o leilão e detalha os estudos realizados na etapa de viabilidade, definindo características técnicas do projeto, especificações técnicas das obras civis e equipamentos eletromecânicos e os programas socioambientais

3.1.5. PROJETO EXECUTIVO

O projeto executivo é a fase onde são desenvolvidos os memoriais descritivos, desenhos dos detalhamentos das obras civis, cálculos estruturais, especificações técnicas e executivas, planilhas de orçamento e cronogramas básicos. Nesta etapa ocorre a implementação dos programas socioambientais, momento onde há o requerimento da Licença de Operação (LO).

3.2. SEGURANÇA DE BARRAGENS

Pela Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), estabelecida pela Lei 12.334/2010, alguns critérios são estabelecidos para a construção de barragens ou caso a mesma já exista, para sua adequação e enquadramento na mesma. Pelo seu Artº 1, esta lei aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água, disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais.

As barragens são classificadas quanto a sua categoria de risco e o dano potencial associado, definidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), por meio de pontuação definida na Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012. Conforme a Lei 12.334/2010 entende-se dano potencial associado à barragem

o “dano que pode ocorrer devido a rompimento, vazamento, infiltração no solo ou mau funcionamento de uma barragem”.

Essas classificações, que consideram os impactos que poderiam ser gerados em decorrência de um possível colapso da estrutura, fatores populacionais e ambientais da região, entre outros, auxiliam no monitoramento dessas estruturas pela instituição competente no que diz respeito à obediência de normas e redução de ocorrência de acidentes, onde barragens com a finalidade de acumular água para geração de energia, como no caso da barragem da Usina Hidrelétrica de Jatobá, devem ser fiscalizadas pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

3.3. ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS

Os estudos de vazões máximas iniciam-se na fixação de um índice de risco que será assumido baseado em avaliações técnicas e econômicas, tal como no período previsto de execução da obra. Esse índice, determinado respeitando os limites da Tabela 1, permite que seja definido o tempo de retorno desejável para designação de valores máximos de vazão para esse período, desta forma as vazões máximas compreenderão um valor limite aceitável de elevação do nível d'água, dado um risco de que seja igualado ou ultrapassado.

Se tratando de grandes barragens, como no caso das estruturas idealizadas para o complexo Tapajós, busca-se adotar um risco mínimo, pois o impacto negativo gerado por possíveis desastres implicaria não só em grandes perdas financeiras, assim como impactos ambientais e perdas de vidas, que é um dos parâmetros analisados para classificação de barragens pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos.

Tabela 1 – Risco anual de acordo com a categoria do dano

CATEGORIA DO DANO	RISCO ANUAL
Não há perigo de vidas humanas nem se prevê que ocorram danos importantes na obra e seu andamento.	5% a 20%
Não há perigo de vidas humanas, mas já se prevêem danos importantes na obra e seu andamento.	2% a 5%
Há algum perigo de perdas de vidas humanas e são previstos importantes danos na obra e ao seu andamento.	1% a 2%
Há perigo real de perdas de vidas humanas e são previstos grandes danos à obra e ao seu andamento.	<1%

Fonte: Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, ELETROBRÁS *et al*, 2003.

3.3. VERTEDOURO

O vertedouro é responsável por extravasar a água excedente do reservatório da usina hidrelétrica, não permitindo que as cotas do nível d'água determinadas para o projeto sejam ultrapassadas, o que poderia pôr em risco as estruturas que compõem o empreendimento, tal como consequências secundárias, como impactos ambientais e perdas de vidas.

3.3.1. VAZÕES DE PROJETO DE ESTRUTURAS EXTRAVASORAS

Segundo o manual “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”:

Para Barragens maiores que 30 m ou cujo colapso envolva risco de perda de vidas humanas (existência de habitações permanentes a jusante), a vazão de projeto dos órgãos extravasores, ou cheia de projeto, será a cheia máxima provável.

Para barragens de altura inferior a 30 m ou com o reservatório com volume menor que 50.000.000 m³ e, não havendo risco de perdas de vidas humanas (inexistência de habitações permanentes a jusante), a cheia de projeto será definida por meio de uma análise de risco, respeitada a recorrência mínima de 1000 anos. (CENTRAIS ELETRICAS BRASILEIRAS; ELETROBRAS, 2003)

Em geral, Usinas Hidrelétricas devem ter a vazão de projeto definida pela cheia máxima provável, mas devido à complexidade e custo desse método, ele é utilizado em fases mais avançadas do estudo, como no Projeto Básico. Em geral,

utiliza-se em estudos de viabilidade e inventário a vazão de projeto com tempo de recorrência de 10.000 anos.

3.3.2. ANÁLISE DE RISCO

Para cada fase de manejo do rio durante a construção, as vazões de dimensionamento das obras de desvio deverão ser definidas em função do risco de inundação da área ensecada, levando-se em conta o tempo de exposição a este risco e os prejuízos potenciais.

Para estruturas em que a exposição é maior que um ano, o risco do período total é definido pela relação:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

Onde:

r = risco assumido;

T_r = tempo de recorrência da vazão de cheia, em anos (inverso do risco anual);

n = duração da fase do desvio, em anos;

Para a Usina Hidrelétrica de Jatobá, apesar de sua barragem não ser maior que 30 m, seu colapso geraria diversos impactos como perdas de vida. Considera-se dessa forma 10.000 anos para T_r com um n de 50 anos que é o tempo de vida estimado para uma estrutura como essa. Com esses dados o risco anual (r) ficará dentro dos limites esperados conforme Tabela 1, onde para categoria de dano que a usina se encontra “Há perigo real de perdas de vidas humanas e são previstos grandes danos à obra e ao seu andamento.” o risco esperado deve ser <1%.

3.4. ANÁLISES DE CONSISTENCIA DE DADOS

Todos os dados utilizados nos estudos realizados para qualquer empreendimento devem ser consistidos a fim de garantir um máximo de confiança no que se esta sendo feito e calculado, reduzindo a possibilidade de um erro não esperado.

A consistência de dados nada mais é que aferir se aqueles dados que estão sendo utilizados realmente competem aos estudos em questão, seja de forma analítica, estatística, e outras. No caso deste trabalho, para que seja calculado de forma mais segura possível a vazão máxima estimada para o dimensionamento do vertedor, diversas análises foram realizadas, dentre elas os testes de hipótese.

3.4.1 TESTE DE HIPÓTESE

Segundo a bibliografia Regression Analysis: Concepts and Applications:

por definição, um teste de hipótese (ou teste estatístico) é um procedimento para se determinar se a evidência que uma amostra fornece é suficiente para concluirmos se o parâmetro populacional está num intervalo específico. (GRAYBILL; IVER; BURDICK, 1998, tradução nossa).

3.4.1.1 TESTE PARAMÉTRICO E NÃO PARAMÉTRICO

Os testes paramétricos são utilizados em amostras que seguem a distribuição normal, baseiam-se em parâmetro ou característica quantitativa de uma população, como o desvio-padrão, e possuem uma quantidade razoavelmente grande de dados para análise, o que difere da amostra em questão.

Já os testes não paramétricos, como os utilizados a esses estudos, apresentam-se como uma alternativa satisfatória, uma vez que como o próprio nome sugere, independe de parâmetros populacionais e suas estimativas. Desta forma, como as amostras disponíveis são pequenas e não é possível determinar se segue uma distribuição normal, como exigido aos testes paramétricos, são usadas apenas referências qualitativas, como por exemplo, número de ordem.

3.4.1.2 NÍVEL DE CONFIANÇA E DE SIGNIFICÂNCIA

Nos testes de hipótese é necessário se adotar um nível de significância que é um valor percentual, representado pela letra grega α , normalmente fixado por determinação do próprio executor do teste e representa também a probabilidade de erro deste, ou seja, a chance de rejeição da hipótese verdadeira. O percentual restante denomina-se de nível de confiança representado pela letra grega β . No caso deste trabalho o nível de significância de referência adotado para ambos os testes foi de 5%, levando em consideração que se verificou os resultados para

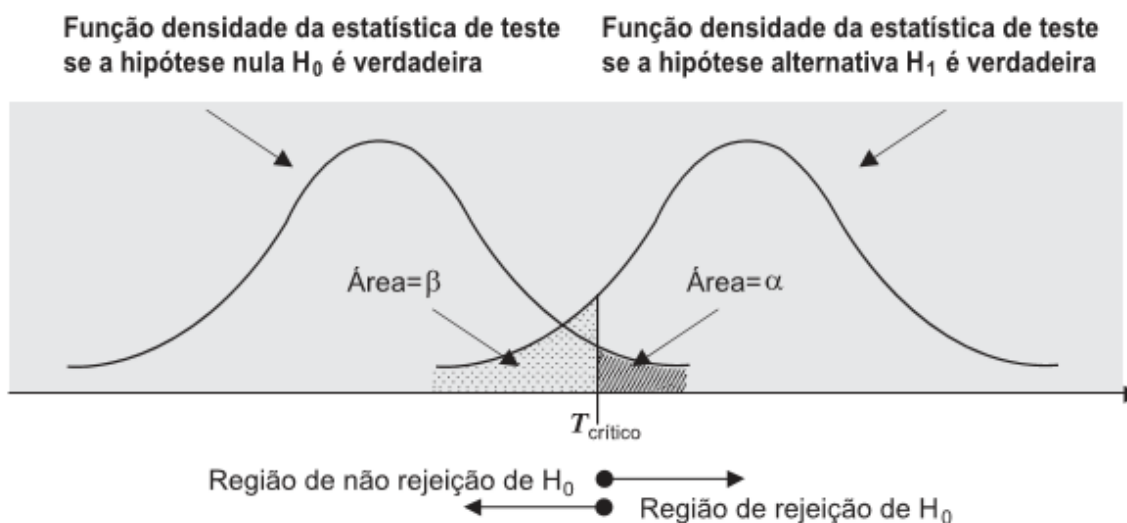
outros valores de significância maiores que ainda assim geraram um resultado positivo quanto a sua aceitação.

3.4.1.3. ERRO TIPO I E TIPO II

Quando a hipótese nula é rejeitada, ou seja, considera-se que a hipótese alternativa está correta, o erro decorrente desta decisão se nomeia de *erro tipo I*, que seria a possibilidade de rejeitar a hipótese verdadeira. Em contrapartida, se a hipótese nula é aceita, o erro que pode ser cometido é nomeado de *erro tipo II*, considerando que a hipótese nula na realidade pode ser falsa.

Como em ambos os testes os resultados ficaram fora do intervalo de rejeição da hipótese H_0 , considera-se que os testes são passíveis de erro tipo II.

Imagem 6 - Ilustração dos erros dos tipos I e II em um teste de hipótese unilateral



Fonte: Hidrologia Estatística. NAGUETTINI, *et al.* 2007

4. METODOLOGIA DE TRABALHO

4.1. APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO ESTUDADO

O aproveitamento hidrelétrico de Jatobá é um empreendimento que já possui seu Inventário, e sua Viabilidade esta em processo para ir a leilão. Esta sendo realizado pelo Consorcio Tapajós, composto pelas empresas; PCE; Eletrobrás; Eletronorte; Camargo Corrêa; EDF; CEMIG; COPEL; GDF Suez; Endesa e Neoenergia. Será uma usina a fio d'água, potência instalada de 2.338 MW, com uma área de inundação de aproximadamente 646 km², nível d'água de 66 m a montante e 50 m a jusante, conforme consultado no Inventário do empreendimento.

A sub bacia onde estará localizada a Usina Hidrelétrica de Jatobá será a do Rio Tapajós que faz parte da bacia do Rio Amazonas, localizadas na região norte do Brasil.

O rio Tapajós nasce no estado do Mato Grosso, banha parte do estado do Pará e deságua na margem direita do Rio Amazonas. Esta bacia está destinada a receber um complexo denominado Complexo Tapajós com uma potência instalada total de 10.682 MW, composto de cinco usinas, sendo estas; São Luís do Tapajós, Jatobá, Jamanxim, Cachoeira do Caí e Cachoeira dos Patos, como apresentado na imagem 1.

Imagem 1 - Complexo Hidrelétrico do Tapajós.



Fonte: Própria autora.

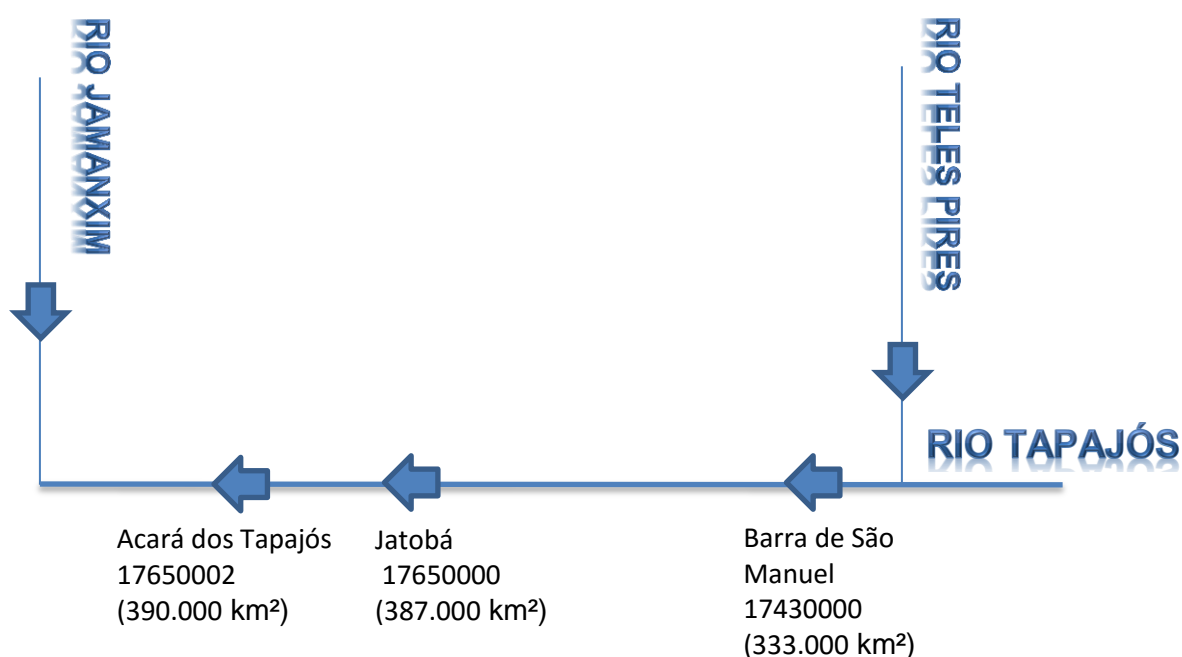
4.2. ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS

4.2.1. ESCOLHA DAS ESTAÇÕES FLUVIOMETRICAS

O posto de referência considerado para os estudos hidrológicos realizados para a Usina Hidrelétrica de Jatobá foi o posto Jatobá cujo código, determinado pelo DNAEE/ANEEL e adotado pela Agencia Nacional das Águas (ANA), é 17650000 sendo o mais próximo do local do aproveitamento com área de drenagem de 387.000 km².

Pela escassez de dados hidrológicos necessários às análises e estudos, houve a necessidade de se buscar dados em outros postos próximos para que fosse realizada a transferência para o posto Jatobá. Os postos escolhidos para tais transferências foram o de Barra de São Manuel (Código 17430000) com área de drenagem de 333.000 km², localizado no estado do Amazonas, e Acará dos Tapajós (Código 17650002), cuja área de drenagem é de 390.000 km² e localiza-se no estado do Pará. A escolha destes se deu pela proximidade com o posto de referencia e a não influência direta dos rios que desaguam no Rio Tapajós.

Imagem 3 – Diagrama unifilar dos postos fluviométricos



Fonte: Própria autora.

4.2.2. COLETA DE DADOS HIDROLÓGICOS

A coleta de dados para composição das séries históricas necessárias ao desenvolvimento dos estudos hidrológicos foi realizada por meio do Hidroweb (2015), que consiste em um sistema de informações sobre recursos hídricos e comporta o banco de dados da Agência Nacional das Águas (ANA). Podem ser consultadas informações como: cotas, vazões, qualidade da água, resumo de descargas líquidas, sedimentos e perfil transversal de dada estação hidrológica, tal como diversas outras informações relevantes como área de drenagem da bacia.

Para os estudos realizados neste trabalho, foi necessária a coleta dos níveis d'água, vazões e da medição de descarga líquida dos postos, Jatobá, Barra de São Manuel e Acará dos Tapajós, levando-se em consideração o período disponível de dados coerentes para cada posto. A figura 4 ilustra o esquema geral para a composição da série amostral utilizada na determinação das vazões máximas utilizadas no dimensionamento das estruturas hidráulicas de usinas hidrelétricas, tal como da usina em questão.

Imagem 4 – Esquematisação do processo de coleta e uso dos dados



Fonte: Própria autora.

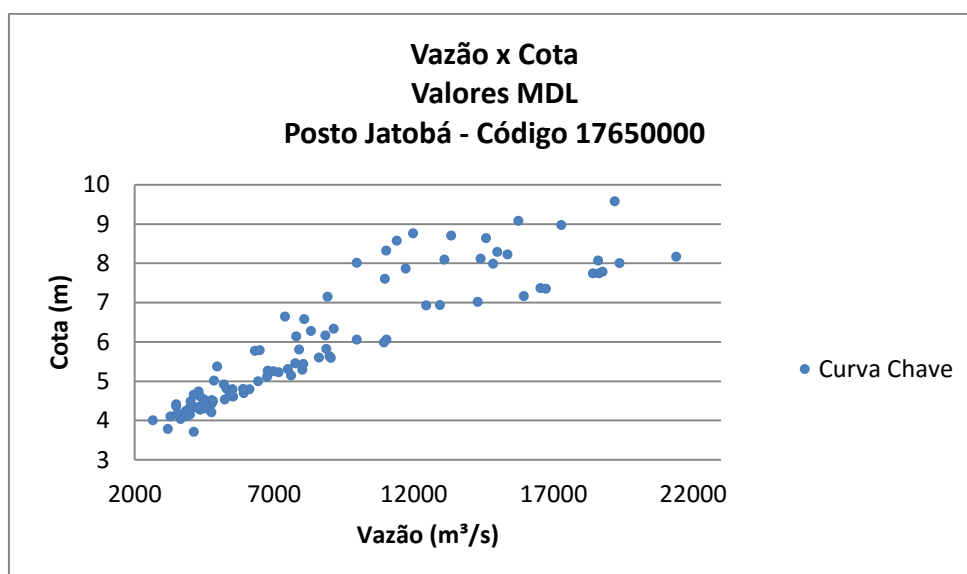
4.2.3. ANÁLISE DE CONSISTÊNCIA

Os dados retirados do Hidroweb (2015) não devem ser diretamente usados sem antes haver uma análise da consistência dos mesmos. Além de esses dados serem passíveis de falhas, sejam elas no momento de sua aferição em campo, ou da manipulação dessas informações no próprio sistema, eles também devem estar compatibilizados entre si, como no que diz respeito neste trabalho aos valores de cotas aferidas limnometricamente e por meio de medições de descarga líquida.

Os arquivos, que são disponibilizados no Hidroweb (2015) pela ferramenta Microsoft Access, foram baixados, com as informações de cotas do posto Jatobá e suas medições de descarga líquida. As Medições de Descarga Líquida (MDL) são realizadas idealmente quatro vezes ao ano por pessoas especializadas, por meio de molinetes hidrométricos e outros equipamentos específicos, determinando a velocidade e a representação da seção transversal da área aferida e possibilitando o cálculo da vazão da área

Primeiramente foi plotada a curva contendo os valores da Medição de Descarga Líquida do posto Jatobá para verificar o comportamento geral dos pontos como demonstrado no gráfico 1.

Gráfico 1 - Relação Vazão x Cota para todos os valores de Medição de Descarga Líquida (MDL) disponíveis.



Fonte: Própria autora.

Observou-se comportamento desordenado e com grande dispersão dos pontos, descaracterizando a tendência exponencial observada nas curvas chave utilizadas para estudos hidrológicos e confirmando a necessidade de investigar e adequar os dados coletados para seu uso no dimensionamento do vertedouro.

A segunda análise a ser realizada foi a verificação do traçado da curva com os valores disponíveis de Medição de Descarga Líquida (MDL) do posto Jatobá que aparentava possuir um comportamento do tipo “laço”, como na Imagem 5, que caracteriza o rio em sua cheia e depleção. Todavia, era necessário verificar se de fato o desenho dos pontos dizia respeito a esse fator ou simplesmente apresentavam um comportamento desordenado.

Imagem 5 – Comportamento de curva tipo “Laço”.



Fonte: Hidrologia – Curva Chave: Análise e traçado. JACCON, Gilberto; CUDO, Kazimiers.1989.

Tendo em vista o exposto, realizou-se a interpretação dos valores contidos no cotograma para que pudesse pressupor analiticamente quais períodos poderiam representar um aumento ou diminuição dos valores de vazão, ordenando os valores de forma crescente e decrescente.

Tabela 2 – ordenação de cotas entre crescentes e decrescentes

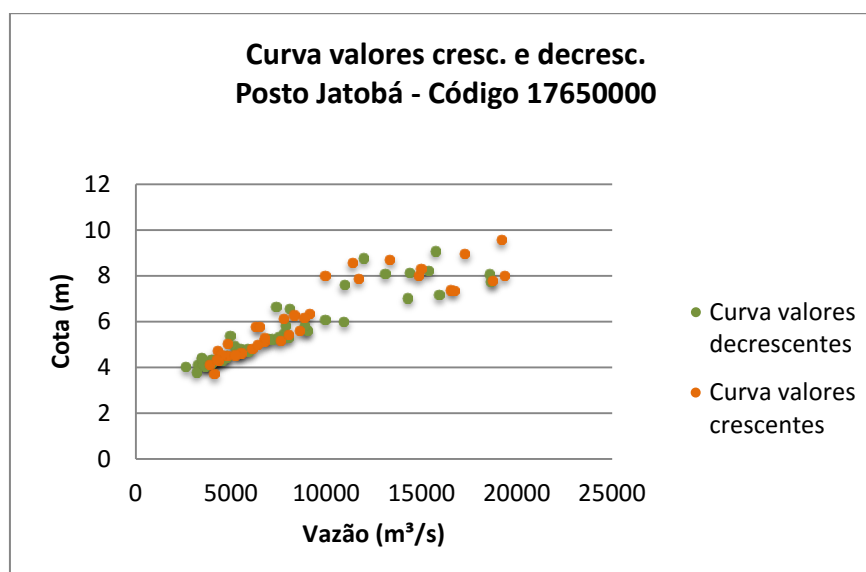
Amostra crescente			Amostra decrescente		
Data	Cota - MDL (m)	Vazão (m³/s)	Data	Cota - MDL (m)	Vazão (m³/s)
24/12/1972	5,11	6749,5	20/05/1973	7,16	15950
29/10/1973	4,61	5535	24/06/1973	5,25	6982
24/02/1974	7,78	18769,5	25/06/1973	5,22	7164
08/10/1974	4,27	4357	08/08/1973	4,42	4769,5
10/12/1974	5,60	8615,5	17/12/1973	6,06	9964,5
16/03/1975	8,00	19378	20/06/1974	5,63	8984
09/04/1975	7,98	14849	21/06/1974	5,59	9032
12/11/1975	4,49	4818,5	14/08/1974	4,30	4553,5
14/12/1975	5,26	6778	26/02/1975	7,74	18645,5
25/01/1976	6,33	9140	21/05/1975	7,01	14300
26/02/1976	8,01	9963	10/06/1975	5,82	8878
09/10/1976	4,74	4296,5	23/07/1975	4,70	5920,5
18/11/1976	5,77	6314	20/08/1975	4,24	3841,5
06/12/1976	5,78	6493	13/09/1975	4,15	3993
19/01/1977	7,86	11716	08/10/1975	4,10	3295,5
12/03/1977	8,57	11392	20/06/1976	4,92	5203
10/10/1977	4,53	4498	26/07/1976	4,14	3553,5
21/12/1977	6,27	8327	24/08/1976	3,78	3202
23/02/1978	8,28	14997	10/09/1976	4,03	3655
16/12/1978	6,13	7800	14/05/1977	7,60	10972
13/02/1979	8,97	17285	13/06/1977	6,57	8089
23/10/1979	4,53	5237	15/08/1977	4,17	3541
13/02/1980	8,70	13349	19/04/1978	9,07	15746
21/11/1980	5,01	4849	16/06/1978	6,64	7398
21/10/1981	4,11	3885	24/08/1978	4,41	3494
17/03/1982	9,57	19197	19/10/1978	4,31	3979
02/02/1984	6,16	8845	22/04/1979	8,76	11981
07/12/1985	5,14	7611	22/06/1979	5,45	7766
23/10/1986	4,79	6125	22/08/1979	4,20	3845
14/12/1986	5,43	8045	16/12/1979	4,81	5302
27/02/1987	7,36	16545	15/02/1981	8,22	15367
12/12/1991	4,99	6431	25/04/1981	8,09	13099
09/10/1994	4,32	4267	08/06/1981	5,37	4972
07/10/1996	3,71	4126	19/08/1981	4,00	2659
06/02/1997	7,35	16734	19/12/1981	5,80	7901
			14/05/1982	8,11	14401
			17/07/1982	4,79	5515

Amostra decrescente		
Data	Cota - MDL (m)	Vazão (m³/s)
03/08/1984	4,33	4058
10/09/1984	4,36	3499
22/06/1985	5,30	7503
31/07/1985	4,51	4774
19/06/1986	5,29	8014
31/08/1986	4,31	4307
23/04/1988	8,06	18606
21/07/1988	4,63	5482
28/06/1993	4,67	5422
14/06/1995	5,98	10934
04/07/1996	4,80	5891

Fonte: Própria autora.

Com o gráfico contendo ambas as séries de pontos verificou-se que não se tratava do fenômeno suspeito de curva tipo “laço”, uma vez que os pontos denominados como crescentes e decrescentes não seguiram uma lógica de “subida” e “descida”, respectivamente, como apresentado no Gráfico 2, descartando essa hipótese analisada.

Gráfico 2 – Curva de valores crescentes e decrescentes



Fonte: Própria autora.

Outra investigação realizada foi a comparação dos dados de cota coletados do cotograma e da Medição de Descarga Líquida como apresentado na tabela 3, uma vez que os valores referentes ao cotograma são aferidos com grande possibilidade de falhas.

Os cotogramas são normalmente compostos por valores aferidos com uma régua limnométrica, sem acompanhamento, por ribeirinhos, todos os dias as 7 e às 17 horas e muitas vezes esse trabalho não é realizado corretamente, havendo muitas vezes erros de leitura.

Ressalta-se que os valores de cota do cotograma apresentados são apenas àqueles correspondentes aos valores de cotas de Medição de Descarga Líquida disponíveis.

Tabela 3 – Comparativo de cotas de Cotograma e de Medição de Descarga Líquida.

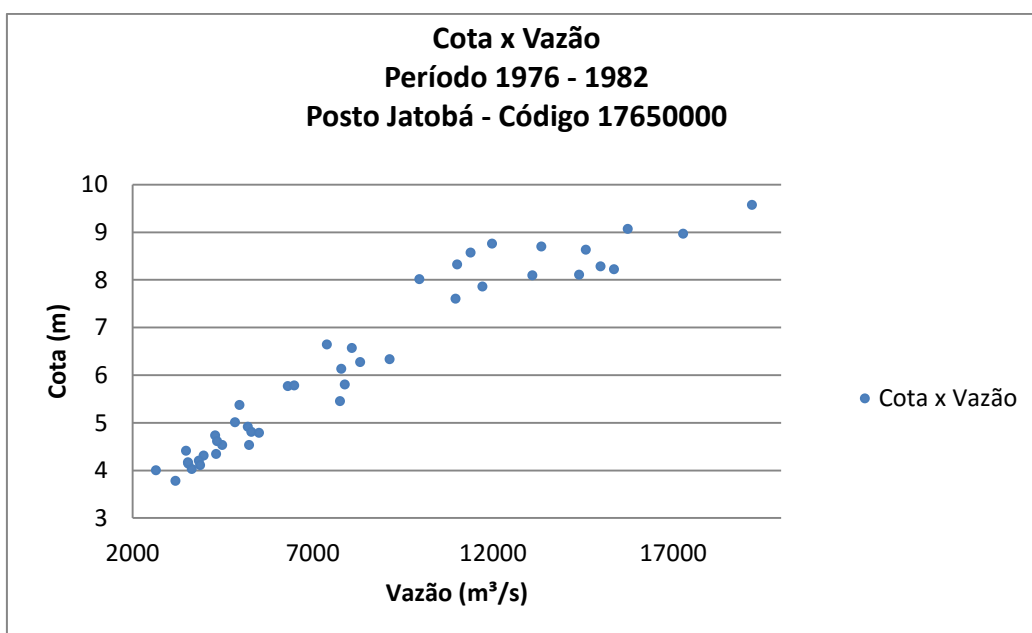
Data	Cota - MDL (m)	Cota - Cotograma (m)	Data	Cota - MDL (m)	Cota - Cotograma (m)
24/12/1972	5,11	5,11	22/06/1979	5,45	5,24
20/05/1973	7,16	7,16	22/08/1979	4,20	4,31
24/06/1973	5,25	5,25	23/10/1979	4,53	4,56
25/06/1973	5,22	5,22	16/12/1979	4,81	4,82
08/08/1973	4,42	4,42	13/02/1980	8,70	7,97
29/10/1973	4,61	4,61	22/04/1980	8,63	7,86
17/12/1973	6,06	6,05	21/11/1980	5,01	4,95
24/02/1974	7,78	7,78	15/02/1981	8,22	7,52
20/06/1974	5,63	5,62	25/04/1981	8,09	7,37
21/06/1974	5,59	5,58	08/06/1981	5,37	5,20
14/08/1974	4,30	4,30	19/08/1981	4,00	4,15
08/10/1974	4,27	4,27	21/10/1981	4,11	4,28
10/12/1974	5,60	5,61	19/12/1981	5,80	5,58
26/02/1975	7,74	7,74	17/03/1982	9,57	8,66
16/03/1975	8,00	8,00	14/05/1982	8,11	7,33
09/04/1975	7,98	7,99	17/07/1982	4,79	4,72
21/05/1975	7,01	7,00	21/09/1982	4,34	4,43
10/06/1975	5,82	5,81	19/11/1982	4,61	4,82
23/07/1975	4,70	5,27	18/01/1983	7,14	S/correspondente
20/08/1975	4,24	4,24	10/11/1983	4,65	S/correspondente
13/09/1975	4,15	4,15	02/02/1984	6,16	6,04
08/10/1975	4,10	4,13	04/04/1984	7,74	7,73
12/11/1975	4,49	4,49	03/08/1984	4,33	4,33

Data	Cota - MDL (m)	Cota - Cotagrama (m)	Data	Cota - MDL (m)	Cota - Cotagrama (m)
14/12/1975	5,26	5,27	10/09/1984	4,36	4,10
25/01/1976	6,33	5,92	22/06/1985	5,30	5,30
26/02/1976	8,01	7,30	31/07/1985	4,51	4,51
20/06/1976	4,92	5,28	19/10/1985	4,33	4,32
26/07/1976	4,14	4,43	07/12/1985	5,14	5,13
24/08/1976	3,78	4,13	14/02/1986	8,16	8,37
10/09/1976	4,03	4,06	19/06/1986	5,29	5,29
09/10/1976	4,74	4,23	31/08/1986	4,31	4,32
18/11/1976	5,77	4,74	23/10/1986	4,79	4,80
06/12/1976	5,78	5,48	14/12/1986	5,43	5,42
19/01/1977	7,86	7,24	27/02/1987	7,36	7,40
12/03/1977	8,57	7,79	19/05/1987	6,05	6,07
14/04/1977	8,32	7,56	15/02/1988	6,92	6,92
14/05/1977	7,60	6,90	23/04/1988	8,06	8,06
13/06/1977	6,57	6,13	21/07/1988	4,63	4,66
15/08/1977	4,17	4,28	17/10/1988	4,35	4,36
10/10/1977	4,53	4,60	12/12/1991	4,99	5,01
21/12/1977	6,27	5,99	15/10/1992	4,48	4,48
23/02/1978	8,28	7,58	28/06/1993	4,67	4,67
19/04/1978	9,07	8,22	09/10/1994	4,32	4,32
16/06/1978	6,64	6,19	14/06/1995	5,98	6,00
24/08/1978	4,41	4,39	01/10/1995	4,20	4,19
19/10/1978	4,31	4,42	04/07/1996	4,80	4,80
16/12/1978	6,13	5,90	07/10/1996	3,71	4,32
13/02/1979	8,97	8,68	06/02/1997	7,35	7,18
22/04/1979	8,76	7,96	20/01/1999	6,93	S/correspondente

Fonte: Própria autora.

Foi possível constatar incompatibilidades discrepantes desses valores no período que compreende 1976 a 1982, os quais os valores incompatíveis estão destacados em negrito.

Não houve diagnóstico preciso sobre o motivo pelo qual existem essas diferenças, no entanto, é possível inferir que os dados limnimétricos não foram coletados no mesmo local que foi realizada a medição de descarga líquida, tendo em vista que esse período respeita um comportamento coerente quando analisado de forma independente do restante da amostra como verificado no Gráfico 3.

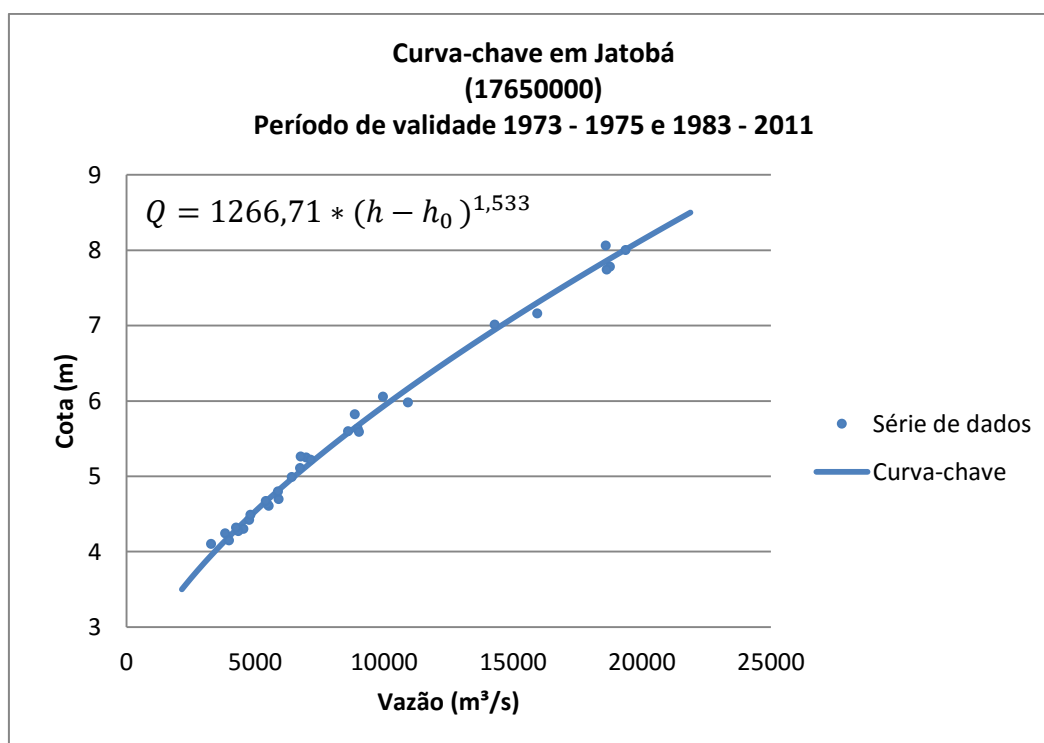
Gráfico 3 – Relação Cota x Vazão para o período de 1976 - 1982

Fonte: Própria autora.

4.2.3.1. CURVAS-CHAVE

Após as análises anteriores foi concebida para o período de valores compatíveis entre cotograma e MDL uma curva chave. Primeiramente foi adequada aos dados uma curva do tipo polinomial cujo coeficiente de aproximação era o mais satisfatório, no entanto, uma curva do tipo polinomial é traçada por um polinômio de terceira ordem que demonstra que para efeito de extrapolação de valores, o comportamento da curva não atende às necessidades. Optou-se então por determinar uma curva do tipo potencial utilizando-se o método dos mínimos quadrados, uma vez que a equação se assemelha à de cálculo de vertedores de soleira livre que pode ser comparado à estrutura de um rio.

Gráfico 4 – Curva Chave em Jatobá - Período: 1973 - 1975 e 1983 - 2011



Fonte: Própria autora.

A equação inicial então foi utilizada para o período de 1973 a 1975 e 1983 a 2011, sendo esta:

$$Q = 1266,71 * (h - 2,09)^{1,533}$$

Onde Q está em m³/s e h em metros.

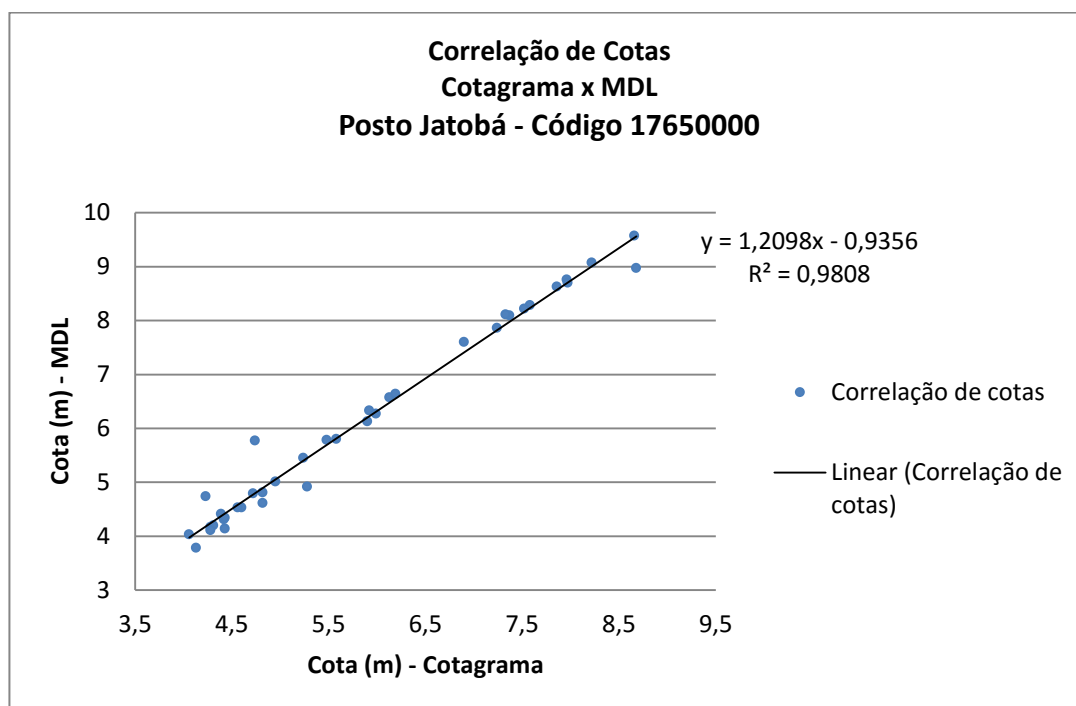
O valor de 2,09 para h_0 na equação foi determinado por meio de tentativas, a fim de buscar um máximo coeficiente de aproximação da curva chave.

Considerando a escassez de dados necessários para a composição da série amostral que, de acordo com o “Guia para cálculo de cheias para projetos de vertedores” ELETROBRAS *et al.* (2003) deve ser de pelo menos 50 anos, não foram desconsideradas as cotas incompatíveis. Foi realizada uma transferência das cotas de cotograma para os parâmetros de medição de descarga líquida.

Para tal transferência, foi feita graficamente a correlação de cotas do posto Jatobá para que pudesse ser gerada a curva que representasse essa diferença, a qual o eixo das abscissas compreende aos valores do cotograma e o das ordenadas

o de valores da Medição de Descarga Líquida, aplicando-se uma linha de tendência do tipo linear que gerou a equação a ser usada.

Gráfico 5 – Correlação de cotas do Cotagrama e Medição de Descarga Líquida.



Fonte: Própria autora.

Utilizando-se a equação para transferência $y = 1,2098x - 0,9356$, foram calculados os novos valores de cota. Todos os dados do cotagrama pertinentes ao período foram adequados a essa equação, no entanto, são apresentados na Tabela 4 apenas àqueles usados para gerar a curva de correlação, cujos valores de Medição de Descarga Líquida são conhecidos.

Tabela 4 – Cotas corrigidas.

Data	Cota MDL (m)	Cota cotagrama (m)	Cota corrigida (m)	Diferença percentual MDL - Cota Corrigida
25/01/1976	6,33	5,92	6,23	2%
20/06/1976	4,92	5,28	5,45	-11%
26/07/1976	4,14	4,43	4,42	-7%
24/08/1976	3,78	4,13	4,06	-7%
10/09/1976	4,03	4,06	3,98	1%
09/10/1976	4,74	4,23	4,18	12%

Data	Cota MDL (m)	Cota cotograma (m)	Cota corrigida (m)	Diferença percentual MDL - Cota Corrigida
18/11/1976	5,77	4,74	4,80	17%
06/12/1976	5,78	5,48	5,69	1%
19/01/1977	7,86	7,24	7,82	0%
14/05/1977	7,60	6,90	7,41	2%
13/06/1977	6,57	6,13	6,48	1%
15/08/1977	4,17	4,28	4,24	-2%
10/10/1977	4,53	4,60	4,63	-2%
21/12/1977	6,27	5,99	6,31	-1%
23/02/1978	8,28	7,58	8,23	1%
19/04/1978	9,07	8,22	9,01	1%
16/06/1978	6,64	6,19	6,55	1%
24/08/1978	4,41	4,39	4,38	1%
19/10/1978	4,31	4,42	4,41	-2%
16/12/1978	6,13	5,90	6,20	-1%
13/02/1979	8,97	8,68	9,57	-7%
22/04/1979	8,76	7,96	8,69	1%
22/06/1979	5,45	5,24	5,40	1%
22/08/1979	4,20	4,31	4,28	-2%
23/10/1979	4,53	4,56	4,58	-1%
16/12/1979	4,81	4,82	4,90	-2%
13/02/1980	8,70	7,97	8,71	0%
22/04/1980	8,63	7,86	8,57	1%
21/11/1980	5,01	4,95	5,05	-1%
15/02/1981	8,22	7,52	8,16	1%
25/04/1981	8,09	7,37	7,98	1%
21/10/1981	4,11	4,28	4,24	-3%
19/12/1981	5,80	5,58	5,82	0%
17/03/1982	9,57	8,66	9,54	0%
14/05/1982	8,11	7,33	7,93	2%
17/07/1982	4,79	4,72	4,77	0%
21/09/1982	4,34	4,43	4,42	-2%
19/11/1982	4,61	4,82	4,90	-6%

Fonte: Própria autora.

Já com as cotas corrigidas, uma nova curva-chave foi montada de forma a corresponder a esse período por meio dos mesmos procedimentos realizados para a curva chave correspondente ao outro período da amostra.

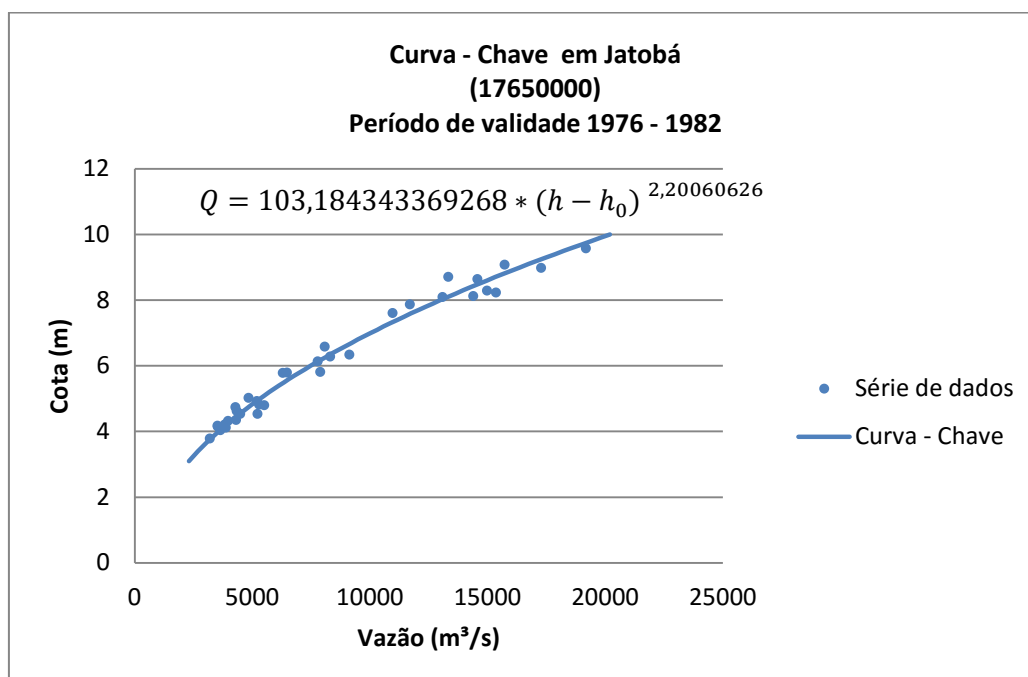
Os pontos cuja diferença entre as vazões da série disponibilizada e da calculada no momento da aplicação do método dos mínimos quadrados foi maior ou igual a 15% foram descartados a fim de projetar uma curva chave sem grande dispersão de pontos que gerasse uma equação coerente.

Tabela 5 – Pontos descartados

Data	Cota (m)	Vazão (m³/s)
26/02/1976	8,01	9963
12/03/1977	8,57	11392
14/04/1977	8,32	11013
16/06/1978	6,64	7398
24/08/1978	4,41	3494
22/04/1979	8,76	11981
22/06/1979	5,45	7766
08/06/1981	5,37	4972
19/08/1981	4,00	2659

Fonte: Própria autora

Gráfico 6 – Curva Chave em Jatobá - Período: 1976 - 1982



Fonte: Própria autora.

Desta forma, a equação da curva chave que representa esse período foi:

$$Q = 103,184 * (h - (-1))^{2,200}$$

Onde Q é dado em m³/s e h em metros.

4.2.3.2 TESTES ESTATÍSTICOS

A fim de consolidar os estudos hidrológicos realizados, alguns testes estatísticos foram aplicados à amostra.

Considerando que se possuem duas curvas chave distintas para os dois períodos analisados e com poucos dados, foram aplicados; o teste de homogeneidade não paramétrico U de Mann – Whitney e o teste de aderência não paramétrico de Komogorov-Smirnov.

Diversos testes de hipótese estão à disposição para se realizar estudos, no entanto devem-se considerar aqueles que melhor se enquadram as amostras, levando em consideração, por exemplo, o numero de dados que a amostra possui.

No caso do teste de Mann-Whitney, a hipótese nula compreende assumir que as duas amostras são provenientes da mesma população, amostra homogênea, enquanto que no teste de Komolgorov-Smirnov é assumir que as amostras não diferem da distribuição em hipótese, no caso, distribuição estatística de Gumbel.

4.2.3.2.4 Teste de Mann - Whitney

Para se efetuar este teste foi utilizada a metodologia apresentada na Revista Brasileira de Engenharia, ARBH (1985). Busca-se encontrar o parâmetro estatístico denominado de U. Primeiramente foram definidos n_1 e n_2 que compreendem o número de casos da amostra 1 e o número de casos da amostra 2, respectivamente.

Tabela 6 – Número de casos das amostras 1 e 2

Amostra 1		Amostra 2	
Período 1973 - 1982		Período 1983 – 2013	
Anos	Q (m ³ /s)	Anos	Q (m ³ /s)
1973	19315	1983	18891

Amostra 1		Amostra 2	
Período 1973 - 1982		Período 1983 – 2013	
Anos	Q (m ³ /s)	Anos	Q (m ³ /s)
1974	24711	1984	20890
1975	20633	1985	22720
1976	15211	1986	21252
1977	15170	1987	19215
1978	22520	1988	23466
1979	22438	1989	24439
1980	22780	1992	19920
1981	15506	1993	21668
1982	18671	1994	22244
		1995	23145
		1996	19819
		1997	23574
		1998	17395
		1999	17589
		2000	22034
		2001	20174
		2002	20993
		2003	24466
		2004	26704
		2005	23897
		2006	23951
		2007	22561
		2008	23413
		2009	20916
		2010	20608
		2011	22561
		2012	22758
		2013	21433
n1	10	n2	29

Fonte: Própria autora.

Optou-se por transferir os dados referentes ao período de 1973 a 1975 que a priori fazem parte da amostra 2 para a amostra 1 de forma que não houvesse quebra na continuidade de anos.

Definidas as quantidades de dados para cada amostra, foi montada a amostra total com todos os valores em ordem crescente e devidamente identificados com relação a qual amostra fazem parte. Desta forma, foram contabilizadas as quantidades de dados da amostra 1 que antecedem a amostra 2 e vice versa, como ilustrado na Tabela 7.

Tabela 7 – Contabilização dos valores de uma amostra que antecedem a outra amostra.

Amostra Total Crescente (Valores em m ³ /s)	Qntd. Valores da amostra 1 que antecedem valores da amostra 2	Qntd. Valores da amostra 2 que antecedem valores da amostra 1
15170		0
15211		0
15506		0
17395	3	
17589	3	
18671		2
18891	4	
19215	4	
19315		4
19819	5	
19920	5	
20174	5	
20608	5	
20633		8
20890	6	
20916	6	
20993	6	
21252	6	
21433	6	
21668	6	
22034	6	
22244	6	
22438		16
22520		16
22561	8	
22561	8	
22720	8	
22758	8	
22780		20
23145	9	
23413	9	

Amostra Total Crescente (Valores em m ³ /s)	Qntd. Valores da amostra 1 que antecedem valores da amostra 2	Qntd. Valores da amostra 2 que antecedem valores da amostra 1
23466	9	
23574	9	
23897	9	
23951	9	
24439	9	
24466	9	
24711		28
26704	10	
U	196	94

Fonte: Própria autora.

As células em roxo representam os dados da amostra 1 e as em branco da amostra 2. O somatório dos valores encontrados para cada coluna resultou no parâmetro U, para o qual, ambos os somatórios realizados quando utilizados no cálculo da estatística de teste Z_0 geram em módulo um valor igual.

Posteriormente às etapas anteriores foram calculados entre as duas amostras o desvio padrão e a média para encontrar a estatística de teste Z_0 a fim de comparar com o Z para distribuição normal encontrado por meio da tabela ilustrada na Imagem 7. Para considerar verdadeira a hipótese nula deve-se obter $Z_0 < Z$ ao se entrar com o valor de $\beta/2$ que representa o intervalo de confiança para teste bilateral.

Tabela 8 – Parâmetros utilizados para o teste de Mann – Whitney.

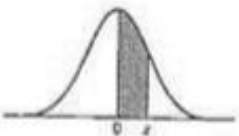
Média	145
Desvio Padrão	31,09
Z_0	1,64

Fonte: Própria autora.

Imagem 7 – Tabela de distribuição normal para Z.

AREAS UNDER THE NORMAL CURVE

An entry in the table is the proportion under the entire curve which is between $z = 0$ and a positive value of z . Areas for negative values of z are obtained by symmetry.



Second decimal place of z

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	.0000	.0040	.0080	.0120	.0160	.0199	.0239	.0279	.0319	.0359
0.1	.0398	.0438	.0478	.0517	.0557	.0596	.0636	.0675	.0714	.0753
0.2	.0793	.0832	.0871	.0910	.0948	.0987	.1026	.1064	.1103	.1141
0.3	.1179	.1217	.1255	.1293	.1331	.1368	.1406	.1443	.1480	.1517
0.4	.1554	.1591	.1628	.1664	.1700	.1736	.1772	.1808	.1844	.1879
0.5	.1915	.1950	.1985	.2019	.2054	.2088	.2123	.2157	.2190	.2224
0.6	.2257	.2291	.2324	.2357	.2389	.2422	.2454	.2486	.2517	.2549
0.7	.2580	.2611	.2642	.2673	.2703	.2734	.2764	.2794	.2823	.2852
0.8	.2881	.2910	.2939	.2967	.2995	.3023	.3051	.3078	.3106	.3133
0.9	.3159	.3186	.3212	.3238	.3264	.3289	.3315	.3340	.3365	.3389
1.0	.3413	.3438	.3461	.3485	.3508	.3531	.3554	.3577	.3599	.3621
1.1	.3643	.3665	.3686	.3708	.3729	.3749	.3770	.3790	.3810	.3830
1.2	.3849	.3869	.3888	.3907	.3925	.3944	.3962	.3980	.3997	.4015
1.3	.4032	.4049	.4066	.4082	.4099	.4115	.4131	.4147	.4162	.4177
1.4	.4192	.4207	.4222	.4236	.4251	.4265	.4279	.4292	.4306	.4319
1.5	.4332	.4345	.4357	.4370	.4382	.4394	.4406	.4418	.4429	.4441
1.6	.4452	.4463	.4474	.4484	.4495	.4505	.4515	.4525	.4535	.4545
1.7	.4554	.4564	.4573	.4582	.4591	.4599	.4608	.4616	.4625	.4633
1.8	.4641	.4649	.4656	.4664	.4671	.4678	.4686	.4693	.4699	.4706
1.9	.4713	.4719	.4726	.4732	.4738	.4744	.4750	.4756	.4761	.4767
2.0	.4772	.4778	.4783	.4788	.4793	.4798	.4803	.4808	.4812	.4817
2.1	.4821	.4826	.4830	.4834	.4838	.4842	.4846	.4850	.4854	.4857
2.2	.4861	.4864	.4868	.4871	.4875	.4878	.4881	.4884	.4887	.4890
2.3	.4893	.4896	.4898	.4901	.4904	.4906	.4909	.4911	.4913	.4916
2.4	.4918	.4920	.4922	.4925	.4927	.4929	.4931	.4932	.4934	.4936
2.5	.4938	.4940	.4941	.4943	.4945	.4946	.4948	.4949	.4951	.4952
2.6	.4953	.4955	.4956	.4957	.4959	.4960	.4961	.4962	.4963	.4964
2.7	.4965	.4966	.4967	.4968	.4969	.4970	.4971	.4972	.4973	.4974
2.8	.4974	.4975	.4976	.4977	.4977	.4978	.4979	.4979	.4980	.4981
2.9	.4981	.4982	.4982	.4983	.4984	.4984	.4985	.4985	.4986	.4986
3.0	.4987	.4987	.4987	.4988	.4988	.4989	.4989	.4989	.4990	.4990

From Paul G. Hoel, Elementary Statistics, 3rd ed., © 1971, John Wiley and Sons, Inc., New York.

Fonte: Elementary Statistics. HOEL (1971)

Desta forma temos a validação do teste para 1%,5% e 10% de nível de significância como apresentado na Tabela 9:

Tabela 9 – Resultado do teste de Mann-Whitney para diversos valores de significância

A	$\beta/2$	Z (tabela)	Teste
0,01	0,495	2,57	Amostra Válida
0,05	0,475	1,96	Amostra Válida
0,1	0,45	1,65	Amostra Válida

Fonte: Própria autora.

4.2.3.2.5. Teste de Kolmogorov – Smirnov

Baseado no livro “Hidrologia Básica” PINTO *et al.* (2011), a hipótese nula H_0 para o teste compreende a premissa que a diferença máxima (D2) entre as probabilidades acumuladas ($P(X \leq x)$) da distribuição amostral com a de Gumbel é “pequena”.

Para se afirmar que D2 é ou não “pequeno” é realizada a comparação desta diferença com a tabela de Kolmogorov Smirnov que apresenta os valores de D2 aceitáveis para diversos números de eventos de uma amostra e o número de significância adotado para o teste.

Primeiramente a série amostral foi colocada em ordem crescente, para posterior aferição de D2 , como apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Diferença D2

Número de ordem	Q (m ³ /s)	P(X≤x)		Diferença D2
		Amostra	Gumbel	
1	15170	0,026	0	0,026
2	15211	0,051	0	0,051
3	15506	0,077	0	0,077
4	17395	0,103	0,027	0,076
5	17589	0,128	0,037	0,091
6	18671	0,154	0,141	0,013
7	18891	0,179	0,172	0,008
8	19215	0,205	0,221	0,016
9	19315	0,231	0,238	0,007
10	19819	0,256	0,323	0,067
11	19920	0,282	0,341	0,059
12	20174	0,308	0,386	0,078
13	20608	0,333	0,462	0,128
14	20633	0,359	0,466	0,107
15	20890	0,385	0,509	0,125
16	20916	0,41	0,513	0,103
17	20993	0,436	0,526	0,09
18	21252	0,462	0,567	0,106
19	21433	0,487	0,595	0,107
20	21668	0,513	0,628	0,116
21	22034	0,538	0,677	0,139
22	22244	0,564	0,703	0,139

Número de ordem	Q (m ³ /s)	P(X≤x)		Diferença D2
		Amostra	Gumbel	
23	22438	0,59	0,725	0,136
24	22520	0,615	0,734	0,119
25,5	22561	0,654	0,739	0,085
25,5	22561	0,654	0,739	0,085
27	22720	0,692	0,755	0,063
28	22758	0,718	0,759	0,041
29	22780	0,744	0,762	0,018
30	23145	0,769	0,796	0,026
31	23413	0,795	0,818	0,023
32	23466	0,821	0,822	0,002
33	23574	0,846	0,83	0,016
34	23897	0,872	0,853	0,019
35	23951	0,897	0,856	0,041
36	24439	0,923	0,884	0,039
37	24466	0,949	0,886	0,063
38	24711	0,974	0,898	0,077
39	26704	1	0,959	0,041
Maior D2				0,139

Fonte: Própria autora.

É possível observar que para o 25º e o 26º valor foi adotado um mesmo número de ordem, uma vez que correspondem a vazões iguais, conseqüentemente probabilidades iguais de ocorrência.

O valor máximo encontrado para D2 foi de 0,139. Observando a Tabela 11 e realizando uma interpolação para determinar o valor de D2 para 39 dados de amostra e um nível de significância de 5%, atingiu-se o valor de ~0,214.

Com $0,139 < 0,214$, conclui-se que a hipótese H_0 é verdadeira, ou seja, a amostra não difere da distribuição em hipótese.

Tabela 11 – Diferença D2

Valores D2 - Kolmogorov-Smirnov				
N	Nível de significância			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Fonte: Hidrologia Básica, PINTO (2011), adaptado pela autora.

Segundo a bibliografia Hidrologia Básica:

Quando os parâmetros de $F_x(x)$ devem ser estimados a partir da amostra, o teste não é mais válido. No entanto, experimentos baseados no método de Monte Carlo parecem indicar que a aplicação incorreta do teste é conservadora, isto é, a probabilidade de se rejeitar a hipótese básica diminui. PINTO *et al.* (2011)

Desta forma, a aplicação do teste é satisfatória.

4.2.4 MONTAGEM DA SÉRIE AMOSTRAL

A série amostral foi montada considerando os valores máximos de vazão de cada ano para o posto Jatobá, tendo em vista que o ano de 1979 foi preenchido por meio de transferência de vazão e área de drenagem com os valores do posto de Acará dos Tapajós, uma vez que os dados mensais disponíveis para Jatobá estavam incompletos no intervalo que corresponde ao período habitual de cheia do rio, assim como o ano de 2012, com posto de Barra de São Manuel, uma vez que não existiam esses dados em Jatobá ou em Acará dos Tapajós.

Essa transferência foi realizada simplificada por uma regra de 3, como apresentado na Tabela 12:

Tabela 12 – Áreas de drenagem dos postos fluviométricos.

Áreas de drenagem (km ²)		
Código	Nome do posto	Área (hidroweb)
17650000	Jatobá	387.000
17650002	Acará dos Tapajós	390.000
17430000	Barra do São Manuel	333.000

Fonte: Hidroweb. 2015

Vazão no ano de 1979 em Acará dos Tapajós : 22.438 m³/s

$$390.000 \text{ km}^2 - 22.438 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$387.000 \text{ km}^2 - X \text{ m}^3/\text{s}$$

Desta forma temos: $(22.438 * 387.000)/390.000 = X = 22.612 \text{ m}^3/\text{s}$

Vazão no ano de 2012 em Barra de São Manuel : 22.758 m³/s

$$333.000 \text{ km}^2 - 22.758 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$387.000 \text{ km}^2 - X \text{ m}^3/\text{s}$$

Desta forma temos: $(22.758 * 387.000)/333.000 = X = 19.582 \text{ m}^3/\text{s}$

Os anos de 1990 e 1991 não foram preenchidos por não haverem registros em nenhum dos 3 postos próximos ao local do aproveitamento, considerando que o uso de outros postos necessitaria de outros tipos de estudo, pois a jusante estão sob influência do Rio Jamanxim que desagua a margem direita do Rio Tapajós, e a montante pelo Rio Teles Pires.

Tabela 13 – Série amostral de vazões máximas anuais.

Ano	Vazão (m ³ /s)	Ano	Vazão (m ³ /s)
1973	19315	1994	22244
1974	24711	1995	23145
1975	20633	1996	19819
1976	15211	1997	23574
1977	15170	1998	17395

Ano	Vazão (m³/s)	Ano	Vazão (m³/s)
1978	22520	1999	17589
1979	22612	2000	22034
1980	22780	2001	20174
1981	15506	2002	20993
1982	18671	2003	24466
1983	18891	2004	26704
1984	20890	2005	23897
1985	22720	2006	23951
1986	21252	2007	22561
1987	19215	2008	23413
1988	23466	2009	20916
1989	24439	2010	20608
1990	-	2011	22561
1991	-	2012	19582
1992	19920	2013	21433
1993	21668		

Fonte: Própria autora.

4.2.5 ESCOLHA DA DISTRIBUIÇÃO ESTATÍSTICA

Por meio de uma planilha do Microsoft Excel já desenvolvida pela autora deste trabalho em conjunto com uma equipe da empresa Eletronorte para estudos de vazões máximas com base no "Guia para Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedores" ELETROBRÁS *et al.* (1987) e no livro "Frequency and Risk Analyses in Hydrology" KYTE (1978), as vazões máximas foram calculadas para diversos tempos de retorno para diversas distribuições estatísticas, no entanto.

Para os cálculos desenvolvidos foram solicitados como entrada os seguintes dados:

- Área de drenagem do local de referência: 386.711 km²
- Área de drenagem do sítio do aproveitamento : 387.634 km²
- Série amostral
- Tempos de retorno designados (anos): relevante aos estudos apenas 100 e 10.000 anos

Os parâmetros estatísticos relevantes à interpretação do projeto e necessários aos cálculos são fornecidos automaticamente de acordo com a inserção dos dados de entrada, sendo estes:

- Número de eventos: 39
- Vazão Máxima Observada: 26.703,75 m³/s
- Média das Vazões Máximas Observadas: 21.273,02 m³/s
- Vazão Mínima Observada: 15.169,60 m³/s
- Desvio Padrão: 2670,54
- Coeficiente de Variação: 0,126
- Coeficiente de Assimetria : -0,648

A planilha relaciona as vazões da série amostral com números de ordem que são exigidos aos cálculos. Foi verificada a ocorrência de vazões máximas iguais na amostra nos anos de 2007 e 2011, tendo sido corrigida pela planilha a posição de plotagem dessas vazões, pois correspondem a uma mesma ocorrência, ou seja, posições iguais de plotagem.

Depois de oferecidos todos os dados, realizou-se a análise dos resultados por meio da tabela de distribuições, assim como pela representação gráfica das distribuições teóricas e das distribuições teóricas com a amostral, disponíveis na planilha. Para a seleção da distribuição amostral optou-se por considerar os parâmetros fornecidos pelo “Guia de cálculo de cheia de projeto de vertedores” que informa que para valores de coeficiente de assimetria que se encontram entre 1 e 2,5 considera preferencialmente a distribuição exponencial, e valores abaixo desse limite, utiliza-se Gumbel.

Desta forma a vazão máxima utilizada ao dimensionamento do vertedouro foi de 39.350 m³/s, que corresponde ao tempo de retorno de 10.000 anos exigido para estruturas hidráulicas de extravasão.

4.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

4.3.1 DADOS BÁSICOS

Após os estudos hidrológicos que foram realizados para a determinação da vazão de projeto para a concepção das estruturas da usina e com os dados retirados do “Estudos de Inventário Hidrelétrico dos Rios Tapajós e Jamanxim” ELETROBRAS et al. (2007), foi possível dar início ao dimensionamento hidráulico do vertedouro.

4.3.1.1. VAZÃO DE PROJETO

A vazão determinada para o dispositivo de extravasamento foi de 39.350 m³/s, sendo a vazão decamilenar, que se refere àquela para um tempo de recorrência de 10.000 anos, sugerida no manual “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas” ELETROBRÁS et al. (2003), e que foi estimada por meio da distribuição estatística de Gumbel.

4.3.1.2. NÍVEIS D'ÁGUA DO RESERVATÓRIO E A JUSANTE

O nível d'água do reservatório se encontra na cota 66 m e a montante da barragem na cota 50 m como informado nos estudos de Inventário, o que sugere ser este o nível do reservatório da usina de São Luís dos Tapajós que é a usina seguinte na divisão de quedas do complexo Tapajós.

4.3.1.3. VAZÕES MÁXIMAS DE CHEIA

Tabela 14 – Vazões estimadas pela distribuição estatística Gumbel.

Tempo de retorno (anos)	Vazões (m³/s) Gumbel
2	20884
5	23251
10	24818
25	26798
50	28266

Tempo de retorno (anos)	Vazões (m ³ /s) Gumbel
100	29724
200	31177
500	33093
1000	34541
2000	35989
5000	37903
10000	39350

Fonte: Própria autora.

4.3.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Os cálculos foram realizados levando em consideração as determinações contidas no manual “Critérios de projeto civil de Usinas Hidrelétricas” ELETROBRÁS *et al.* (2003) e as recomendações do U. S. Corps of Engineers publicada no “Hydraulic Design Criteria” Vicksburg (1961), de onde foram retirados os ábacos e equações de dimensionamento do vertedouro.

Segundo o “Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas” MME *et al.* (2007) razão entre a altura do vão do vertedouro e sua largura deve ficar no intervalo de 1 e 1,4, tal como a carga de projeto não deve ultrapassar 20 m, como sugerido no “Hydraulic Design Criteria” Vicksburg (1961).

Desta forma, segue como dados de entrada para o dimensionamento o exposto na Tabela 15.

Tabela 15 – Dados de entrada ao dimensionamento do vertedouro.

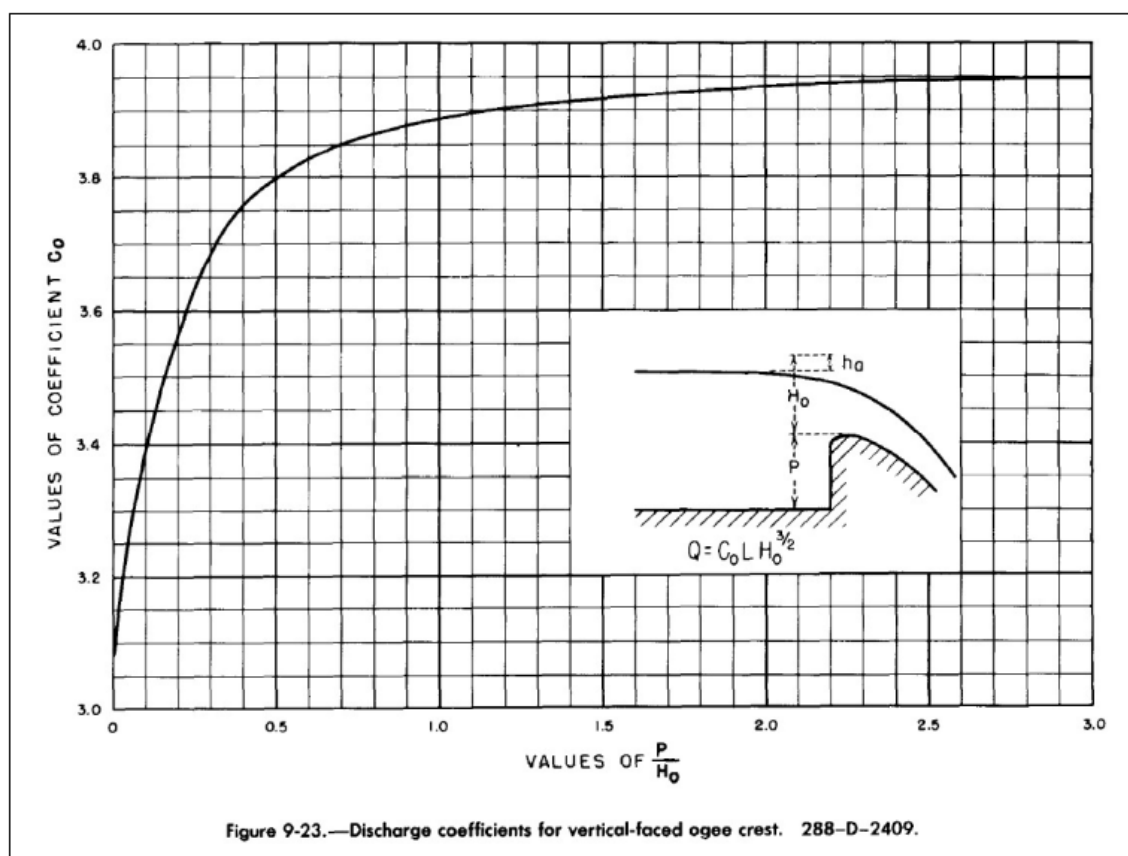
Dados de entrada ao dimensionamento		
Vazão de projeto do Vertedouro (Decamilenar)	39.350	m ³ /s
NA máximo maximum do reservatório	66,00	m
NA máximo normal	66,00	m
Cota do fundo do canal de aproximação a montante da soleira	36,20	m
Cota da crista da soleira	47,00	m
Carga de projeto da soleira (Hd)	19,00	m
Coeficiente de descarga (C0)	2,11	m ^{0,5} /s
Altura da soleira (P)	10,80	m
P/Hd	0,57	-

Fonte: Própria autora.

A carga de projeto e a altura da soleira foram definidas verificando a variação que geravam aos cálculos subsequentes de forma a subsidiarem a melhor composição de dimensionamento do vertedouro, ressaltando a obediência ao limite de 20 m para a carga de projeto já citada.

O coeficiente de descarga (C_0) foi definido com base nos parâmetros do ábaco "Chart 122-1" do "Hydraulic Design Criteria" Vicksburg (1961), onde se entrou com o valor de 0,57 referente à razão P/H_d encontrando um coeficiente de aproximadamente $3,82 \text{ ft}^{0,5}/\text{s}$, que transformado para $\text{m}^{0,5}/\text{s}$ gerou o valor de 2,11.

Imagem 8 - Coeficiente de Vazão para Soleira Baixa.



Fonte: CORPS OF ENGINEERS. (1961)

4.3.3. CAPACIDADE DE DESCARGA DO VERTEDOURO

A capacidade de descarga do vertedouro foi calculada por meio da equação para cálculo de vazão para vertedouros de soleira livre. Os dados da equação foram manipulados para que a vazão calculada (Q) se aproximasse ao máximo da vazão de projeto definida, desta forma não super ou sub dimensionando a estrutura.

O valor determinado nos cálculos foi de 39.996 m³/s, que representa uma diferença de menos de 2% da vazão máxima de projeto de 39.350 m³/s.

As equações foram retiradas do “Hydraulic Design Criteria” Vicksburg (1961).

$$Q = C * Le * H^{3/2}$$

$$Le = L - 2 * (n * K_p + K_a) * H$$

Onde:

Q = Vazão de descarga do vertedouro (m³/s)

C = Coeficiente de descarga (m^{0,5}/s)

H = Carga de projeto (m)

L = Largura real do vertedouro (m)

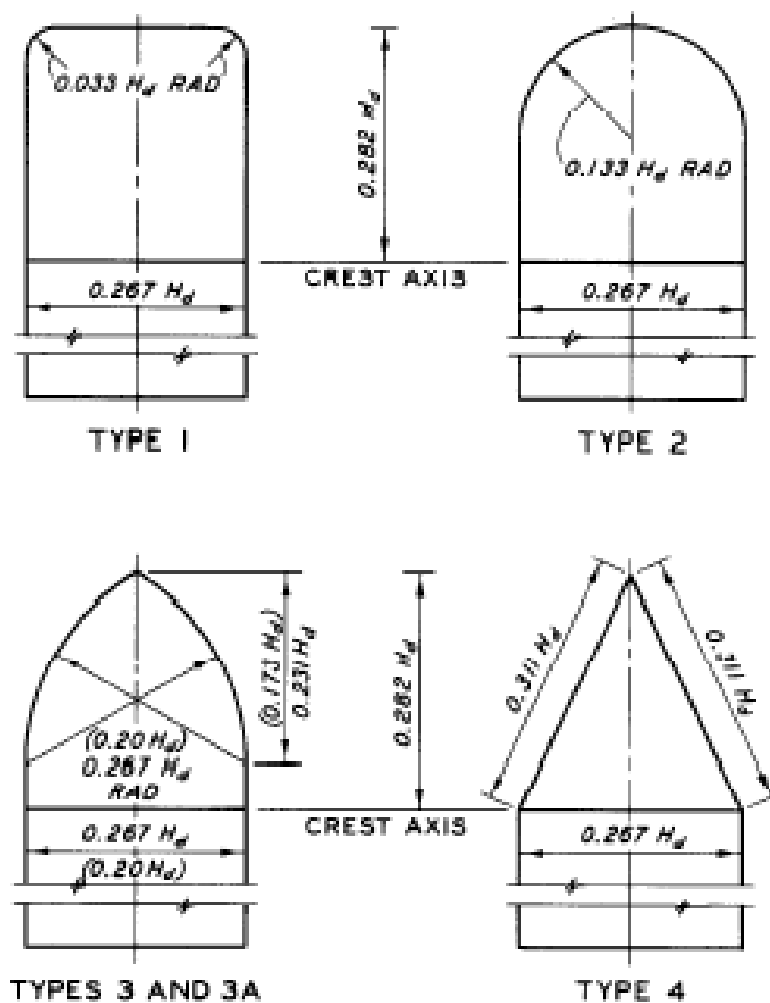
n = Número de vãos

K_p = Coeficiente de contração do pilar

K_a = Coeficiente de contração lateral

Os coeficientes K_p e K_a foram determinados a partir dos ábacos apresentados nas Imagens 10 e 11. Salieta-se que o coeficiente de contração do pilar foi selecionado considerando o modelo de pilar tipo 3 conforme Imagem 9.

Imagem 9 – Modelos de pilar

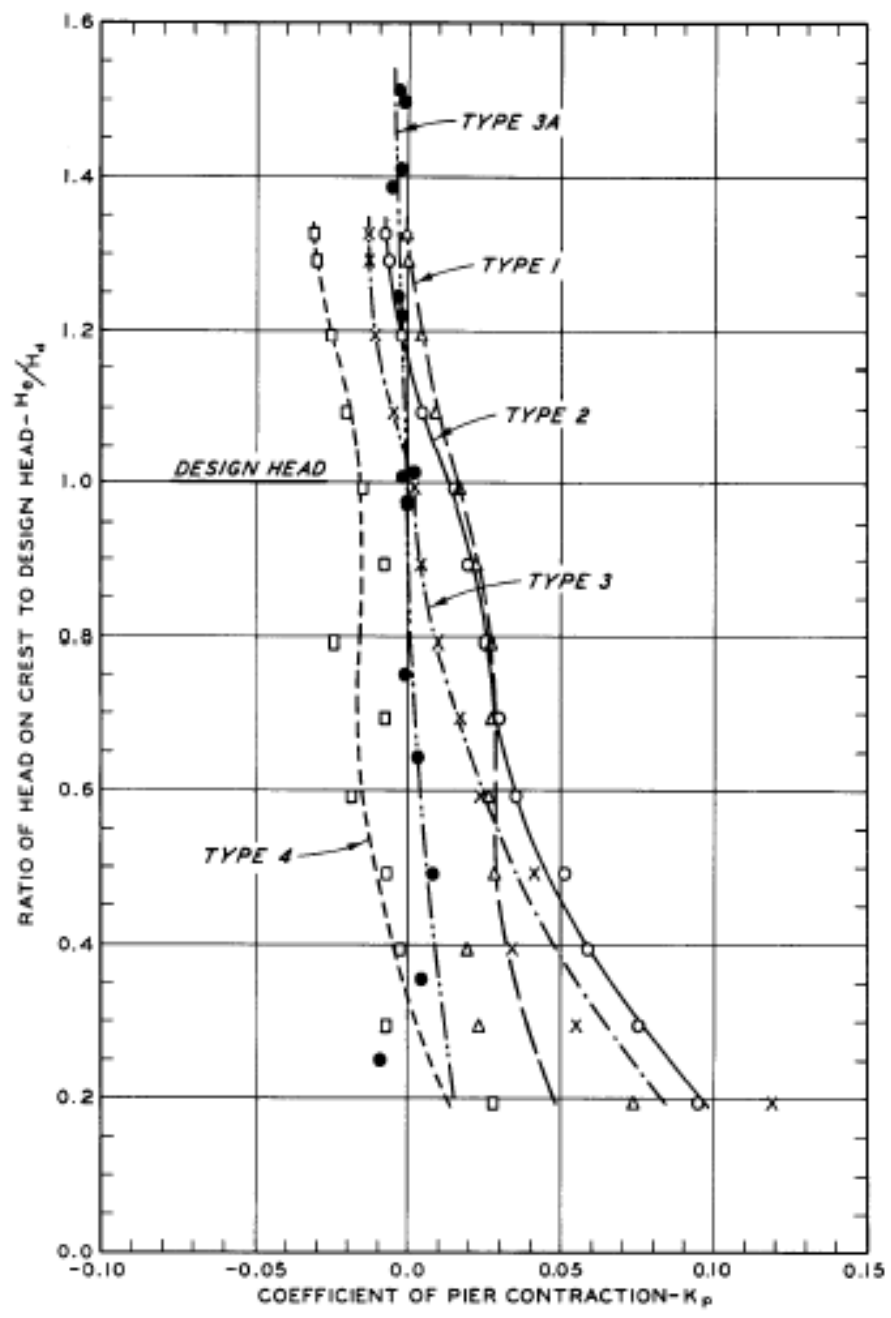


PIER NOSE SHAPES

NOTE: PIER NOSE LOCATED IN SAME PLANE AS UPSTREAM FACE OF SPILLWAY.
DIMENSIONS IN PARENTHESES ARE FOR TYPE 3A.

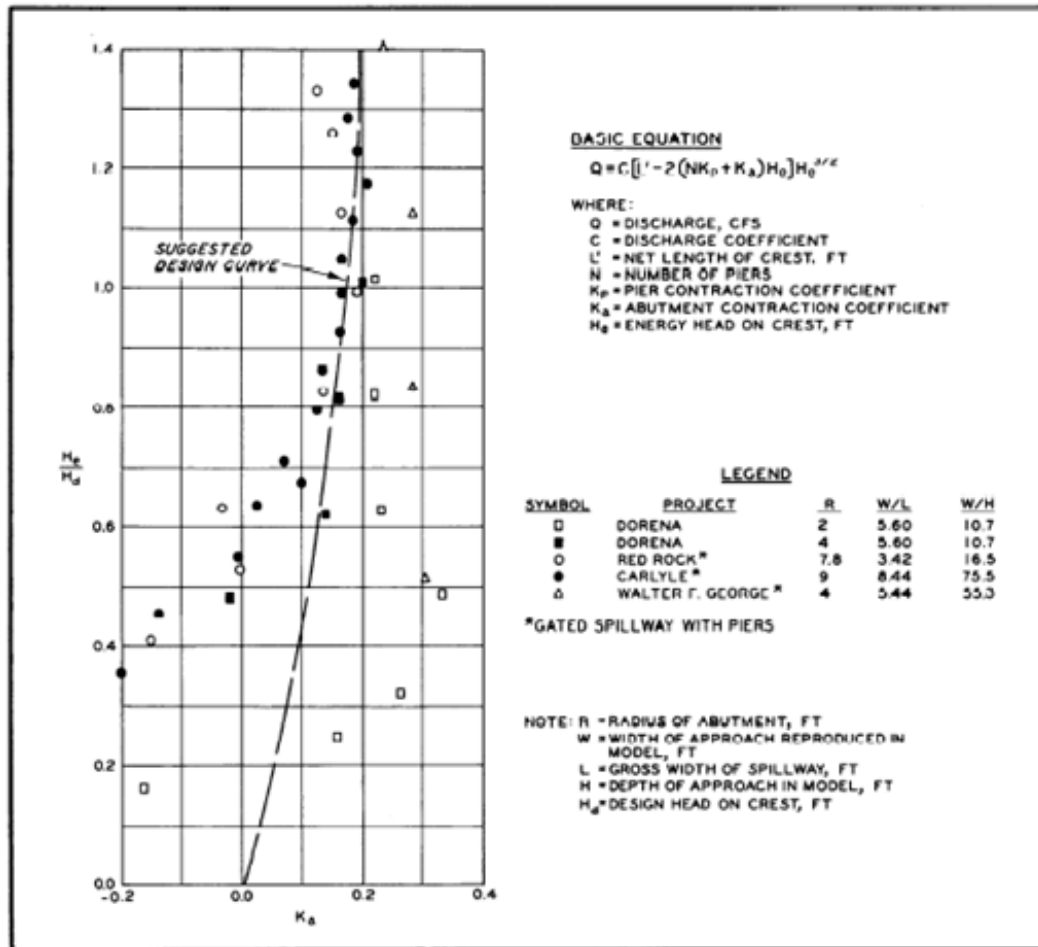
Fonte: CORPS OF ENGINEERS. (1961)

Imagem 10 – Coeficiente de contração do pilar.



Fonte: CORPS OF ENGINEERS. (1961)

Imagem 11 - Coeficiente de contração lateral.



Fonte: CORPS OF ENGINEERS. (1961)

Os valores de descarga selecionados por meio do uso dos ábacos foram de $K_a = 0,1$ e $K_p = 0,01$ considerando $H_p/H_d = 1$, uma vez que foi desconsiderada a perda de carga (H_a).

Onde:

H_p : Carga de projeto menos a perda de carga (H_a)

H_d : Carga de projeto

Tabela 16 – Dados para o cálculo da capacidade de descarga do vertedouro.

C	2,11	$m^{0,5}/s$
H	19	m
Le	228,88	m
Q	39996,4	m^3/s

Fonte: Própria autora.

4.3.4. NÚMERO E LARGURA DOS VÃOS E ESPESSURA DOS PILARES

A quantidade de vãos e suas larguras foram determinadas de forma que fosse encontrado um ponto ótimo para a passagem da cheia máxima para o dimensionamento do vertedouro. Com ambas informações estabelecidas, tem-se por sua multiplicação a largura real (L_r) do vertedouro que resultou no valor de 238,00 m.

Tabela 17 – Número e largura dos vãos e espessura dos pilares.

Número de Vãos	14	-
Largura dos Vãos	17	M
Espessura dos pilares	4,7	M

Fonte: Própria autora.

A espessura dos pilares (e_{pl}) foi calculada pela equação $e_{pl} = 0,12 * H_0 + 2,4$ contida no “Manual de Inventário hidrelétrico de Bacias Hidrográficas” MME *et al.*(2007).

4.3.5. RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DO VERTEDOURO

Após a realização de todos os cálculos pertinentes ao dimensionamento hidráulico do vertedouro, foram definidas todas as características deste, presentes na Tabela 18.

Tabela 18 – Características gerais do vertedouro.

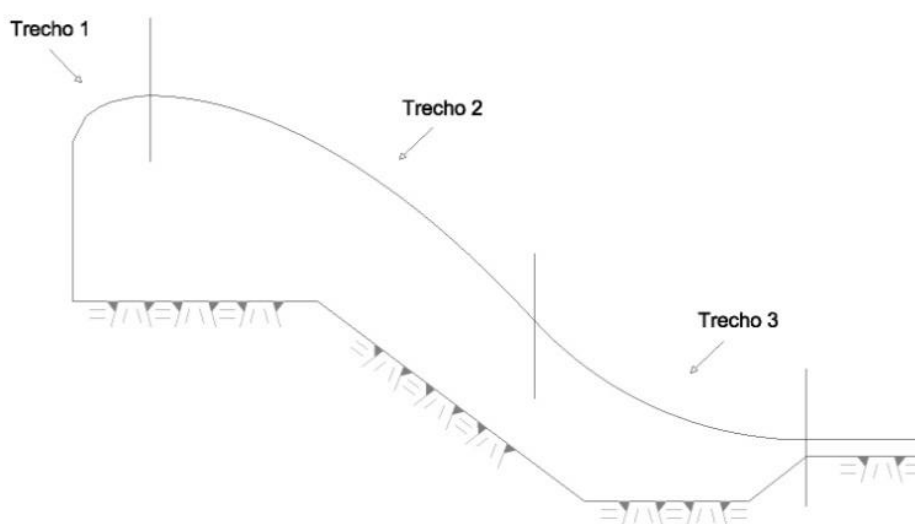
Vazão de projeto	39350	m ³ /s
Numero de vãos	17	m
Largura dos vãos	14	-
Espessura dos pilares	4,7	m
Largura total do vertedouro	299,1	m
Nível d'agua do reservatório	66	m
Carga hidráulica	19	m
Cota da crista da soleira	47,00	m
Cota do canal de aproximação	36,20	m

Fonte: Própria autora.

4.4.6. GEOMETRIA DO VERTEDOURO

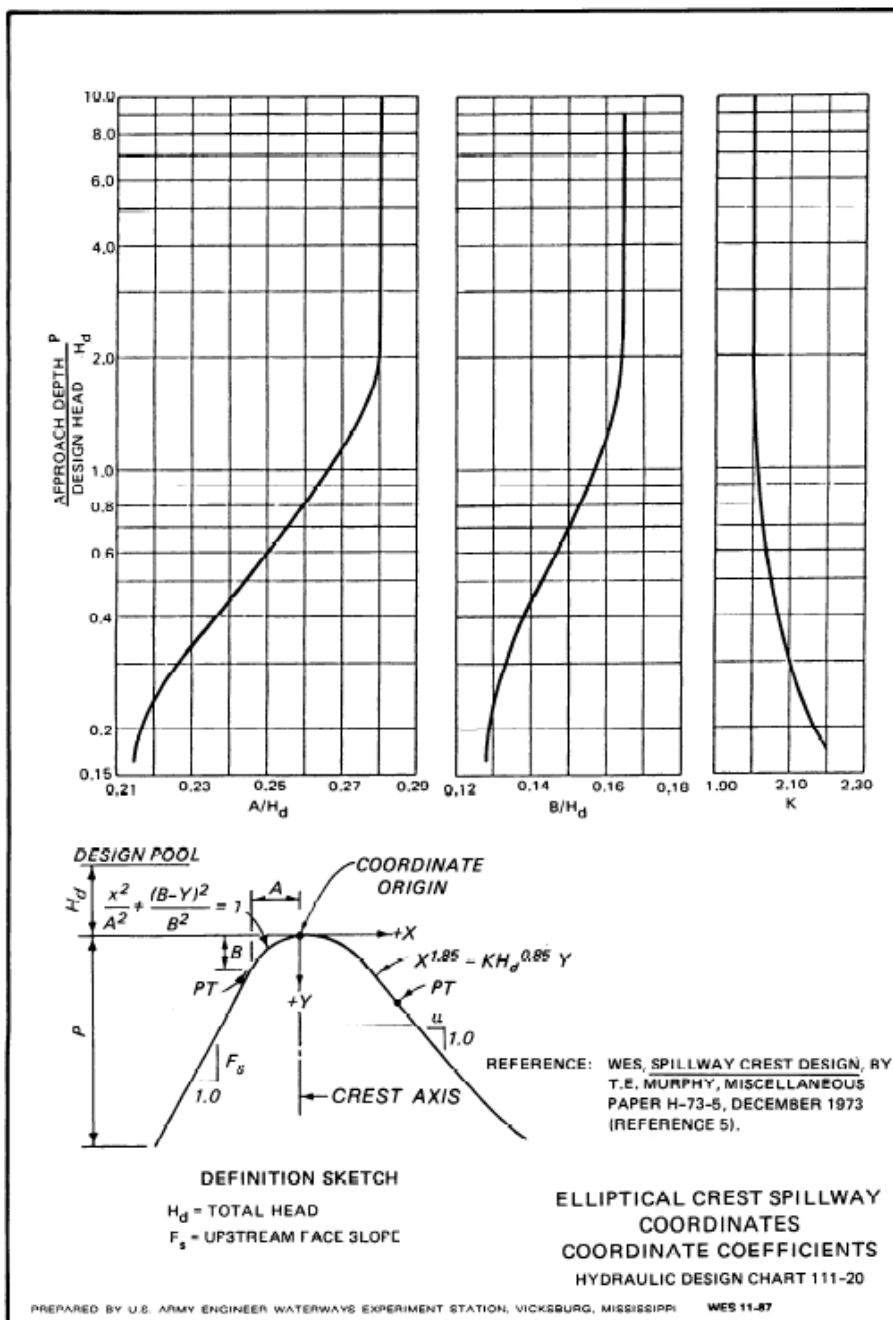
O perfil do vertedouro tipo Creager foi traçado conforme determinado no “Hydraulic Design Criteria”, sendo separado em 3 trechos, como ilustrado na imagem 12, a fim de determinar para cada um a curva que o representa. Os cálculos foram realizados como definido na Imagem 13 e apresentado nas Tabelas 19, 20 e 21.

Imagem 12 – Perfil do vertedouro tipo Creager separado por trechos.



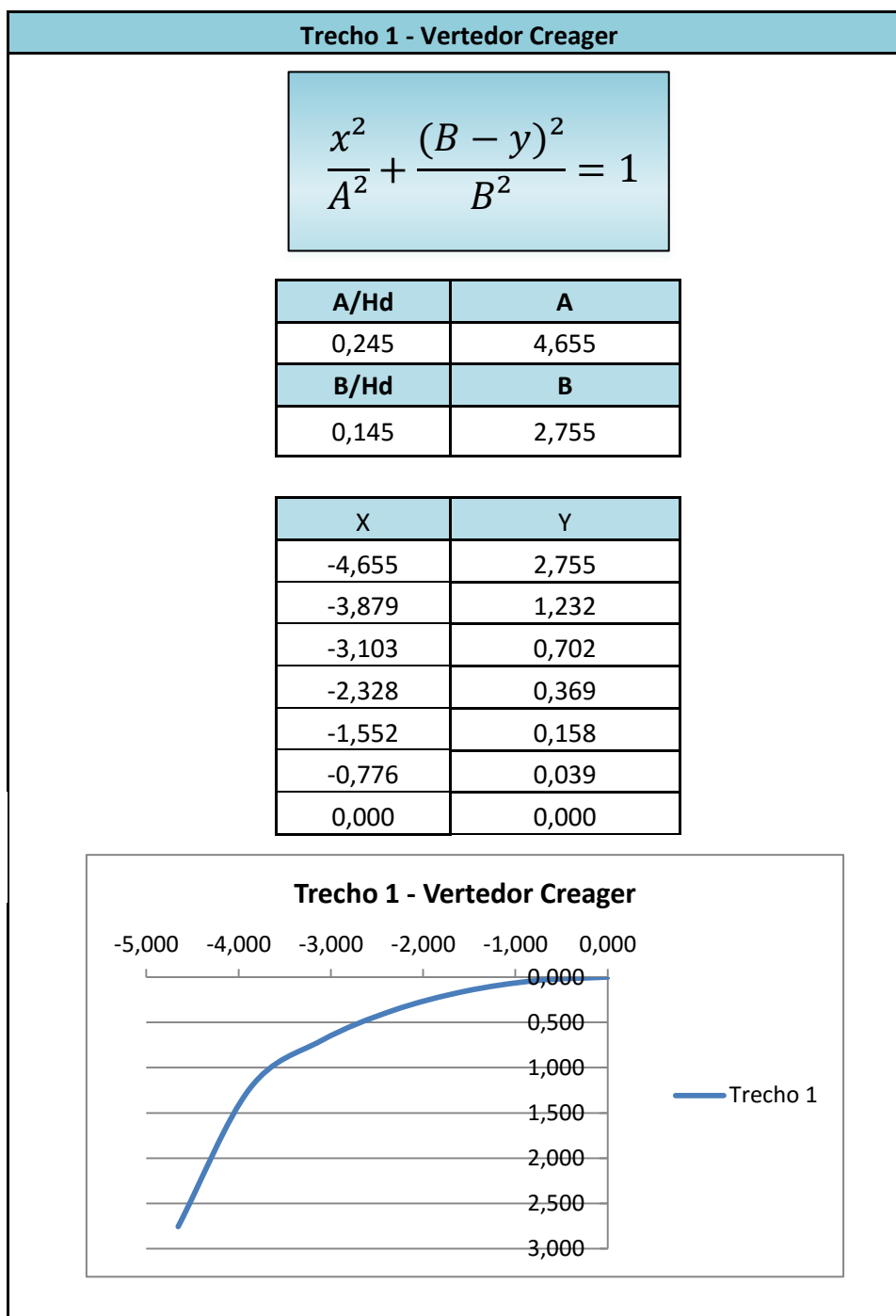
Fonte: Própria autora.

Imagem 13 – Definição do perfil Creager para trechos 1 e 2.



Fonte: CORPS OF ENGINEERS. (1961)

Tabela 19 – Trecho 1 do perfil Creager.

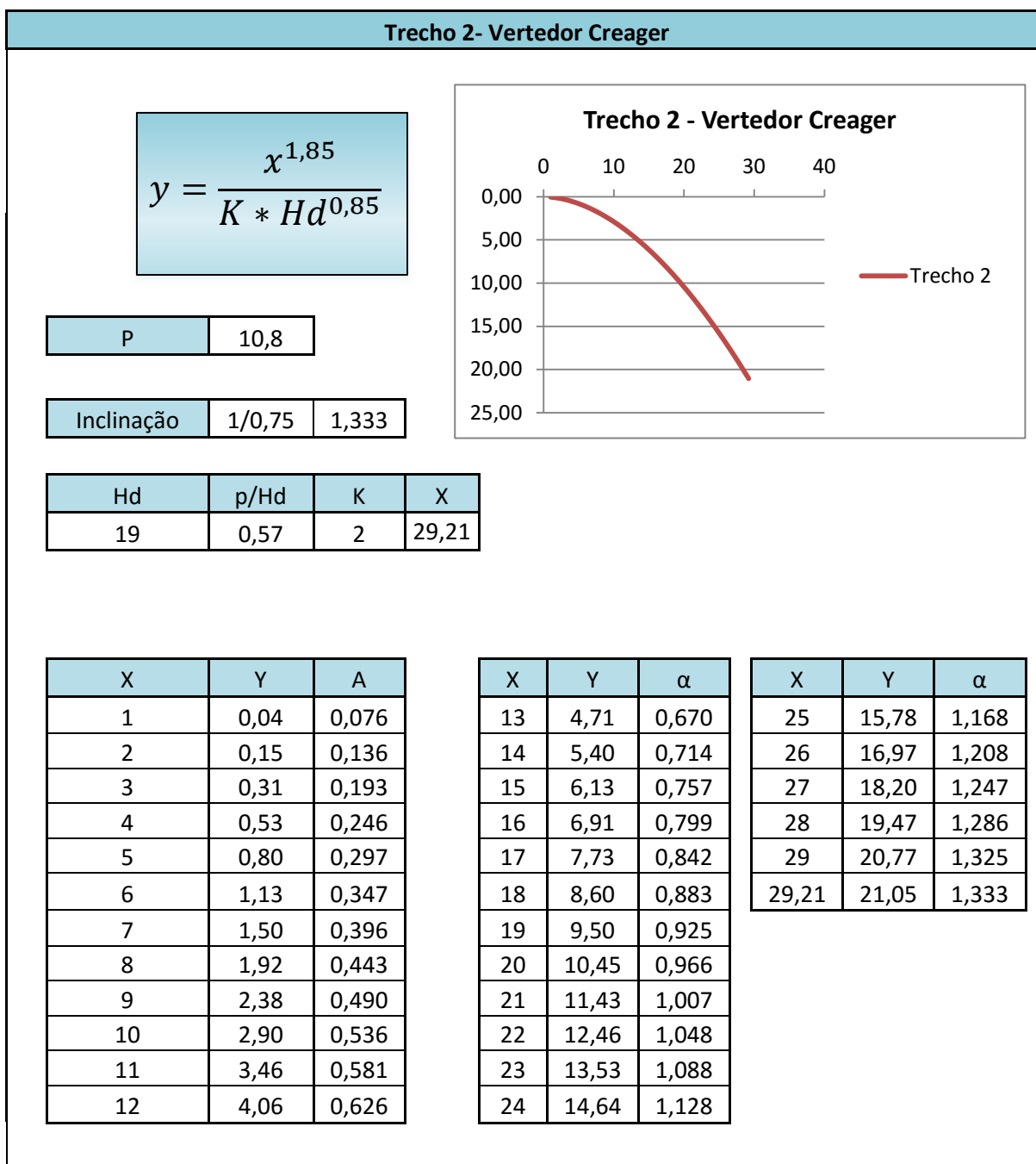


Fonte: Própria autora.

Os parâmetros A e B foram definidos utilizando o ábaco apresentado na Imagem 13 que fornece a relação A/Hd e B/Hd, sendo necessárias suas simples multiplicações pelo valor de Hd = 19 m, e posteriormente lançados na equação para definir a relação X, Y que traça a curva para o trecho 1.

Considerou-se suficiente 6 conjuntos de pontos para a curva, ressaltando que a escolha desta quantidade de pontos é subjetiva, sendo necessária a sensibilidade do executor do cálculo com relação à sua determinação, sendo desta forma os valores de X_n o resultado da diferença de X_{n+1} pela razão $A/6$ e Y o resultado da manipulação da equação disponível para a curva.

Tabela 20 – Trecho 2 do perfil Creager.



Fonte: Própria autora.

Para o segundo trecho do perfil do vertedouro foi encontrado o parâmetro $K = 2$ conforme o ábaco apresentado na Imagem 13 e determinada uma inclinação de $1/0,75 \sim 1,333$.

Sabendo-se que a inclinação em qualquer ponto de uma curva é resultado da derivada $f(X)$, se tornou capaz de determinar o valor de X limitante.

Desta forma tem-se que:

$$f(x) = \frac{x^{1,85}}{K * Hd^{0,85}} \quad \rightarrow \quad \frac{df(x)}{dx} = \frac{1,85}{K * Hd^{0,85}} * X^{0,85} \sim 1,333 \quad \rightarrow X = 29,21$$

Os demais pontos foram determinados considerando cada unidade anterior ao valor máximo de X .

Para o trecho 3, conforme exposto no “Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas” MME *et al.* (2007) apud Peterka, “O raio de curvatura na entrada da bacia de dissipação, R (m), é dado pela expressão: $R = 6 * h_1$ ”, onde h_1 compreende o valor do tirante na entrada da bacia que foi determinado conforme apresentado no item 4.4.7. deste trabalho.

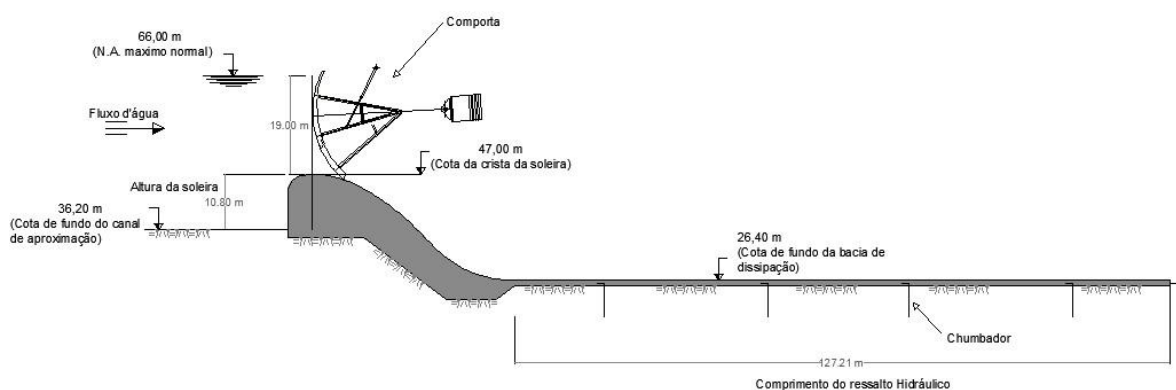
Tabela 21 – Trecho 3 do perfil Creager

Trecho 3 - Vertedor Creager	
$r = 6 * h_1$	
h_1	3,68
R	22,053

Fonte: Própria autora.

Com todos os trechos definidos para o perfil Creager, foi possível por fim definir a geometria geral do vertedouro como apresentado na Imagem 14.

Imagem 14 – Geometria completa do vertedouro em perfil.



Fonte: Própria autora.

4.4.7. BACIA DE DISSIPAÇÃO

Os dissipadores de energia têm por principal função promover a desaceleração do escoamento de água proveniente da intensa descarga efetuada pelo vertedouro, transformando esse escoamento de supercrítico para subcrítico. Essa desaceleração é justificada pela necessidade de promover a restituição do escoamento ao curso d'água a jusante da barragem com uma energia residual que não gere tanto a erosão no leito do rio quanto danificação da estrutura em si.

Segundo o manual “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, as bacias de dissipação serão aplicadas sempre que não for possível a adoção do defletor em salto esquí para a restituição do fluxo do vertedouro ou descarregador de fundo a jusante.

No caso do aproveitamento de Jatobá, não é necessária a utilização do dissipador de energia do tipo salto esquí, estrutura essa capaz de dissipar uma quantidade de energia superior à bacia de dissipação, uma vez que se trata de uma usina de baixa queda. Desta forma e seguindo as diretrizes do “Estudos de Inventário Hidrelétrico dos Rios Tapajós e Jamanxim” ELETROBRAS *et al.* (2007), foi considerado o uso de bacia de dissipação, no dimensionamento hidráulico realizado para este trabalho.

4.4.7.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO PARA A BACIA DE DISSIPACÃO.

A bacia de dissipação foi calculada por meio da metodologia apresentada pelo “Manual de Inventário Hidrológico de Bacias Hidrográficas”, o qual contém todas as equações pertinentes ao seu dimensionamento.

A vazão de cheia utilizada foi àquela referente ao tempo de retorno de 100 anos conforme previsto no manual “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, sendo esta 29.724 m³/s. Segue resumo na Tabela 22.

Tabela 22 – Valores pertinentes ao dimensionamento hidráulico da bacia de dissipação.

Vazão de projeto da Bacia (100 anos)	29724	m ³ /s
Cota de fundo da bacia de dissipação	26,40	m
G	9,81	m/s
Largura da bacia (B)	299,10	m
Vazão específica (q)	99,37848	m ³ /s/m
Velocidade na entrada da bacia (V ₁)	27,04	m/s
Tirante na entrada da bacia (h ₁)	3,68	m
Numero de Froude (Fr)	4,50	-
Tirante conjulgado (h ₂)	21,64	m
Comprimento do ressalto Hidráulico (Lr)	127,21	m

Fonte: Própria autora.

A cota de fundo da bacia de dissipação foi determinada de forma que sua influencia no calculo do número de Froude, gerasse um valor para o mesmo que respeitasse os limites determinados no “Manual de inventário Hidrológico de Bacias Hidrográficas”, MME *et al.* (2007), de $4,5 < Fr < 9$.

Para o cálculo da velocidade na entrada da bacia foi utilizada a equação:

$$V_1 = \sqrt{K \cdot 2 \cdot g \cdot (NA_{max} - CFb)} - 1$$

Onde:

V₁: Velocidade na entrada da bacia

g: Aceleração da gravidade

K: Coeficiente redutor da altura de energia ~ 0,97

NA_{max}: Nivel d'água máximo do reservatório

CFb: Cota de fundo da bacia de dissipação

A largura da bacia de dissipação é correspondente à largura total do vertedouro definida na Tabela 16 e apresentada novamente na Tabela 19, sendo ela dado de entrada ao cálculo do tirante na entrada da bacia, determinado pela equação:

$$h_1 = \frac{Q_{100}}{B * V_1}$$

Onde:

h_1 : Tirante na entrada da bacia

Q_{100} : Vazão centenária

B: Largura da bacia

O número de Froude, que gerou obviamente um valor maior que 1, tendo em vista que o limite inferior para os cálculos é de 4,5, caracterizou o escoamento supercrítico na entrada da bacia, dado que:

$F_r=1$: regime de escoamento crítico

$F_r>1$: regime de escoamento supercrítico

$F_r<1$: regime de escoamento subcrítico

Conforme “Hidráulica Básica”, PORTO (2006).

O número de Froude foi determinado meio da equação:

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

Onde:

F_r : Número de Froude

Tal como o tirante conjugado pela equação:

$$h_2 = \left(\frac{h_1}{2}\right) * (\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1)$$

Onde:

h_2 : Tirante conjugado

A determinação do comprimento do ressalto hidráulico, que irá determinar o comprimento necessário à bacia de dissipação, foi realizada por meio de:

$$L_r = 6 * h_2 + 0,75 * (CFca - CFbd) + 0,5 * R - 1,1$$

Onde:

CFca: Cota de fundo do canal de aproximação

R: Raio de curvatura na entrada da bacia de dissipação (m)

Com todos os cálculos realizados, definiu-se como apresentado na Tabela 22 o dimensionamento geral da bacia de dissipação, levando-se em consideração que o solo presente à jusante do barramento é de rocha como informado no “Estudos de Inventário Hidrelétrico dos Rios Tapajós e Jamanxim” ELETROBRAS *et al.* (2007), desta forma sendo interessante avaliar a possibilidade de aproveitar a composição do solo para redução da extensão da bacia, gerando assim a diminuição do uso de concreto e conseqüentemente, redução de custos.

5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para tornar-se exequível o dimensionamento hidráulico do vertedouro de uma usina hidrelétrica, deve ser entendido que não se trata de fazer o simples uso de fórmulas disponíveis nas mais diversas bibliografias pertencentes ao assunto, mas que é necessário compreender todas as etapas que antecedem sua realização.

Durante o desenvolvimento das análises realizadas para este trabalho verificou-se que para garantir um máximo de confiabilidade em cada estágio dos estudos, é indispensável que se sejam efetuados variados métodos de apreciação e consolidação de dados e que se adquira sensibilidade com relação a cada resultado com base no entendimento e domínio efetivo do teor das disciplinas envolvidas.

Na fase de estudos hidrológicos necessários ao dimensionamento do vertedouro, se deparou com a necessidade de realizar estudos ainda mais aprofundados para se conseguir a vazão máxima estimada para o dispositivo, como por exemplo, o estudo hidrológico de todo o estirão do Rio Tapajós, fato que dependeria um longo tempo, fugindo do escopo deste trabalho.

Para a concepção do vertedouro em si as dificuldades encontradas ficaram em função da adequação dos valores calculados dentro dos parâmetros exigidos tal como baseados em fatores secundários, como exemplo a consideração da elevação de custos da estrutura considerando o aumento de suas dimensões mesmo que na ordem dos centímetros, devendo desta forma haver percepção de quais as manipulações adequadas dos valores encontrados.

Pelo exposto, sugere-se para pesquisas futuras:

- Estudo do comportamento do nível d'água em todo o estirão do rio, considerando o efeito dos rios que desaguam no rio principal auxiliando na determinação da vazão máxima de projeto do vertedouro.
- Cálculo da estabilidade global da estrutura.
- Estudos de fetch no reservatório para determinação de borda livre da barragem.
- Estimativa de custos na execução da estrutura do vertedouro.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS. **Revista Brasileira de Engenharia**. Vol.3, nº1. Rio de Janeiro, RJ: ABRH. Maio 1985.
- BRASIL. **Lei nº 12.334**, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, Seção 1, 21 set. 2010, Página 1.
- CAMARGO CORREIA; ELETRONORTE; CNEC. **Estudos de Inventário Hidrelétrico dos Rios Tapajós e Jamaxim**. Relatório Final. Vol.1. Camargo Correia; Eletronorte; CNEC. Maio 2008.
- CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS, ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Out. 2003.
- CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS, ELETROBRÁS. **Guia para Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedores**. Mar.1987.
- CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. **Resolução nº 143**, de 10 de julho de 2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. MMA. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, Seção 1, 04 set. 2012, Página 149.
- CORPS OF ENGINEERS. **Hydraulic Design Criteria**. Waterways Experiment Station. Vicksburg, 1961.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS. **Barragem de Óros**. Disponível em: <<http://www.dnocs.gov.br/barragens/oros/oros.htm>>. Acesso em: 17 mar. 2015.
- GRAYBILL, F.; IVER, H.K.; BURDICK, R.K. - **Applied Statistics, a first course in Inference**, New Jersey, U.S.A. Prentice Hall. 1998.
- HIDROWEB. **Dados hidrológicos: Séries Históricas**. ANA. 2015
- ISO 31000:2009: **Gestão de riscos: Princípios e diretrizes** - Disponível em: <<file:///C:/Documents%20and%20Settings/58798/Meus%20documentos/Downloads/0000077796-ISO31000.pdf>>. Acesso em: 24 mar. 2015.
- JACCON, Gilberto; CUDO, Kazimierz. **Hidrologia – Curva Chave: Análise e traçado**. Brasília: MME; DNAEE. 1989.

- KYTE, G.W. **Frequency and Risk Analyses in Hidrology**, 2. ed., Fort Collins, Colorado, U.S.A.: Water Resources Publications, 1978.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA, CEPEL. **Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas**. Rio de Janeiro: MME; CEPEL. 2007.
- NAGUETTINI, Mauro; PINTO, Éber José de Andrade. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007.
- PINTO, Nelson L. de Souza; HOLTZ, Antonio Carlos Tatit; MARTINS, José Augusto; GOMIDE, Francisco Luiz Sibut. **Hidrologia Básica**. São Paulo, SP: Edgard Blücher. 2011.
- PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**, 4 ed, São Carlos, SP: EESC; USP. 2006.