

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS
GERAIS - *CAMPUS* SANTA LUZIA

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Stella Almeida Fernandes Brito

**PROPOSTA DE REABILITAÇÃO HIDRÁULICA DO SISTEMA EXTRAVASOR DA
PCH PEDRA DO GARRAFÃO UTILIZANDO VERTEDOIRO EM TECLA DE
PIANO (PKW)**

Santa Luzia

2025

STELLA ALMEIDA FERNANDES BRITO

**PROPOSTA DE REABILITAÇÃO HIDRÁULICA DO SISTEMA EXTRAVASOR DA
PCH PEDRA DO GARRAFÃO UTILIZANDO VERTEDOURO EM TECLA DE
PIANO (PKW)**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil apresentado ao Instituto Federal de Minas Gerais - *Campus* Santa Luzia como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Augusto de Miranda

Santa Luzia

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

B86p Brito, Stella Almeida Fernandes.

Proposta de reabilitação hidráulica do sistema extravasor da PCH Pedra do Garrafão utilizando vertedouro em tecla de piano (PKW)./ Stella Almeida Fernandes Brito. - 2025.

88 f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais - Campus Santa Luzia, 2025.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Augusto de Miranda.

1Segurança de barragens. 2. Riscos hidrológicos. 3. Vertedouros. I. Souza, Leandro de Aguiar e. II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais – Campus Santa Luzia, MG. III. Título.

CDU:627.83



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS GERAIS
Campus Santa Luzia

Diretoria de Ensino, Pesquisa e Extensão
Docência Eixo Tecnologias- TEC 2 (Tecnologias, Estruturas)
Rua Érico Veríssimo, 317 - Bairro Londrina - CEP 33115-390 - Santa Luzia - MG
3136343910 - www.ifmg.edu.br

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Aos doze dias do mês de maio de dois mil e vinte e cinco, às 17h, reuniram-se, em sessão pública, os membros da banca composta pelo Prof. Daniel Augusto de Miranda (orientador), Instituto Federal de Minas Gerais – *Campus* Santa Luzia, Verônica Bernardes de Souza Léo (avaliadora interna) e Glauco Gonçalves Dias (avaliador externo), para avaliar o Trabalho de Conclusão do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil intitulado **Proposta de reabilitação hidráulica do sistema extravasor da PCH Pedra do Garrafão utilizando vertedouro em tecla de piano (PKW)**, apresentado pela discente **Stella Almeida Fernandes Brito**. A banca examinadora, tendo terminado a apresentação do conteúdo do Trabalho de Conclusão de Curso, passou à arguição da candidata. Em seguida, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre o trabalho apresentado pela discente, tendo sido **aprovada** com nota **94,5**. A estudante terá o prazo de 15 dias para realizar as correções sugeridas pela banca e enviar a versão final ao orientador, sendo a verificação das modificações sugeridas de responsabilidade do orientador. O não envio da versão final corrigida implicará na impossibilidade de solicitação do diploma por parte da discente. Nada mais havendo a tratar a defesa foi encerrada e eu, Daniel Augusto de Miranda, lavrei a presente ata que, após lida e aprovada, foi assinada por todos os membros da banca.

Santa Luzia, 12 de maio de 2025.

Documento assinado digitalmente
gov.br DANIEL AUGUSTO DE MIRANDA
Data: 12/05/2025 19:06:04-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Daniel Augusto de Miranda (orientador)

Documento assinado digitalmente
gov.br STELLA ALMEIDA FERNANDES BRITO
Data: 13/05/2025 08:00:44-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Stella Almeida Fernandes Brito (estudante)



Documento assinado digitalmente
VERONICA BERNARDES DE SOUZA LEO
Data: 12/05/2025 18:51:19-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Verônica Bernardes de Souza Léo
(avaliadora interna)



Documento assinado digitalmente
GLAUCO GONCALVES DIAS
Data: 12/05/2025 20:44:33-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Glauco Gonçalves Dias (avaliador externo)

RESUMO

Eventos hidrológicos extremos, como secas severas e enchentes, vêm se intensificando, impondo desafios significativos à segurança hídrica global. Esses fenômenos impactam diretamente a gestão de recursos hídricos, tornando essencial a adaptação de infraestruturas hidráulicas existentes. No Brasil, apesar da abundância hídrica e da elevada participação das fontes renováveis na matriz energética — com destaque para a geração hidrelétrica — muitos projetos foram implantados com séries históricas limitadas. Com o avanço das tecnologias de monitoramento e modelagem hidrológica, evidenciou-se que diversas barragens possuem vertedouros subdimensionados, o que aumenta o risco de falhas estruturais diante de cheias intensas. Neste contexto, torna-se indispensável a realização de avaliações de risco que permitam verificar se as barragens — tanto as já existentes quanto as futuras — estão em conformidade com os critérios de segurança estabelecidos ou se demandam intervenções, como o reforço estrutural e o aumento da capacidade de vertimento. Esta monografia apresenta um estudo de caso da PCH Pedra do Garrafão, com o objetivo de analisar as alterações nas vazões de projeto e capacidade de descarga do vertedouro existente, a partir da atualização dos estudos hidrológicos, considerando um período de retorno decamilenar. A metodologia adotada foi dividida em quatro etapas: (i) revisão bibliográfica, com levantamento de referências técnicas e acadêmicas sobre vertedouros labirinto e do tipo *Piano Key Weir* (PKW); (ii) caracterização da área de estudo e atualização hidrológica, com definição das vazões de cheia e elaboração da curva de descarga do vertedouro atual; (iii) modelagem e dimensionamento de um vertedouro PKW, com base em parâmetros geométricos e coeficientes de descarga dos estudos de Kabiri-Samani e Javaheri (2012); e (iv) comparação entre o desempenho hidráulico do vertedouro labirinto atualmente em operação e um vertedouro do tipo Piano Key Weir (PKW), propondo este último como alternativa para a reabilitação hidráulica da estrutura. Os resultados indicaram um aumento de aproximadamente 34% na vazão decamilenar estimada ($1.679 \text{ m}^3/\text{s}$), em relação ao valor anteriormente adotado nos estudos iniciais ($1.250 \text{ m}^3/\text{s}$). A capacidade de descarga do vertedouro labirinto atual, verificada como $966,73 \text{ m}^3/\text{s}$, mostrou-se insuficiente frente à nova vazão de cheia. O vertedouro PKW dimensionado, mesmo ocupando cerca de metade do comprimento do labirinto, apresentou desempenho hidráulico equivalente. Além disso, o PKW manteve a lâmina d'água abaixo da crista da barragem, enquanto o labirinto apresentou leve galgamento. Ainda que nenhum dos modelos atendessem plenamente ao critério de borda livre mínima, o PKW demonstrou uma

condição mais favorável à segurança, com possibilidade de ajuste estrutural por meio do alteamento da crista em 44 cm.

Palavras-chave: Segurança de barragem. Riscos hidrológicos. Período de retorno. Extravasores. Vertedouros em tecla de piano (PKW).

ABSTRACT

Extreme hydrological events, such as severe droughts and floods, have been intensifying, posing significant challenges to global water security. These events directly impact water resource management, highlighting the need to adapt existing hydraulic infrastructure. In Brazil, despite the abundance of water resources and the prominent role of renewable sources in the energy matrix—particularly hydroelectric power—many projects were developed using limited historical data series. With advancements in hydrological monitoring and modeling technologies, it has become evident that several dams have undersized spillways, which increases the risk of structural failure during extreme flood events. In this context, conducting risk assessments is essential to determine whether both existing and planned dams meet established safety criteria or require interventions, such as structural reinforcement or increased discharge capacity. This monograph presents a case study of the Pedra do Garrafão Small Hydropower Plant, with the objective of analyzing changes in design flow rates and the discharge capacity of the existing spillway, based on updated hydrological studies considering a ten-thousand-year return period. The adopted methodology was divided into four stages: (i) a literature review, including technical and academic references on labyrinth and Piano Key Weir (PKW) spillways; (ii) characterization of the study area and hydrological update, including flood discharge estimation and the current spillway's rating curve; (iii) modeling and design of a PKW spillway, based on geometric parameters and discharge coefficients proposed by Kabiri-Samani and Javaheri (2012); and (iv) a comparative analysis between the hydraulic performance of the existing labyrinth spillway and a proposed PKW, considering the latter as a potential rehabilitation solution for the structure. The results indicated an estimated 10,000-year flood discharge of 1,679 m³/s — approximately 34% higher than the value previously adopted in the original studies (1,250 m³/s). The current labyrinth spillway's verified discharge capacity of 966.73 m³/s proved insufficient for the updated design flood. The proposed PKW, occupying only about half the length of the labyrinth, showed equivalent hydraulic performance. Furthermore, the PKW maintained the upstream water level below the dam crest, while the labyrinth exhibited slight overtopping. Although neither configuration fully met the minimum freeboard criterion, the PKW presented a comparatively safer condition, with the potential for structural adequacy through a crest elevation increase of 44 cm.

Keywords: Dam safety. Hydrological Risks. Recurrence intervals. Spillways. Piano Key Weir (PKW).

Sumário

1. INTRODUÇÃO	11
2. OBJETIVOS	13
2.1. Geral.....	13
2.2. Específicos	13
3. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA.....	14
4. REFERENCIAL TEÓRICO	17
4.1 A segurança hidrológica de barragens.....	17
4.2. Avaliação da capacidade hidráulica de vertedouros no contexto da segurança de barragens	18
4.3. Classificação dos vertedouros	20
4.4. Tipos de vertedouros em barragens.....	21
4.5. Escolha de um vertedouro	26
4.6. Princípios hidráulicos básicos	27
4.6.1 <i>Escoamento sobre vertedouros</i>	29
4.7. Vertedouro do tipo labirinto.....	31
4.7.1. <i>Introdução</i>	31
4.7.2. <i>Geometria</i>	32
4.7.3. <i>Determinação da capacidade de descarga</i>	35
4.8. Vertedouro em tecla de piano (<i>PK weir</i>).....	35
4.8.1. <i>Evolução histórica dos vertedouros do tipo labirinto e tecla de piano</i>	35
4.8.2. <i>Características estruturais e funcionais</i>	38
4.8.2.1. Geometria.....	38
4.8.2.2. Tipos.....	40
4.8.3. <i>Descrição do escoamento no PKW</i>	42
4.8.4. <i>Determinação da capacidade de descarga</i>	43
5. METODOLOGIA	50
5.1. Caracterização da área de estudo	51
5.2. Determinação das vazões afluentes à PCH Pedra do Garrafão	53
5.3. Determinação da capacidade de descarga do vertedouro labirinto	55
6. RESULTADOS E DISCUSSÃO	59
6.1. Determinação das vazões afluentes à PCH Pedra do Garrafão	59
6.2. Determinação da capacidade de descarga do vertedouro labirinto	66
6.3. Definição dos parâmetros de modelagem para o PKW	70

6.3.1 <i>Determinação da capacidade de descarga do vertedouro PKW</i>	73
6.3.2 <i>Comparação entre as curvas de descarga do vertedouro labirinto e PKW</i>	74
6.3.3 <i>Verificação da borda livre para o PKW</i>	76
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
REFERÊNCIAS	80
ANEXO A.....	87
ANEXO B	88

1. INTRODUÇÃO

O aumento da intensidade e da recorrência de eventos como secas severas, enchentes e mudanças nos regimes de chuvas dificultam o planejamento hídrico e a gestão ambiental e representam um desafio crescente para a segurança hídrica. Essas alterações comprometem tanto a disponibilidade quanto a qualidade dos recursos hídricos, afetando diretamente o abastecimento para consumo humano, atividades agrícolas e industriais (Piasentin, 2010).

Conforme Carvalho (2010), o Brasil, por sua abundância em recursos hídricos, tornou-se um país propício para o aproveitamento hidrelétrico e outros projetos que exigem a construção de barramentos. O levantamento do potencial hidrelétrico teve início na década de 1950, impulsionado pelo avanço dos estudos em geotecnia. Nesta época, muitas bacias que situavam em regiões pouco povoadas possuíam registros limitados de descarga líquida resultando em dados escassos sobre os níveis limnimétricos dos rios. Como consequência, diversos projetos hidráulicos foram implantados com séries históricas inferiores a 50 anos, apresentando consideráveis limitações na estimação das vazões de projeto e consequentemente, a adequação do dimensionamento dos órgãos extravasores.

Atualmente, com o avanço tecnológico e a ampliação da rede de monitoramento hidrológico, há um volume significativamente maior de dados disponíveis para o cálculo das vazões de projeto. Esse aprimoramento evidencia que algumas barragens mais antigas podem ter sido projetadas com órgãos extravasores subdimensionados, elevando o risco de insuficiência em eventos extremos. Para além disso, devido ao aumento das vazões de cheias e às exigências mais rigorosas de segurança de barragens, muitas estruturas existentes necessitam de reabilitação para melhorar sua capacidade hidráulica (ASDSO, 2023).

Nesse contexto, os vertedouros do tipo *Piano Key Weir* (PKW) emergem como uma alternativa eficiente para a reabilitação e modernização de barragens existentes proporcionando maior capacidade de extravasamento sem a necessidade de grandes alterações estruturais. De acordo com Miranda (2010), eles representam uma evolução dos vertedouros labirinto tradicionais, que, apesar de eficazes e utilizados há mais de 40 anos, apresentam limitações especialmente para vazões específicas acima de $20 \text{ m}^3/\text{s.m}$, devido ao alto custo associado às paredes elevadas necessárias para seu funcionamento. Além disso, sua geometria exige uma base muito larga, o que dificulta a instalação sobre a crista de barragens de gravidade convencionais (Ouamane e Lempérière, 2003). Como consequência dessas limitações, os vertedouros labirinto são aplicados em menos de 0,1% dos vertedouros existentes.

Diante do exposto, este trabalho desenvolveu um estudo de caso da PCH Pedra do Garrafão com o objetivo de reavaliar as vazões de projeto e a capacidade de descarga do vertedouro atualmente em operação, a partir da atualização dos estudos hidrológicos considerando um período de retorno decamilenar. A adoção desse período, superior ao originalmente previsto no projeto (1.000 anos), justifica-se pela presença contínua de ocupações humanas a jusante da barragem, o que exige critérios mais rigorosos de segurança para o dimensionamento da capacidade extravasora. Adicionalmente, buscou-se comparar o desempenho hidráulico do vertedouro labirinto existente com o de um vertedouro do tipo *Piano Key Weir* (PKW), propondo este último como alternativa para a reabilitação hidráulica da estrutura.

2. OBJETIVOS

2.1. Geral

Propor a reabilitação hidráulica do sistema extravasor da Barragem Pedra do Garrafão, para atendimento da vazão de projeto com recorrência decamilenar, por meio da implantação de um vertedouro em tecla de piano (PKW).

2.2. Específicos

- Executar estudo hidrológico e hidráulico da PCH Pedra do Garrafão para o período de retorno decamilenar;
- Verificar a capacidade de descarga do vertedouro existente na barragem objeto do estudo;
- Obter a curva de descarga e avaliar se a borda livre do vertedouro em operação atende aos Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas preconizados pela Eletrobrás.
- Dimensionar os parâmetros geométricos construtivos para o PKW com base em valores apresentados pela literatura no que se referem a projetos existentes e dentro das limitações geométricas do vertedouro atual;
- Obter a curva de descarga para o PKW, através de equações de Kabiri-Samani e Javaheri;
- Comparar a capacidade de descarga do PKW dimensionado em relação ao vertedouro labirinto existente, tendo como referência a vazão de projeto para recorrência decamilenar;
- Avaliar se a borda livre resultante da possível construção do PKW atende aos Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas preconizados pela Eletrobrás.

3. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

Uma das principais causas de falhas em barragens é a incapacidade de escoar de forma segura grandes volumes de cheias que transitam pelo reservatório. Os colapsos relacionados a condições hidrológicas podem ocorrer de maneira repentina, com o rompimento total da estrutura, ou de forma mais gradual, caracterizada por uma erosão progressiva e um rompimento parcial. Os modos de falha mais comuns associados a essas condições incluem o galgamento (erosão provocada pelo transbordamento), a deterioração dos vertedouros, erosão interna, além da sobrecarga dos componentes estruturais da barragem (FEMA, 2013). Os vertedouros, estruturas projetadas para controlar e liberar o escoamento de água para jusante, desempenham um papel crucial nesse contexto. Eles são dimensionados não apenas para evitar o transbordamento e proteger a integridade da barragem, mas também para regularizar vazões ecológicas, garantindo a manutenção dos ecossistemas.

De acordo com Eletrobrás (1995), as estruturas extravasoras devem ser dimensionadas para acomodar a descarga de projeto amortecida no reservatório, que deverá ser determinada por estudos hidrológicos e validada através de modelagens em escala reduzida. Com base nesses estudos e nos níveis d'água tanto no reservatório quanto a jusante, poderá ser definida a geometria das estruturas e dos dispositivos de dissipação de energia permanentes e provisórios, seguindo rigorosamente os critérios de projeto estabelecidos.

Em 2023, o Brasil foi destacado como o país com a maior participação de fontes renováveis entre os membros do G20, conforme relatado pela UOL (2024). De acordo com dados da Ember (2025), 89% da energia elétrica gerada no país provêm de fontes renováveis, sendo que 60% desse total são originados de usinas hidrelétricas.

O desenvolvimento do potencial elétrico do Brasil começou a ser explorado a partir da década de 1950, impulsionado pela evolução da mecânica dos solos e pelos estudos pioneiros de Karl Terzaghi. Nessa época, as bacias hidrográficas brasileiras ainda eram pouco monitoradas, resultando em uma escassez de dados históricos. Consequentemente, os dados utilizados para a elaboração dos projetos hidráulicos possuíam registros limitados, geralmente com menos de 50 anos de duração e metodologias alternativas como, técnicas de correlação, para obtenção dos valores de cheia foram adotadas (Piasentin, 2010).

Além disso, as cheias de projeto dos empreendimentos não consideravam o risco de ruptura em cascata. Esse fator só foi levado em conta após o acidente envolvendo a UHE Euclides da Cunha e a Barragem do Limoeiro, no Rio Pardo. Segundo ABGE (2017), em 20 de janeiro de 1977, uma tromba d'água atingiu o Rio Pardo e falhas operacionais fizeram com que

o nível de água do reservatório da UHE Euclides da Cunha (SP) elevasse até galgar a barragem. A Barragem do Limoeiro, localizada a jusante, sofreu com o galgamento de seus maciços de terra em ambas as margens, o que resultou em uma intensa erosão do talude de jusante.

Esse incidente foi um marco para o aprimoramento da análise de segurança das barragens no Brasil, levando à inclusão da ruptura em cascata como uma consideração crítica nos projetos subsequentes.

De acordo com o Boletim 172 da *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2016), nos últimos anos, o avanço das tecnologias voltadas para o *design*, construção e operação de vertedouros tem priorizado, sobretudo, aspectos de segurança e eficiência econômica. Esses dispositivos são componentes essenciais em projetos de barragens, assegurando a proteção adequada contra os impactos de enchentes e fluxos que ultrapassam a capacidade de descarga das demais estruturas da barragem. Contudo, cada projeto de barragem apresenta particularidades únicas, o que demanda a escolha criteriosa de vertedouros específicos. Como resultado, surgiram diversas abordagens para identificar e determinar a solução mais adequada de vertedouro para cada situação, otimizando tanto o desempenho quanto a segurança do empreendimento.

Nesse contexto, os vertedouros em zigue-zague surgem como uma alternativa eficiente para a ampliação da capacidade de extravasamento, superando métodos tradicionais. Segundo *Bureau of Reclamation* (1987), seu uso é especialmente vantajoso quando a largura do vertedouro é fixa, os níveis de água a montante são limitados e é necessário escoar grandes vazões. A configuração em labirinto, por exemplo, permite aumentar significativamente o comprimento da crista, o que possibilita a passagem de maiores vazões com menor carga hidráulica. São particularmente indicados para reservatórios, tanto como vertedouros principais quanto auxiliares, sendo uma solução eficaz quando há aumento na vazão de projeto de cheia ou limitação na capacidade de vertedouros existentes.

A relevância do tema está relacionada ao fato de o risco hidrológico representar um dos principais fatores associados à ruptura de barragens, sendo, portanto, um elemento central nas discussões sobre o tema de segurança de barragens. A definição das vazões de projeto, conforme destacado por Collischonn (2023), está sujeita a diversas incertezas — desde limitações nos dados medidos até variações estatísticas e espaciais (relacionadas à transposição dos dados do ponto de monitoramento hidrológico para o local específico de interesse, como o vertedouro de uma barragem).

Diante das incertezas existentes e do agravamento dos eventos extremos, torna-se imprescindível a reavaliação contínua da capacidade hidráulica dos vertedouros. Essa medida

visa mitigar os riscos associados à possibilidade de falhas durante ocorrências adversas, cujas consequências frequentemente envolvem prejuízos econômicos, sociais e ambientais de natureza irreversível.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 A segurança hidrológica de barragens

Num primeiro momento, as estruturas conhecidas como barragens foram originalmente construídas com o objetivo de suprir as necessidades de abastecimento de água para a população. Entretanto, ao longo do tempo, essas estruturas adquiriram múltiplas finalidades, desempenhando papéis essenciais na produção de energia elétrica, irrigação, controle do escoamento de água, navegação, aquicultura, atividades recreativas e turísticas, além de se tornarem locais para o descarte de rejeitos provenientes da mineração e acúmulo de resíduos líquidos industriais (SNISB, 2023).

Um projeto bem planejado, construído e operado pode minimizar o risco de inundações em áreas a jusante ao armazenar temporariamente as águas de enchente e reduzir os picos de vazão em regiões vulneráveis e de baixa altitude, mesmo quando a barragem não é especificamente projetada para a mitigação de enchentes. No entanto, o represamento de água atrás da barragem também pode representar riscos para as áreas a jusante, devido à possibilidade de liberação incontrolada do reservatório causada por falhas na estrutura da barragem, o que pode resultar em um pico de vazão muito maior do que qualquer evento natural de inundação (FEMA, 2013).

Embora as barragens possam trazer benefícios significativos, é importante salientar que a construção e a operação desses empreendimentos não estão isentas de incertezas ao longo de sua vida útil. As alterações nas condições ambientais como variações climáticas, mudanças nos padrões de precipitação e eventos extremos podem resultar no aumento do volume de água armazenada nas barragens. Em muitos casos, as obras hidráulicas, em especial as estruturas de vertedouro, não foram projetadas para suportar novas demandas, o que pode causar efeitos adversos e comprometer a estabilidade da barragem.

Sendo o galgamento o principal modo de falha responsável pela ruptura de barragens no mundo, os critérios de segurança atuais tornaram-se ainda mais rigorosos a partir das experiências existentes (ASDSO, 2024). A revisão das metodologias de estimativa de vazão, juntamente com a crescente disponibilidade de dados meteorológicos, reforça a necessidade de revisar e atualizar projetos antigos a partir dos estudos hidrológicos. O objetivo dessas reavaliações é identificar se intervenções nas estruturas hidráulicas são necessárias para aumentar a capacidade de vazão das barragens, de forma a permitir um vertimento controlado

durante eventos de cheias mais intensos e, assim, garantir a integridade das estruturas diante de cenários climáticos cada vez mais imprevisíveis.

4.2. Avaliação da capacidade hidráulica de vertedouros no contexto da segurança de barragens

Conforme Falvey (2003), a maioria dos vertedouros consiste em algum tipo de barramento, que geralmente é posicionado de forma perpendicular à direção do escoamento de água. Os parâmetros mais relevantes para determinar a capacidade hidráulica de um barramento incluem a sua altura em relação à profundidade da água a montante, o formato e o comprimento da crista. Neste contexto, a "capacidade" refere-se à vazão ou descarga que o vertedouro consegue liberar para uma determinada profundidade de água sobre a crista. Entre esses parâmetros, o comprimento da crista se destaca como o fator com maior influência na capacidade de descarga do vertedouro, uma vez que ele afeta diretamente a área útil disponível para o escoamento da água.

A segurança de uma barragem está intrinsecamente ligada à eficiência e à confiabilidade de seus sistemas de extravasamento, especialmente dos vertedouros. Esses dispositivos desempenham um papel crucial ao garantir que a Cheia Afluente de Projeto (CAP) seja devidamente controlada, considerando o amortecimento hidráulico das cheias, sem que o nível do reservatório ultrapasse a cota da borda livre, evitando assim situações de risco estrutural e operacional, como o galgamento da barragem (ANA, 2016b).

Para isso, é essencial que a capacidade de descarga dos vertedouros e demais dispositivos de extravasamento seja minuciosamente projetada e analisada. A elaboração das curvas-chave, que relacionam a vazão com o nível d'água, é indispensável e deve ser ajustada de acordo com as condições reais de operação das estruturas. Essas avaliações devem ser realizadas com base em estudos hidráulicos, inspeções periódicas e dados coletados durante a operação normal do empreendimento.

O artigo 10º da Política Nacional de Segurança de Barragens (Brasil, 2010) estabelece que, durante a Revisão Periódica de Segurança de Barragens, é indispensável avaliar o estado geral de segurança da estrutura, considerando os avanços no estado da arte relacionados aos critérios de projeto, a atualização dos dados hidrológicos e eventuais alterações nas condições a montante e a jusante da barragem.

O conteúdo mínimo exigido para a revisão pode variar conforme o órgão fiscalizador responsável. No caso específico de barragens hidrelétricas, que são o foco desta

monografia, a Resolução nº 1.064 da Agência Nacional de Energia Elétrica (BRASIL, 2023) detalha exigências adicionais. Entre os principais aspectos a serem analisados estão:

- a) **revisão e atualização dos estudos hidrológicos:** essencial para a determinação de vazões extremas e para a verificação da capacidade dos dispositivos de descarga em laminar a cheia de projeto, considerando os tempos de recorrência (TR) definidos para cada barragem.
- b) **análise estrutural e funcional:** inclui a avaliação detalhada das condições das estruturas da barragem, como comportas de vertedouro e o sistema de adução, abrangendo tanto aspectos de segurança quanto o funcionamento dos mecanismos de acionamento.

Esses estudos e análises são fundamentais para garantir que a barragem seja capaz de operar com segurança, mesmo sob condições extremas, como eventos hidrológicos intensos. Além disso, a revisão periódica também contribui para identificar necessidades de manutenção, reforço estrutural ou atualizações tecnológicas, promovendo a longevidade e a eficiência do empreendimento.

Segundo o Boletim 172 da ICOLD (2016), a caracterização de uma cheia de projeto de vertedouros geralmente requer:

- O período de retorno (TR) de diferentes valores de pico;
- O volume de água associado aos valores de pico da cheia;
- A CMP (Cheia Máxima Provável), um valor determinístico assumido como a máxima cheia absoluta possível de ser gerada no local do projeto.

Historicamente, no Brasil, o padrão é derivar um período de retorno de 10.000 anos a partir de dados hidrológicos observados. No entanto, é amplamente reconhecido que eventos extremos observados têm alterado as curvas de probabilidade inicialmente definidas para o projeto de vertedouros. Isso tem resultado em estruturas subdimensionadas, exigindo ações por parte dos proprietários/operadores de barragens.

Como alternativa, existem métodos físicos, como a Cheia Máxima Provável (CMP), derivada da Precipitação Máxima Provável (PMP). Contudo, este método não é comum no Brasil, pois requer dados de alta qualidade e um esforço computacional significativo para modelar e converter a precipitação em enchentes nas grandes bacias hidrográficas brasileiras.

Geralmente, expansões na capacidade de descarga são muito caras e apresentam riscos significativos associados, incluindo obras civis próximas à barragem, escavação,

drenagem do reservatório, além de diversos fatores ambientais e sociais. A decisão de expandir a capacidade de descarga por parte dos operadores de barragens não é simples e deve levar em consideração muitos fatores, como os mencionados acima, mas não se limita a eles.

4.3. Classificação dos vertedouros

Os vertedouros podem ser classificados com base em diversos critérios, incluindo os materiais de construção, a localização, as condições de operação, entre outros aspectos.

No que diz respeito aos materiais utilizados em sua construção, eles podem ser executados em concreto (mais usual), gabiões, alvenaria, aço ou madeira, sendo a escolha do material influenciada por fatores como o tipo de barragem, as condições hidráulicas e os custos envolvidos no projeto.

Dependendo do projeto, um único vertedouro não é suficiente para a passagem da vazão estimada, sendo assim, é necessária a utilização de mais de um tipo de vertedouro. Baptista e Lara (2014) ressaltam que, de acordo com as condições de operação, os vertedouros podem ser classificados como de serviço ou de emergência. O vertedouro de serviço é projetado para a descarga de vazões regulares e frequentes, enquanto o vertedouro de emergência é reservado para o escoamento de grandes volumes de água em situações excepcionais, como em períodos de cheias extremas.

Outra forma de classificar os vertedouros está relacionada à sua localização, podendo ser implantados diretamente no corpo da barragem ou de forma independente. De acordo com a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2016a), em barragens de aterro ou enrocamento, é comum que o vertedouro seja construído de forma independente, como em canais ou túneis, devido à possibilidade de recalques diferenciais que podem comprometer a estabilidade da estrutura. Por outro lado, em barragens de concreto, os vertedouros podem ser integrados ao corpo da barragem, apresentando variações em sua classificação conforme a posição de instalação em relação ao reservatório: superfície, meio-fundo ou fundo.

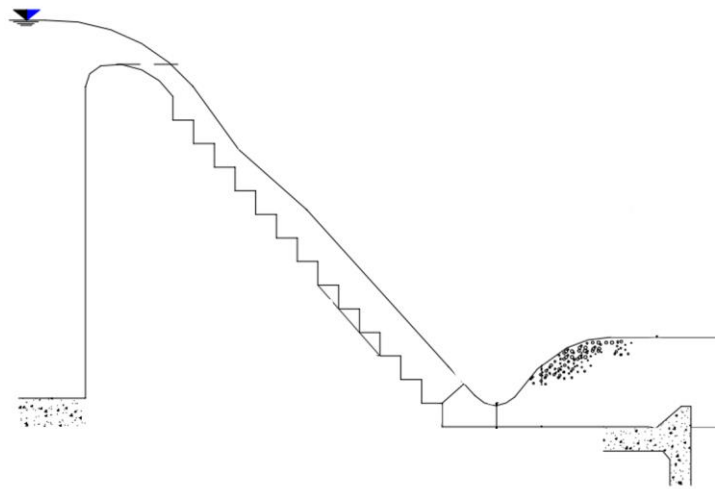
A classificação dos vertedouros com base nas condições de funcionamento hidráulico está relacionada à presença de dispositivos de controle de vazão, como comportas. Dessa forma, os vertedouros podem ser categorizados como de descarga controlada, quando possuem comportas, ou de descarga não controlada, na ausência desses dispositivos. Além disso, essa classificação também pode ser tipificada como os vertedores de superfície, ou vertedores simples, e os vertedores em carga, que apresentam características distintas de operação e escoamento (Baptista e Lara, 2014).

4.4. Tipos de vertedouros em barragens

Os vertedouros simples, também conhecidos como de crista livre, representam uma das alternativas mais básicas e amplamente utilizadas em projetos de barragens. Eles são recomendados principalmente para barragens de pequeno porte, onde as vazões de projeto são reduzidas, ou em barragens de concreto com grande extensão de crista, devido à sua limitada capacidade de escoamento. Este tipo de vertedouro é composto por uma soleira elevada com a crista arredondada posicionada no nível de água normal, permitindo que a lâmina de água escoe diretamente por sua parte superior. A face de jusante, por sua vez, apresenta uma inclinação quase vertical, favorecendo o fluxo do escoamento (Baptista e Lara, 2014).

Uma configuração comumente adotada para crista livre é o vertedor em forma de ogiva, como o modelo Creager ou o WES (Figura 1), cuja base robusta é projetada para acompanhar o contorno da lâmina d'água. Esse design hidrodinâmico oferece uma excelente capacidade de escoamento, tornando-o ideal para grandes represas. Conforme Roselli (2012), o objetivo desse tipo é igualar a pressão em todos os pontos da superfície à pressão atmosférica.

Figura 1 - Vertedouro com soleira tipo WES com paramento em degraus.

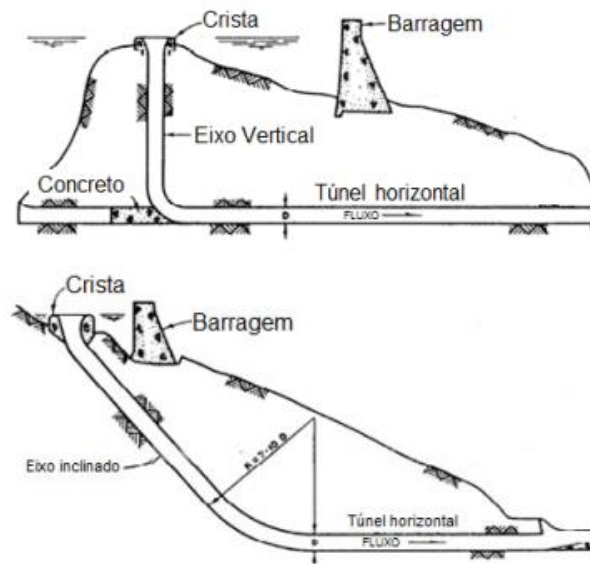


Fonte: Adaptado de Simões (2008)

O vertedouro tipo tulipa, caso específico de vertedouro simples, utilizado em barragens de terra, possui um formato em funil que direciona a água para uma tubulação vertical (*shaft*), que pode ser inclinada ou não, conforme apresentado na Figura 2. Essa tubulação é seguida por um conduto horizontal que conduz a água até o ponto de deságue. Este modelo é especialmente adequado para locais onde a construção de outras variantes de vertedouros não é viável, devido às limitações de espaço ou condições geográficas. A eficiência do vertedouro

tipo tulipa é significativamente aumentada quando são adicionados dispositivos que previnem a formação de vórtices, garantindo um escoamento contínuo e estável, essencial para a segurança e funcionamento da barragem (Oliveira, 2004).

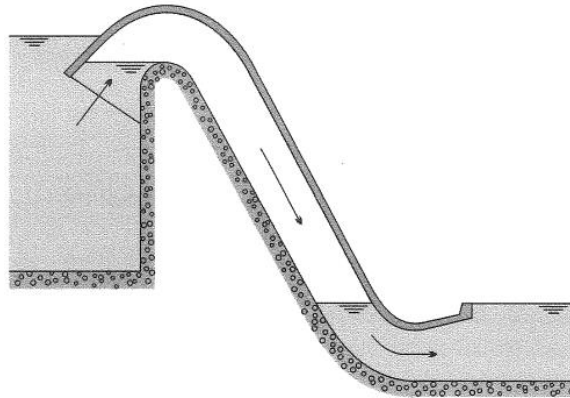
Figura 2 - Vertedouro tipo tulipa.



Fonte: *Bureau of Reclamation* (1987) *apud* Roselli (2012).

Outro caso específico é o vertedouro tipo sifão (Figura 3). Conforme *Bureau of Reclamation* (1987), este modelo é projetado com uma tubulação curvada em forma de "U" invertido, permitindo que opere de maneira quase contínua, graças ao princípio de sifonagem. Ao contrário dos vertedouros tradicionais, que dependem da altura da água para o escoamento, o vertedouro sifão utiliza a sucção gerada pela tubulação preenchida para permitir o escoamento constante de água, independentemente da altura da lâmina d'água. No entanto, esse tipo de vertedouro apresenta limitações quanto à capacidade de vazão e ao desnível da instalação, já que o fenômeno de cavitação pode ocorrer sob certas condições (Baptista e Lara, 2014).

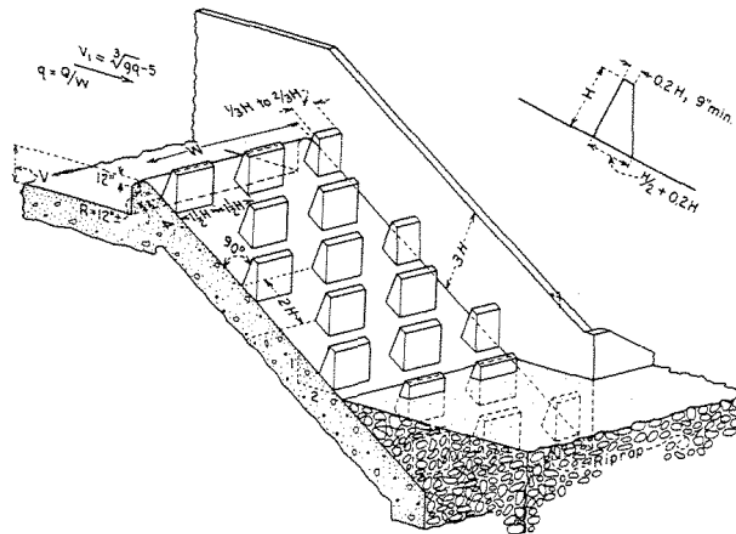
Figura 3 - Vertedouro tipo sifão.



Fonte: Adaptado de Chadwick e Morfett (1991) *apud* Baptista e Lara (2014).

Por outro lado, os vertedores de soleira dentada (Figura 4) atuam na dissipação de energia ao longo do escoamento, sendo apropriados para barragens onde a construção de bacias dissipadoras não é viável.

Figura 4 – Vertedouro de soleira dentada.



Fonte: Adaptado de *Bureau of Reclamation* (1987).

Oliveira (2004) enfatiza que em áreas onde o espaço é limitado, são utilizadas soluções como o vertedor do tipo canal lateral (Figura 5). Nesse sistema, a soleira de controle é instalada de maneira paralela ao canal de descarga, otimizando o aproveitamento do espaço disponível. O tipo de canal de descarga, frequentemente utilizado em barragens de terra, é instalado perpendicularmente ao eixo da barragem e consiste em diversas estruturas, como o canal de aproximação, o dispositivo de controle, a estrutura de dissipação e o canal de saída.

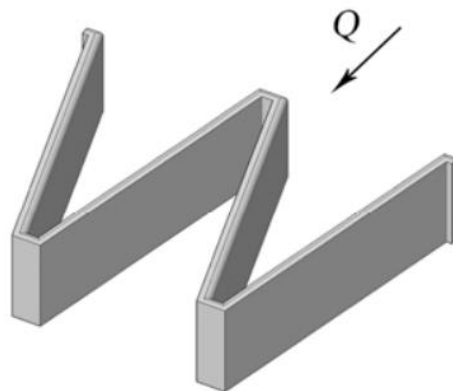
Figura 5 - Vertedouro do tipo canal lateral da barragem de Taió (SC).



Fonte: Portal educadora (2018).

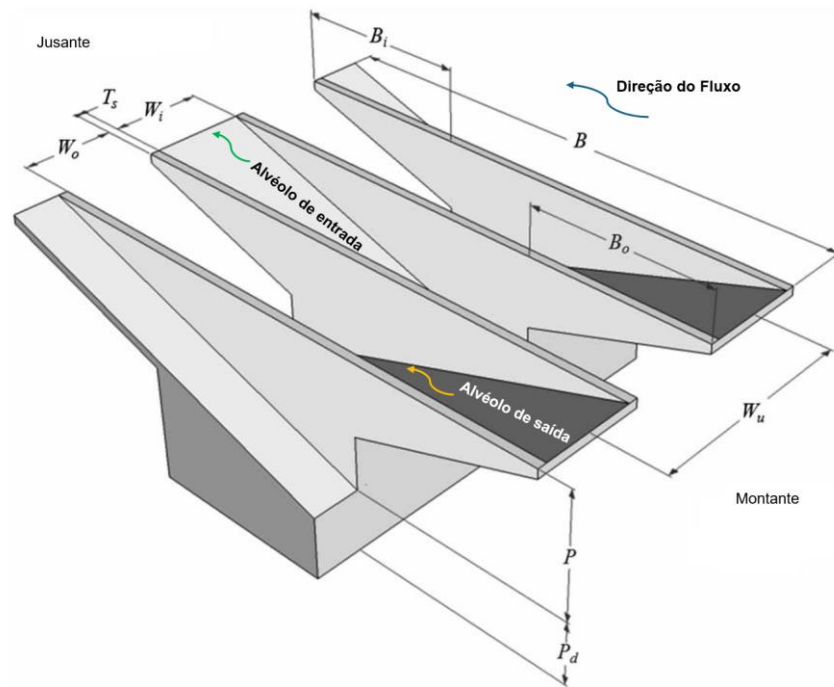
Ainda existem os vertedouros do tipo labirinto (Figura 6), que se caracterizam por uma estrutura poligonal com diferentes configurações geométricas, compostos por ciclos repetidos, o que resulta em um desenvolvimento maior da crista em comparação com um vertedouro frontal, ocupando a mesma largura (Crookston, 2010). Além disso, uma evolução desse modelo começou a ser desenvolvida e estudada recentemente, isto é, no final da década de 1990: o vertedouro em tecla de piano (*Piano Key Weir - PKW*), que é o foco deste trabalho e será detalhadamente abordado nos próximos tópicos. Este tipo de vertedouro, representado pela Figura 7, apresenta vantagens notáveis em termos de capacidade de vazão e eficiência hidráulica.

Figura 6 - Esboço 3D de um vertedouro labirinto trapezoidal.



Fonte: Crookston (2020).

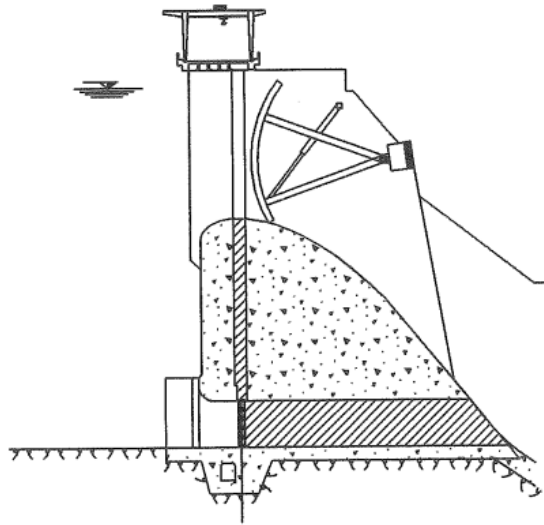
Figura 7 - Esboço 3D de um vertedouro do tipo A (PKW).



Fonte: Adaptado de Machiels *et al.* (2014)

E por fim, diferentemente dos de crista livre, os vertedouros controlados por comportas, trabalham em carga, e consistem em soleiras instaladas abaixo do nível normal da água, permitindo que o nível de água (NA) atinja cotas superiores ao topo da comporta. Esse arranjo possibilita uma vazão específica maior, uma vez que a carga hidráulica é aproveitada de maneira mais eficiente, permitindo o controle do escoamento de água de acordo com as condições de operação da barragem. O uso de comportas proporciona maior flexibilidade no controle da vazão, ajustando a quantidade de água descarregada conforme necessário, o que é especialmente útil em situações de variação nas condições de armazenamento e escoamento (Baptista e Lara, 2014).

Figura 8 – Vertedouro com soleira tipo Creager controlado por comporta.



Fonte: Baptista e Lara, 2014.

4.5. Escolha de um vertedouro

A escolha do vertedouro mais adequado exige uma análise cuidadosa de aspectos geológicos, hidráulicos, topográficos e climáticos da região, além de considerar os impactos ambientais e socioeconômicos. A variedade de modelos disponíveis permite soluções personalizadas que equilibram eficiência, segurança e viabilidade financeira em projetos de barragens e hidrelétricas.

Vertedouros como os em degraus (Figura 1), indicados para terrenos inclinados, dissipam energia e distribuem pressões de forma eficaz, sendo comuns em projetos de pequeno e médio porte devido à resistência e facilidade de implementação (Novakoski, 2016). No entanto, a seleção envolve um estudo detalhado de custo-benefício, considerando custos iniciais, manutenção e ciclo de vida da estrutura (Baptista e Lara, 2014).

Por fim, a análise do comportamento hidráulico e do escoamento é essencial, combinando investigações de campo e simulações teóricas para fundamentar projetos seguros e eficientes (Simões, Porto e Schulz, 2009). Silva *et al.* (2016) ressaltam que medições precisas de vazão reduzem impactos negativos em comunidades e ecossistemas, alinhando o projeto às necessidades de desenvolvimento sustentável. Assim, a escolha de um vertedouro eficaz requer um equilíbrio entre técnica, economia e respeito ao meio ambiente.

4.6. Princípios hidráulicos básicos

Os conceitos hidráulicos formam a essência de diversos projetos na engenharia civil, oferecendo as bases indispensáveis para o *design* e a implementação de sistemas de manejo de água. Essas diretrizes influenciam a dinâmica dos fluidos em várias situações e são utilizadas em construções como vertedouros, canais e represas. Compreender noções como pressão, escoamento e resistência ao escoamento é fundamental para garantir a segurança e a eficácia das estruturas hidráulicas.

No estudo da hidráulica, o escoamento pode ser classificado como forçado ou com superfície livre, dependendo da pressão presente no conduto. O escoamento forçado ocorre em tubulações fechadas, onde a pressão interna é diferente da pressão atmosférica, sendo amplamente utilizado em sistemas pressurizados, como adutoras e redes de distribuição. Por outro lado, o escoamento com superfície livre ocorre quando a pressão superficial no fluido é igual à pressão atmosférica, sendo característico de condutos abertos, como canais, rios e vertedouros (Baptista e Lara, 2014). No caso dos vertedouros, a superfície da água está em contato direto com a atmosfera, tratando-se, assim, de um exemplo de escoamento com superfície livre.

As equações de conservação normalmente são expressas pelas equações da continuidade (conservação da massa), da quantidade de movimento (Teorema de Euler) e da energia (Bernoulli).

- Equação da continuidade:

$$Q = A_1 U_1 = A_2 U_2 \quad (1)$$

Onde:

A: área da seção transversal do escoamento, em m²;

U: velocidade média de escoamento, em m/s;

Q: vazão em m³/s.

- Equação da conservação da quantidade de movimento:

$$\vec{R} = \rho Q (\beta_2 \vec{U}_2 - \beta_1 \vec{U}_1) \quad (2)$$

Onde:

\vec{R} : resultante das forças externas atuantes no sistema, em N;

ρ : massa específica do líquido, em N/m³;

\vec{U}_2 : vetor representante da velocidade de média na seção considerada;

β : coeficiente da quantidade de movimento.

- Equação da conservação da energia:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h \quad (3)$$

Onde:

z : carga de posição, em m;

y : carga de pressão, em m;

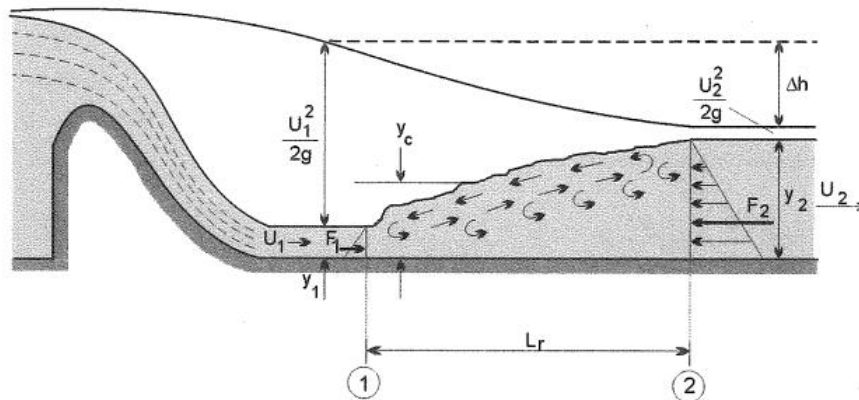
α : coeficiente de energia cinética ou Coriolis;

g : gravidade, em m²/s;

Δh : perda de carga, em m.

A caracterização dos regimes de escoamento crítico é fundamentada pelo número de Froude (Fr), que consiste em uma medida adimensional que representa a relação entre as forças de inércia e as forças gravitacionais. No estado crítico ($Fr = 1$), essas forças se equilibram, o que define a situação ideal para a mudança entre os regimes subcrítico ou fluvial ($Fr < 1$) e supercrítico ou torrencial ($Fr > 1$). A transição de um regime supercrítico para o subcrítico em uma curta distância (observada em mudanças de declividades ou saídas de comportas) ocorre bruscamente, ocasionando grande turbulência denominada como ressalto hidráulico.

Figura 9 - Representação de um ressalto hidráulico.



Fonte: Baptista e Lara, 2014.

Os ressaltos hidráulicos em barragens ocorrem predominantemente nas saídas dos vertedouros, podendo gerar anomalias como erosão nas estruturas a jusante devido ao impacto do escoamento em alta velocidade e à intensa turbulência. Um exemplo ocorrido no Brasil foi registrado na UHE Luiz Carlos Barreto de Carvalho (Estreito), conforme Carvalho (2010).

Após 21 anos de operação do vertedouro em salto esquí, foram identificadas erosões regressivas causadas pelo impacto do jato a jusante do trampolim do vertedouro e na margem esquerda, o que poderia comprometer a estabilidade da estrutura no futuro, demandando obras corretivas.

Figura 10 - Erosão na margem esquerda da UHE Estreito.



Fonte: Carvalho, 2010.

4.6.1 *Escoamento sobre vertedouros*

Os escoamentos sobre um vertedouro são caracterizados como bruscamente variados, uma vez que as características do escoamento podem variar bruscamente, de forma repentina. O dimensionamento hidráulico de um vertedouro simples é calculado a partir da equação básica geral:

$$Q = C_d L_e \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (4)$$

ou

$$Q = C_d L_e H^{\frac{3}{2}} \quad (5)$$

$$L_e = L - 2nKH \quad (6)$$

Onde:

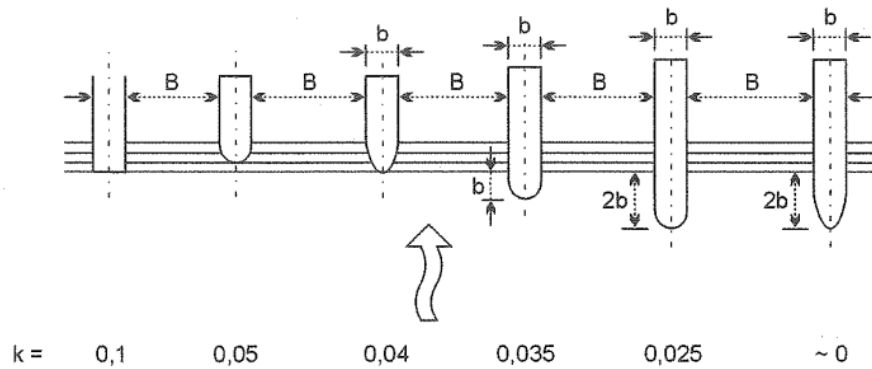
H: representa a altura da carga hidráulica;

L_e : a largura efetiva, determinada pela largura total do vertedouro, descontando-se as contrações laterais em função da presença de paredes ou pilares;

n: o número de pilares;

K: o coeficiente de contração que pode ser obtido em função das características hidrodinâmicas dos pilares (Figura 11).

Figura 11 - Coeficientes de contração



Fonte: Adaptado de Sinniger e Hager (1989) *apud* Baptista e Lara (2016).

Segundo Baptista e Lara (2014), o coeficiente de descarga (C_d) é uma variável influenciada por diversos parâmetros, como a forma da soleira, a altura do fundo, o nível de água, a inclinação do paramento e a velocidade da água a jusante. Dependendo a altura do vertedouro correlacionado ao nível de água de jusante, a estrutura pode operar de forma afogada, o que afeta diretamente os valores dos coeficientes de descarga e, por consequência, a perda da capacidade de vazão.

Para sua determinação do C_d , são necessárias análises detalhadas e correlações específicas, como a razão H/P , onde H representa a carga hidráulica e P a altura do paramento de montante. Além disso, é fundamental calcular o fator de correção que relaciona a carga hidráulica de projeto (H) com a carga efetiva de operação (H_e) e determinar o fator corretivo relacionado à inclinação do paramento de montante.

Em relação à velocidade do escoamento (U_p), nas extremidades jusante ou descargas, podem atingir valores relevantes, sendo necessária a implantação de dissipadores de energia. Desprezando a perda de carga, a velocidade é dada pela equação (7):

$$U_p = \sqrt{2g \left(P_j + \frac{H}{2} \right)} \quad (7)$$

Onde P_j corresponde a diferença de nível entre a crista e o pé do vertedouro.

Em grandes barragens, é importante que o escoamento ocorra de maneira uniforme sobre a soleira, minimizando ao máximo a turbulência. Caso a água descarregada perca contato

com a superfície do vertedouro, existe o risco de formação de vácuo na região onde o escoamento se desloca, o que pode ocasionar o fenômeno da cavitação (Roselli, 2012).

4.7. Vertedouro do tipo labirinto

4.7.1. Introdução

O boletim 172 da ICOLD (2006) destaca que um dos primeiros a abordar o estudo de vertedouros em labirinto remonta a Gentilini (1941). No entanto, o marco para o desenvolvimento do primeiro método de projeto foi o trabalho de Kozák e Sváb (1961), que precedeu o método publicado por Hay e Taylor em 1970. Desde essa época, uma série de investigações com modelos físicos e novas abordagens de projeto foram realizadas. Destacam-se publicações relevantes provenientes do U.S. *Bureau of Reclamation* (Denver, Colorado, EUA), do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa, Portugal) e do *Utah Water Research Laboratory* (Logan, Utah, EUA). Falvey (2003) resumiu as principais contribuições para a hidráulica de vertedouros em labirinto até o final do século XX. Posteriormente, Crookston (2010) ampliou os conhecimentos sobre o tema, apresentando um método de projeto mais completo e explorando fatores como a forma da crista, o comportamento da lâmina d'água, a configuração do vertedouro (aplicações em canais e reservatórios), a geometria dos vertedouros arqueados e os efeitos da escala de tamanho na hidráulica desses dispositivos.

A concepção do vertedouro em labirinto baseia-se essencialmente na modificação do alinhamento da crista, de forma retilínea para um alinhamento não retilíneo sob a forma de sanfona dentro do espaço disponível no local. Este tipo de vertedouro representa uma estrutura ideal para permitir a passagem de grandes cheias com cargas relativamente baixas e frequentemente utilizado quando a largura da área de fundação é limitada ou em condições de carga máxima reduzida (Dekhili e Oumane, 2012).

Os vertedouros não retilíneos são caracterizados por um eixo de crista descontínuo no plano, o que permite ter um comprimento de crista maior do que a largura da área de fundação do vertedouro. O objetivo é aumentar a vazão por unidade de largura do vertedouro para uma carga de funcionamento dada.

O objetivo do vertedouro em labirinto é aumentar a vazão por unidade de largura para um determinado nível operacional e ganhar capacidade substancial de armazenamento. De acordo com Williams *et al.* (1993), os vertedouros em labirinto apresentam menor variação de carga em sua crista do que os vertedouros convencionais, devido ao fato de que o escoamento é distribuído sobre um maior comprimento de crista. Além disso, Falvey (2003) menciona o

uso de um conjunto de vertedouros em labirinto como dissipadores de energia, aplicados para controlar a qualidade da água por meio da aeração ou desaeração do escoamento.

Miranda (2010) destaca que essa solução é altamente valorizada em casos em que a largura do canal não permite a construção de um vertedouro reto para garantir a passagem da mesma vazão. De qualquer forma, mesmo que houvesse espaço suficiente para construir um vertedouro convencional com o mesmo comprimento de crista que um vertedouro em labirinto, essa opção seria mais cara. Outra vantagem do vertedouro em labirinto sobre um vertedouro convencional é que o primeiro é mais adequado para permitir a passagem de maior vazão com menor variação de carga sobre a crista.

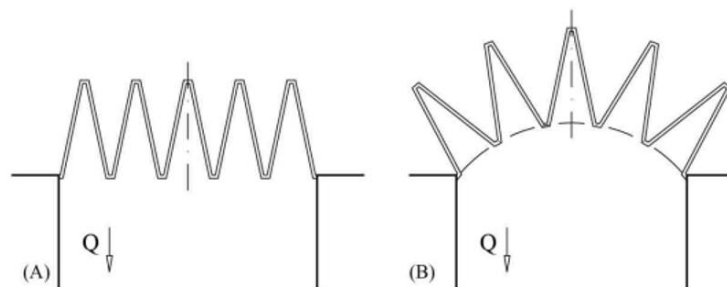
Ainda consoante a Miranda (2010), um exemplo de aplicação de vertedouro em labirinto pode ser encontrado na Barragem de Beni Behdel, na Argélia. Nessa estrutura, a crista do vertedouro possui 1.200 metros de comprimento, inserida em um canal com 80 metros de largura. O projeto foi desenvolvido para escoar uma vazão de 1.000 m³/s com uma carga hidráulica de apenas 0,5 metros.

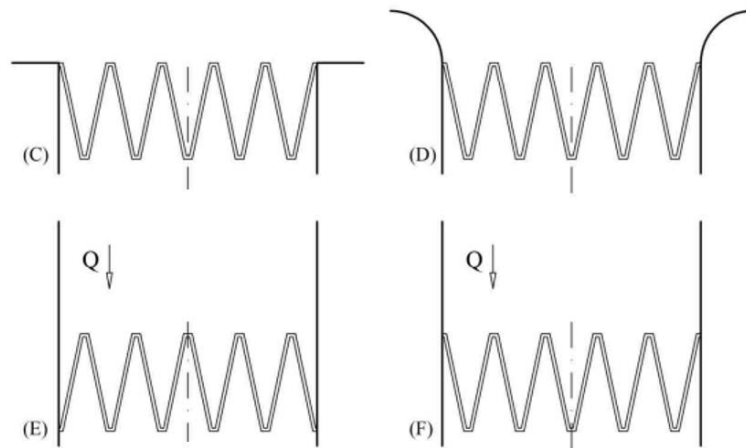
Conforme Hay (1970) *apud* Williams *et al.* (1993), um vertedouro convencional de formato linear, com 80 metros de comprimento e sob a mesma carga hidráulica, teria capacidade para escoar aproximadamente apenas 95 m³/s.

4.7.2. Geometria

As variações das formas em planta do vertedouro em labirinto são possíveis, sendo as formas mais comuns as formas simétricas trapezoidais, triangulares, retangulares, curvilíneas ou a combinação de duas dessas formas. No entanto, a forma trapezoidal simétrica é considerada a mais vantajosa devido à facilidade de construção e à sua eficiência hidráulica (Dekhili e Oumane, 2012).

Figura 12 - Configurações de um vertedouro labirinto linear (A) e em arco (totalmente projetado) (B), com entrada nivelada (C), arredondada (D), inversa (E) e normal (F), respectivamente.

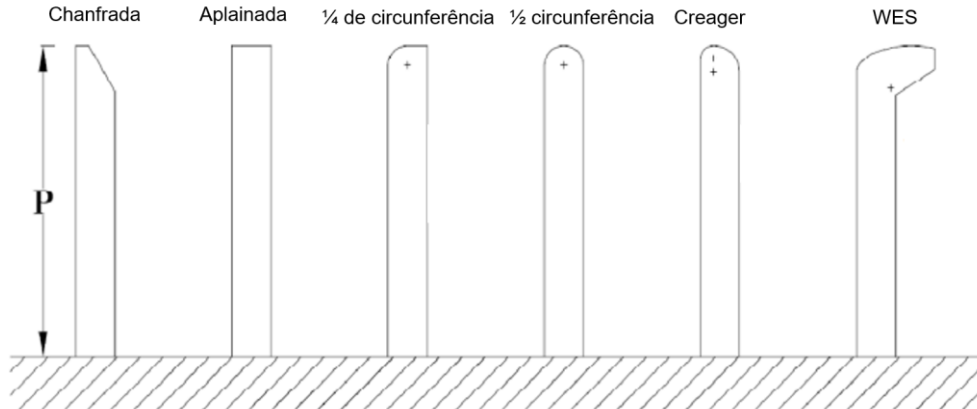




Fonte: Adaptado de Crookston (2010).

Dependendo da aplicação, a crista do vertedouro pode ter diferentes formas, como (Crookston, 2010): crista chanfrada; aplainada; $\frac{1}{4}$ de circunferência; $\frac{1}{2}$ circunferência; tipo Creager; e WES (do inglês Waterways Experiment Station), representadas, respectivamente, na Figura 13.

Figura 13 - Formatos de cristas para vertedouros.



Fonte: Crookston (2010).

O formato do plano do vertedouro em labirinto pode seguir um eixo reto (caso normal) ou um eixo curvo.

Segundo Falvey (2003), as características de vazão dos vertedouros do tipo labirinto dependem principalmente da altura do vertedouro, da profundidade do escoamento a montante do vertedouro (H), da largura do vertedouro (W), do comprimento total do labirinto (L) e de sua configuração. Já o escoamento é influenciado pelo ângulo que o vertedouro forma em relação à direção do escoamento a montante, nesse caso representado por α .

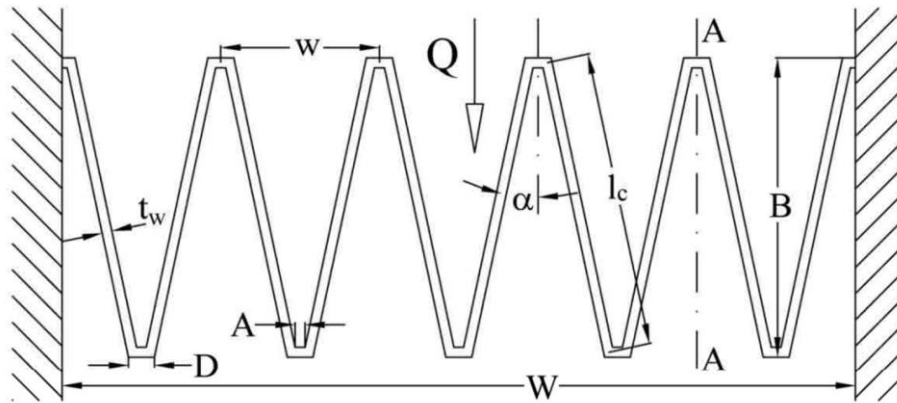
Para Magalhães (1989) *apud* Roselli (2012), nas condições limite de projeto, a forma retangular é expressa por $\alpha = 0$. Para um vertedouro triangular, o ângulo α representa o valor máximo que pode ser alcançado para a razão L/W :

$$\alpha_{\max} = \arcsen \left(\frac{W}{L} \right) \quad (8)$$

Enquanto para o tipo trapezoidal, o ângulo é dado por:

$$\alpha = \arcsen \left(\frac{W - 4a}{L - 4a} \right) \quad (9)$$

Figura 14 - Representação em planta de um vertedor tipo labirinto trapezoidal



Fonte: Adaptado de Crookston (2010).

Onde:

n: número de módulos;

w: largura de um módulo;

W: largura total;

t: espessura da parede;

P: altura da soleira;

A: representa a largura interna do frontal;

D: a largura externa;

A: o ângulo formado pelas paredes laterais e a direção principal do escoamento;

l_c : comprimento do eixo central da parede lateral do vertedouro;

$D/2$: a metade da largura menor de um módulo da soleira (chamado de vértice).

4.7.3. Determinação da capacidade de descarga

Conforme Falvey (2003), a capacidade de vazão de um vertedouro do tipo labirinto é função, naturalmente, do comprimento desenvolvido da crista – quanto maior esse comprimento, maior a vazão vertida para uma dada carga hidráulica. Entretanto, do mesmo modo que para um vertedouro convencional, o coeficiente de descarga de um vertedouro labirinto é afetado pelas suas características geométricas.

O desempenho dos vertedouros em labirinto é fortemente influenciado por diversos fatores geométricos, como a relação entre o comprimento da crista e a largura do canal, o ângulo das paredes laterais e o formato da crista, além de aspectos hidráulicos, como a carga operacional. Estudos indicam que os padrões de escoamento nesses vertedouros podem ser bastante complexos de modelar devido à natureza tridimensional do escoamento. Falvey (2003) destaca que, no vértice a montante do labirinto, ocorre a interferência dos jatos, especialmente em vazões elevadas, quando os jatos das cristas vizinhas se chocam. Como parte da lâmina d'água permanece não aerada, o coeficiente de descarga (C_d), que tem relação direta com a vazão de projeto, tende a se reduzir, acarretando uma diminuição na capacidade de escoamento do vertedouro. Além disso, esse fenômeno pode intensificar processos erosivos a jusante. Conforme o nível do reservatório se eleva, a eficiência dos vertedouros em labirinto diminui gradativamente, fazendo com que seu desempenho se assemelhe ao dos vertedouros convencionais, o que pode comprometer sua vantagem operacional.

Falvey (2003) apresenta em seu trabalho diferentes métodos derivados de estudos experimentais para determinação do coeficiente de descarga de um vertedouro do tipo labirinto.

4.8. Vertedouro em tecla de piano (*PK weir*)

4.8.1. Evolução histórica dos vertedouros do tipo labirinto e tecla de piano

Os vertedouros em tecla de piano, conhecidos em inglês como *Piano Key Weir* (PKW), representam uma variação dos vertedouros tradicionais em labirinto. Conforme destacado por Barcouda *et al.* (2006), seu projeto foi inicialmente desenvolvido para superar algumas limitações desses vertedouros, além de possibilitar o manejo de descargas específicas maiores.

Segundo Miranda (2011), os PKWs surgiram a partir de pesquisas pioneiras realizadas pela Hydrocoop, uma associação francesa sem fins lucrativos, em parceria com o Laboratório de Obras Hidráulicas e Meio Ambiente da Universidade Mohamed Khieder, em

Biskra, Argélia. Os primeiros estudos sobre essa tecnologia foram publicados em 2003 pelos pesquisadores Lempérière e Ouamane.

O primeiro vertedouro em tecla de piano foi instalado pela “Electricité de France” (EDF) em 2006, na barragem de Goulours, na França, conforme relatado por Laugier (2007) e apresentado nas Figura 15 e Figura 16. A partir de então, vertedouros PKW foram implementados para ampliar a capacidade de descarga de cheias em cinco outras barragens operadas pela EDF: St. Marc (2008), Etroit (2009), Gloriettes (2010), Malarce (2012) e Charmine (2014). Além disso, foram utilizados como uma nova estrutura de extravasamento na barragem de Escouloubre (2011).

Figura 15 – Vista aérea da fase de implementação do PKW na Barragem de Goulours.



Fonte: CFBR, 2025.

Figura 16 - Vista de montante e jusante do PKW da Barragem de Goulours, respectivamente.



Fonte: CFBR, 2025.

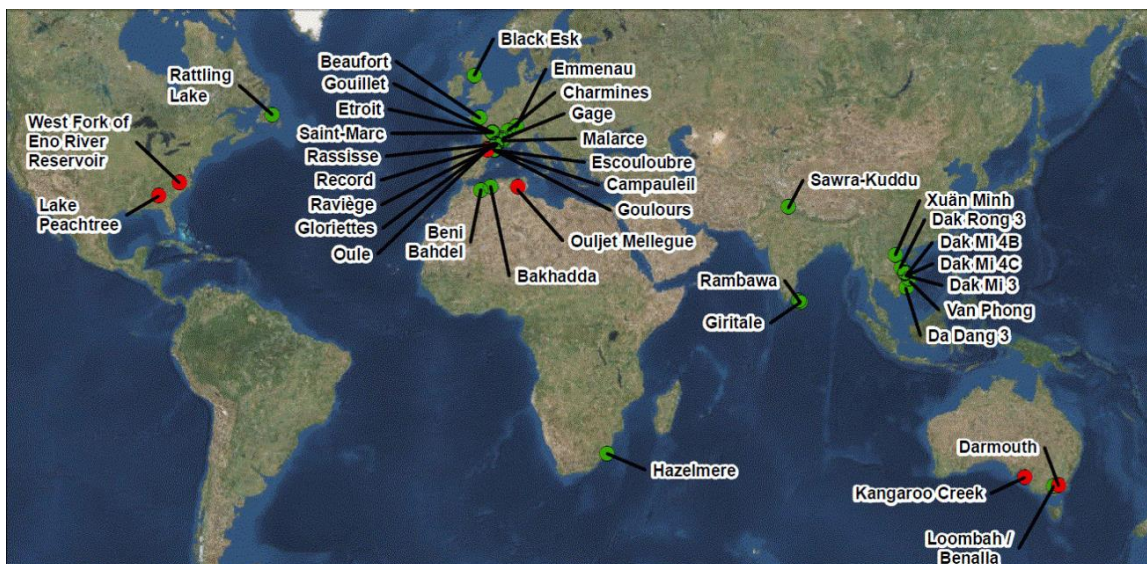
Segundo o Boletim 172 da ICOLD (2016), atualmente, vertedouros PKW estão em operação em diversos países, como Vietnã (Ho Ta Khanh *et al.*, 2011a e 2012), Sri Lanka

(Jayatillake H. e Perera K., 2013), Suíça (Eichenberger P., 2013) e Escócia (Ackers *et al.*, 2013). Além disso, novos projetos estão em fase de estudo ou construção em localidades como França (Dugué *et al.*, 2011; Erpicum *et al.*, 2011b; Loisel *et al.*, 2013; Bail *et al.*, 2013), Argélia (Erpicum *et al.*, 2012), África do Sul (Botha A. *et al.*, 2013) e Índia (Das Singhal & Sharma, 2011). Esses projetos visam tanto à modernização de barragens existentes para aumentar sua capacidade de descarga quanto ao desenvolvimento de novas infraestruturas. Os vertedouros PKW estão sendo implementados em diferentes configurações, como em leitos de rios (para desvio de águas), no topo de barragens de gravidade ou ao longo das margens de reservatórios.

Em 2017, foi realizado o *Workshop* Internacional sobre Vertedouros do Tipo Labirinto e Tecla de Piano, em Qui Nhon, Vietnã. Durante o evento, foi compilado um registro dos vertedouros PKW existentes ao redor do mundo, com dados posteriormente atualizados até 2020. O ANEXO A apresenta os protótipos de vertedouros PKW construídos até o momento, com informações extraídas de diferentes fontes bibliográficas, incluindo projetos que não foram registrados no *workshop*.

Embora o conceito do PKW, introduzido por Lempérière e Ouamane em 2003, seja relativamente recente, dois vertedouros de barragens argelinas, mais antigos, foram incluídos nessa lista. Isso se deve ao fato de que seu *design* em labirinto com saliências apresenta semelhanças significativas com o conceito do vertedouro objeto deste estudo.

Figura 17 - Mapa de localização dos PKWs registrados mundialmente.



Fonte: Université de Liège, 2020.

4.8.2. Características estruturais e funcionais

A estrutura básica do projeto de um vertedouro PKW se destaca por sua forma retangular em planta. Suas lajes de fundo são inclinadas em duas direções, criando ápices em balanço que formam o alvéolo de entrada (*inlet key*) e o alvéolo de saída (*outlet key*). Essa configuração é complementada por paredes laterais verticais, o que resulta em um comprimento de crista ampliado. Essa ampliação do comprimento da crista e a disposição de forma alternada ao longo da largura do vertedouro não apenas aumenta a eficiência hidráulica, mas também melhora a distribuição do escoamento, minimizando a turbulência e a erosão que representam grande parte dos problemas encontrados nos vertedouros.

Atualmente, os engenheiros hidráulicos possuem um entendimento sólido sobre os principais fatores que afetam o desempenho desses vertedouros, devido a estudos sistemáticos realizados com modelos físicos em laboratório. Contudo, as formas alternativas já desenvolvidas ainda demandam investigações adicionais e precisam ser analisadas de maneira mais detalhada nos próximos anos, visando à descoberta de configurações que ofereçam maior eficiência na capacidade de descarga (Cícero, Miranda e Luck, 2012).

4.8.2.1. Geometria

A geometria de um PKW (*Piano Key Weir*) envolve um conjunto extenso e variável de parâmetros, o que pode tornar seu entendimento mais complexo do que aparenta à primeira vista. Para facilitar a compreensão e o estudo dessa estrutura, Pralong *et al.* (2011) propuseram uma nomenclatura específica. Essa padronização visa unificar as notações e simplificar a comunicação técnica, permitindo uma análise mais clara e objetiva dos diferentes aspectos geométricos e hidráulicos do PKW.

Ainda de acordo com os autores, uma estrutura PKW, quando assumida com uma forma regular, pode ser subdividida em elementos denominados "unidades PKW". Cada unidade corresponde ao menor segmento que representa uma porção completa da estrutura. Essas unidades são constituídas por um alvéolo de entrada inteiro, que inclui uma parede lateral, além de metade de um alvéolo de saída em cada lado. Dessa forma, a combinação dessas partes possibilita a repetição modular da estrutura, a partir da justaposição e apenas algumas dimensões são adicionadas para definir complemente a configuração de um PKW.

Os parâmetros descritos na Figura 18 se assemelham à nomenclatura utilizada para vertedouros do tipo labirinto (Falvey, 2003). Considerando diferentes publicações, algumas regras foram aplicadas para os parâmetros: B representa o comprimento; W é utilizado para

larguras (derivado o inglês *width*); P para alturas; L para comprimentos desenvolvidos (derivado do inglês *length*); S para inclinações (derivado do inglês *slope*); e T para espessuras (derivado o inglês *thickness*). De acordo com Miranda (2011), outros parâmetros, como índice i refere-se à célula de entrada (*inlet*), o índice o está relacionado à célula de saída (*outlet*), b é relativo a parâmetros associados à base da estrutura, s para parede lateral (*sidewall*) e u refere-se a uma unidade do PKW (*PKW unit*).

Portanto, resumidamente, os principais parâmetros geométricos que definem essa estrutura incluem as alturas dos alvéolos de entrada e saída, denominadas P_i e P_o , as larguras desses alvéolos, W_i para a entrada e W_o para a saída, além da largura total da unidade W_u .

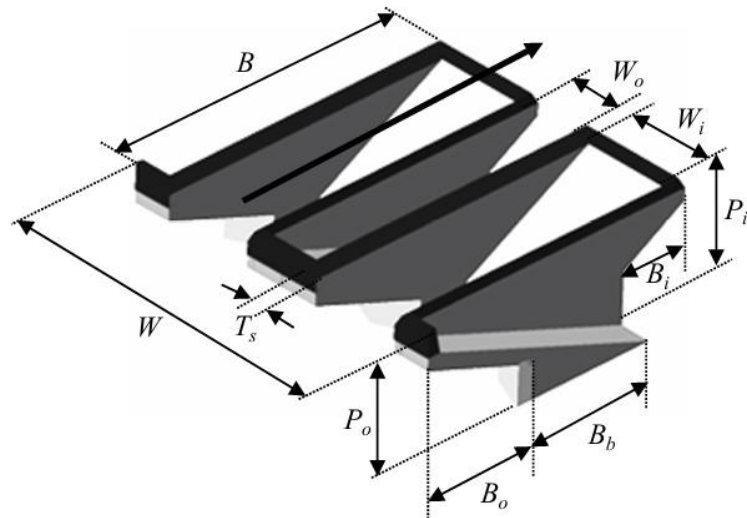
A largura da unidade W_u é determinada pela soma das larguras dos alvéolos de entrada e saída ($W_i + W_o$) e o dobro da espessura das paredes laterais ($2T_s$). O número total de unidades N_u multiplica-se por W_u para definir a largura total W do vertedouro.

Outros parâmetros importantes incluem o comprimento longitudinal da crista B_h , os comprimentos dos balanços a montante B_i e a jusante B_o , o comprimento da base B_b , e a espessura das paredes T_s . Esses elementos formam a base para o *design* e a construção da unidade PKW.

O comprimento da crista desenvolvida de cada unidade L_u é dado por $W_u + 2B_h$, enquanto o comprimento total da crista desenvolvida L do vertedouro é obtido multiplicando-se L_u pelo número de unidades N_u .

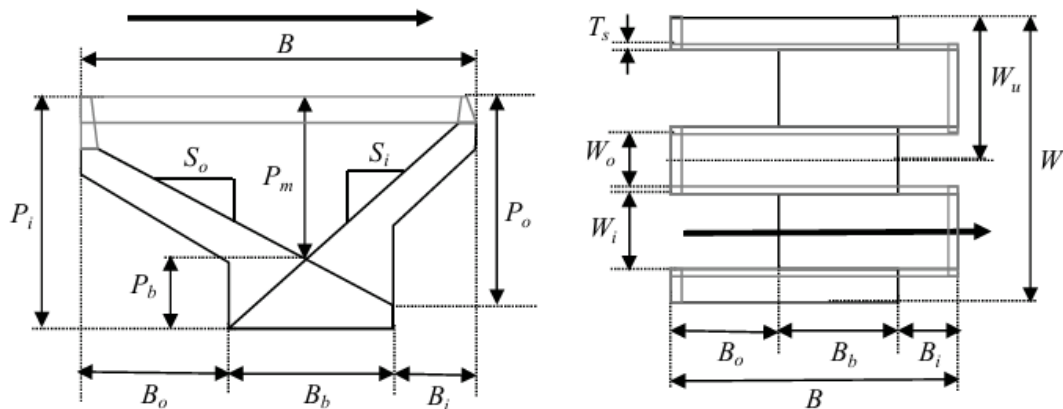
Adicionalmente, podem ser incorporadas paredes de parapeito, que são extensões verticais da crista, para aumentar a capacidade do vertedouro. A altura dessas paredes é designada como P_p , e sua inclusão pode ser útil em projetos onde há a necessidade de controlar o nível da água com maior precisão.

Figura 18 - Esboço 3D de um vertedouro PKW e principais parâmetros geométricos.



Fonte: Pralong et al. (2011)

Figura 19 - Parâmetros fundamentais de um PKW – corte transversal (à esquerda) e vista em planta (à direita).



Fonte: Pralong et al. (2011)

4.8.2.2. Tipos

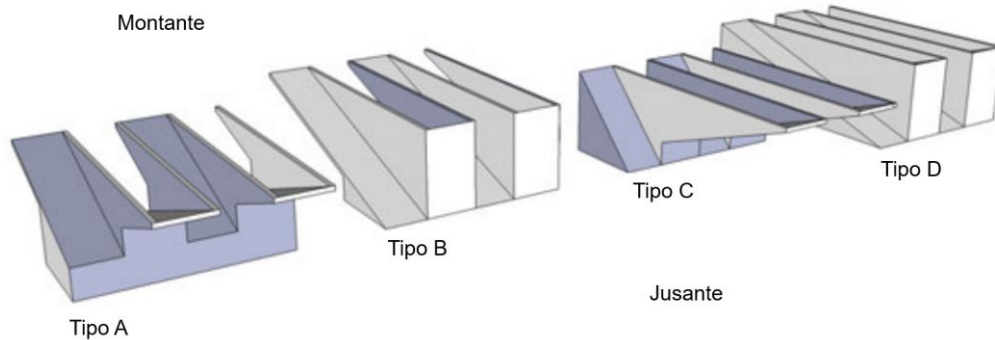
Um vertedouro PK pode ser classificado por quatro tipos existentes (Truong *et al.*, 2006), a depender das soleiras descarregadoras. São eles:

- Tipo A: esse modelo possui dois balanços, a montante e a jusante, dispostos de forma simétrica. É a configuração mais testada em laboratório devido à sua eficiência hidráulica elevada e à possibilidade de ser construído utilizando elementos pré-fabricados e pode ser utilizada para vazões específicas de até $20 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ (Ouamane e Lempérière, 2003). A área relativamente reduzida da fundação permite que essa configuração seja instalada nas cristas de

barragens de gravidade existentes, com o objetivo de aumentar a capacidade de descarga de cheias (Schleiss, 2011);

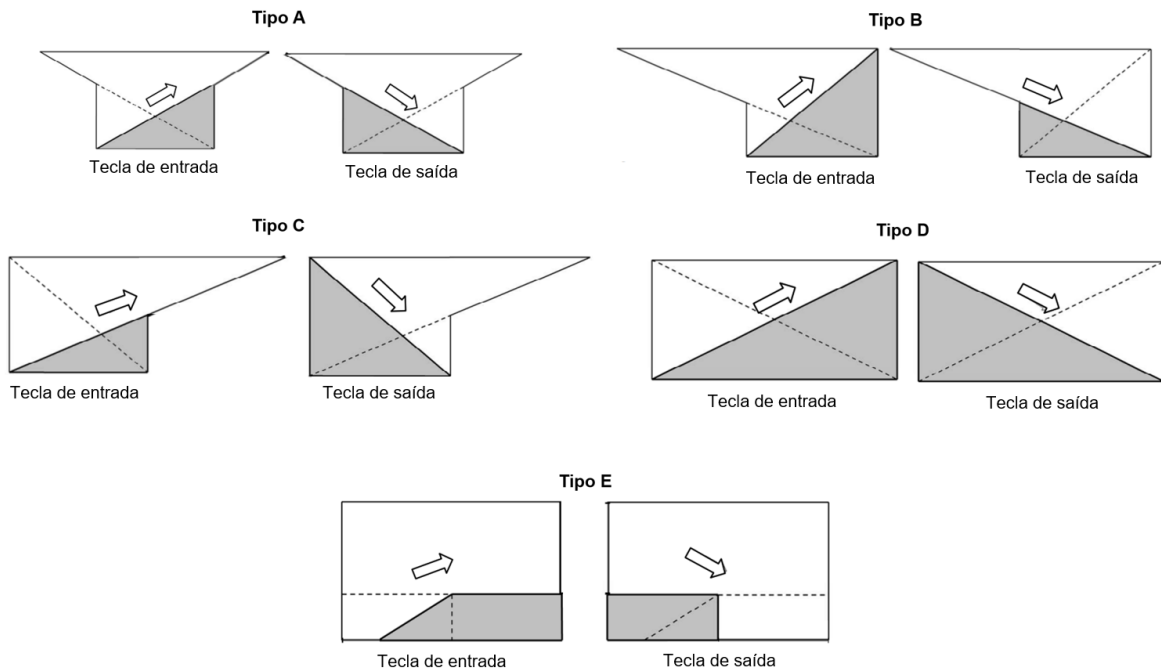
- Tipo B: possui balanço apenas a montante. Tende a ser mais vantajoso para novas barragens onde altas vazões específicas são desejadas, e para vertedouros muito grandes já existentes. Para um mesmo comprimento, altura e custo, a vazão específica é maior se comparado ao tipo A e apresenta cargas estruturais menores uma vez que peso do concreto reduz o impacto da pressão da água (Ouamane e Lempérière, 2003);
- Tipo C: como o tipo B, possui um único balanço, a jusante. De acordo com Lempérière *et al.* (2011), o tipo C só se mostra interessante se combinado com comportas do tipo fusível (*fusegates*);
- Tipo D e E: em ambos os casos não há balanços. Isto significa que ambas estruturas assemelham-se a soleiras de labirinto, exceto pela particularidade de possuírem lajes de fundo inclinado. Devido à ausência de saliência, requerem uma distância entre eixos maior, o que pode restringir a sua aplicação.

Figura 20 – Tipos de PKW.



Fonte: Adaptado de Erpicum *et al.* (2013)

Figura 21 - Seções longitudinais dos tipos de PKW existentes.



Fonte: Adaptado de Lempérière *et al.* (2011)

4.8.3. Descrição do escoamento no PKW

Os vertedouros PK apresentam escoamentos semelhantes aos dos vertedouros labirinto tradicionais, mas com baixa influência do nível de água a jusante. Segundo Machiels *et al.* (2011a *apud* Tuan e Hiramatsu, 2020), o escoamento nesses vertedouros divide-se em três componentes: sobre a crista do alvéolo de entrada, sobre a crista do alvéolo de saída e sobre as paredes laterais.

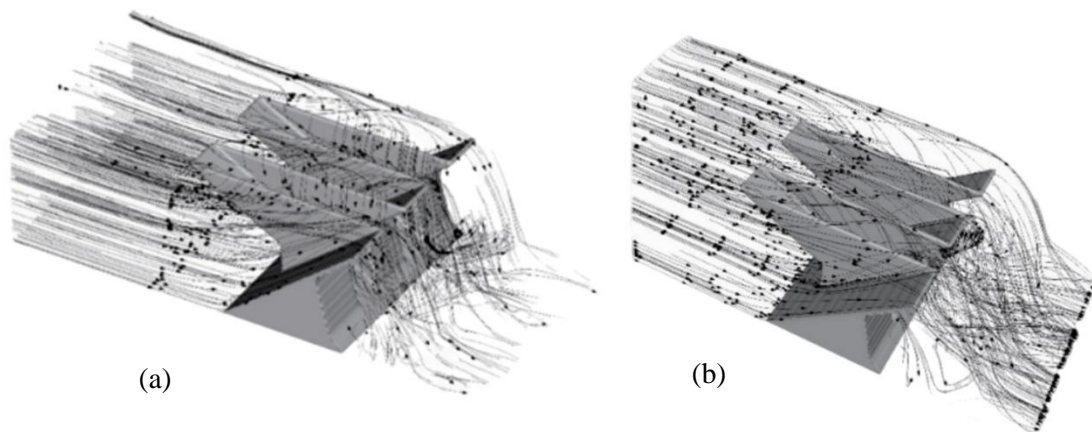
Ainda de acordo com Machiels *et al.* (2011a), para baixos desníveis ($H/P \leq 0,2$), onde H representa a altura da lâmina vertente e P a altura do vertedouro, o escoamento que chega ao alvéolo de entrada segue em linha reta até ser forçado a subir pelas rampas da laje inclinada. Já o escoamento que se aproxima do alvéolo de saída divide-se lateralmente em direção aos alvéolos de entrada (Figura 22a). Assim, a crista a jusante do alvéolo de entrada é constantemente abastecida pelo escoamento ascendente, enquanto o escoamento superficial atinge o alvéolo de saída. Nas cristas laterais, o escoamento a jusante é influenciado por aquele vindo do alvéolo de entrada, enquanto o escoamento de montante origina-se do alvéolo de saída. Em condições de escoamento com superfície livre, as lâminas de água fluem sem interferências entre si, resultando em alta eficiência de vazão.

Para baixas cargas hidráulicas, observa-se uma transição gradual da lâmina de água: de parcialmente aderente para saltante e, por fim, despreendida, dependendo da região do

vertedouro. Em cargas elevadas, a crista a jusante do alvéolo de entrada recebe mais escoamento que as cristas laterais, enquanto a crista a montante do alvéolo de saída mantém abastecimento constante (Schleiss, 2011). À medida que a carga aumenta, uma seção crítica surge e se propaga a partir da região jusante ao longo do alvéolo de entrada (Machiels *et al.*, 2009).

Conforme destacado por Machiels *et al.* (2011a) e Denys *et al.* (2017) *apud* Tuan e Hiramatsu (2020), para altos desníveis ($H/P \geq 0,2$) as linhas de corrente sobre o vertedouro PK são menos distribuídas de forma homogênea. A crista a jusante é abastecida tanto pela corrente de fundo quanto pelo escoamento de entrada frontal. A crista a montante ainda é abastecida pelo escoamento superficial, enquanto a crista lateral é secundariamente abastecida pela corrente de saída frontal, fluindo abaixo do nível da crista (Figura 22b). Além disso, as lâminas d'água que transbordam das cristas laterais adjacentes para o alvéolo de saída colidem e aumentam os efeitos de submersão local. Os estudos anteriores demonstraram claramente que a capacidade de descarga lateral diminui consideravelmente à medida que o desnível a montante aumenta, reduzindo assim a capacidade de descarga do vertedouro PK.

Figura 22 - Linhas de fluxo tridimensionais para desníveis baixos e altos de $H/P = 0,08$ (a) e $H/P = 0,25$ (b).



Fonte: Tuan e Hiramatsu, 2020.

4.8.4. Determinação da capacidade de descarga

De acordo com Pfister e Schleiss (2013), a função entre a carga e vazão em um vertedouro sem comportas é uma de suas principais características hidráulicas. Essa relação apresenta a curva de descarga e varia entre dois extremos: o nível máximo normal de operação do reservatório, correspondente à sua capacidade total, e o nível máximo atingido durante eventos de cheia, quando o vertedouro opera sob a cheia máxima provável (CMP). O segundo nível determina um volume de armazenamento reservado exclusivamente para a liberação de

cheias, que não pode ser utilizado para outras finalidades, como geração de energia ou abastecimento de água potável. Alternativamente, a barragem pode precisar de uma elevação extra, além da borda livre, para evitar galgamento sob condições de CMP.

Para minimizar essa necessidade de altura adicional, uma opção técnica é projetar uma crista de vertedouro mais larga, reduzindo a vazão específica. Isso pode ser feito, adotando canais laterais ou um vertedouro em degraus. Entretanto, essas soluções só são eficientes e viáveis economicamente em situações específicas. Em barragens já existentes, aumentar a capacidade de descarga por meio dessas estruturas pode ser desafiador.

Dessa forma, conforme exposto anteriormente, os vertedouros do tipo PKW apresentam alto desempenho em termos de sua curva de descarga, ou seja, descarregam grandes vazões específicas sob alturas relativamente pequenas em comparação com uma crista em perfil Creager. Em comparação aos do tipo labirinto, um número maior de parâmetros influencia o escoamento tridimensional.

Para descrever o desempenho hidráulico dos vertedouros PK, foram obtidas experimentalmente curvas de descarga considerando vertedouros do tipo A. Os três estudos expostos a seguir estão sujeitos às limitações resultantes da modelagem física e à variação dos parâmetros relacionados, conforme a Tabela 1 (Pfister e Schleiss, 2013).

Tabela 1 - Limites de aplicação das equações de capacidade de descarga para PKW tipo A.

Referência	L/W	H/P	W _i /W _o	B/P	B _i /B, B _o /B
Kabiri-Samani e Javaheri (2012)	2,5 a 7,0	0,1 a 0,6	0,33 a 1,22	1,0 a 2,5	0 a 0,26
Leite Ribeiro <i>et. al</i> (2012a)	3,0 a 7,0	0,1 a 2,8	0,5 a 2,0	1,5 a 4,6	0,2 a 0,4
Machiels <i>et. al</i> (2014)	4,2 a 5,0	0,1 a 5,0	0,5 a 2,0	1,0 a 6,0	0,29 a 0,33

Fonte: Pfister e Schleiss, 2013.

1. Estudos de Kabiri-Samani e Javaheri (2012)

De acordo com Pfister e Schleiss (2013), os autores conduziram experimentos em um canal de 12 metros de comprimento e 0,4 metros de largura, totalizando 600 testes e gerando cerca de 3000 pontos de dados. Foram analisados vertedouros PKW dos tipos A, B e C, operando com vazões específicas entre 25 e 175 L/s.m. O estudo avaliou o desempenho dos PKWs tanto em condições de escoamento com superfície livre quanto submerso (afogado), levando em consideração a influência do nível d'água a jusante. No entanto, esta análise foca

exclusivamente no escoamento com superfície livre sobre o vertedouro, permitindo uma comparação direta com outras equações de projeto.

Kabiri-Samani e Javaheri *apud* Tuan e Hiramatsu (2020) apresentaram um coeficiente de descarga relacionado à largura para vertedouros PK de crista chanfrada. O modelo indicou um coeficiente de determinação $R^2 = 0,986$, com a combinação das equações (10) e (11).

$$Q_{pkw} = \frac{2}{3} C_{dW} W \sqrt{2g} H^3 \quad (10)$$

Onde, Q_{pkw} = vazão (m^3/s);
 C_{dW} = coeficiente de descarga;
 W = largura do vertedouro (m);
 H = altura da lâmina vertente (m).

O coeficiente de descarga para esse caso específico é expresso por:

$$C_{dW} = 0,212 \left(\frac{H}{P}\right)^{-0,675} \left(\frac{L}{W}\right)^{0,377} \left(\frac{W_i}{W_o}\right)^{0,426} \left(\frac{B}{P}\right)^{0,306} e^{\left(1,504\frac{B_o}{B} + 0,093\frac{B_i}{B}\right)} + 0,606 \quad (11)$$

2. Estudos de Leite Ribeiro *et. al* (2012a)

Leite Ribeiro *et al.* realizaram experimentos sistemáticos em um modelo reduzido, utilizando um canal limitado a um trecho de 3 metros de comprimento e 0,5 metro de largura. Ao todo, foram realizados 380 testes, abrangendo 49 geometrias distintas do vertedouro PKW tipo A. A vazão específica do modelo variou entre 26 e 440 L/s/m. Os testes foram conduzidos considerando apenas o escoamento com superfície livre, sem submersão provocada pelo nível de jusante (Pfister e Schleiss, 2013).

Baseia-se na equação padrão de vertedouros utilizando o conceito de comprimento efetivo da crista para avaliar a eficiência hidráulica.

Neste método, avalia-se sua capacidade de descarga em comparação à de um vertedouro linear padrão de mesma largura (Q_s). Nesse contexto, Leite Ribeiro *et al.* (2012a e b) definiram a relação de aumento de vazão (r) como a razão entre a vazão de um vertedouro PK (Q_{pkw}) e a vazão de um vertedouro linear.

$$r = \frac{Q_{pkw}}{Q_s} = \frac{L}{W} = \frac{1}{\left(\left(\frac{H}{W} + \frac{1}{n\sqrt{L/W-1}}\right)\right)^n} \quad (12)$$

O coeficiente de descarga (C_d) de um vertedouro padrão com crista chanfrada pode ser considerado praticamente constante, com $C_d = 0,42$ conforme estudos realizados por Hager e Schleiss (2009). Para as configurações tipo A e B, o valor de n varia entre 7,5 e 14,5 a depender da configuração geométrica.

Segundo Schleiss (2011), os valores de r foram apresentados como uma função de parâmetros primários e secundários. Entre os parâmetros primários, que exercem maior influência sobre a capacidade de descarga de um vertedouro PK, destacam-se o comprimento desenvolvido (L), a largura transversal total (W), a altura da entrada medida a partir do coroamento do vertedouro PK (incluindo eventuais paredes de parapeito, P_i) e a carga total (H).

Por outro lado, os parâmetros secundários têm impacto menos significativo na capacidade de descarga. Estes incluem a razão entre a largura da entrada e a largura da saída (W_i/W_o), a razão entre a altura da entrada e a altura da saída (P_i/P_o), o comprimento relativo do balanço ($(B_i + B_o) / B$) e a altura relativa da parede de parapeito (R_o/P_o). Vale destacar que as paredes de parapeito correspondem a extensões verticais posicionadas sobre o coroamento do vertedouro PK.

Os valores medidos de r ajustaram-se a uma linha de tendência normalizada com δ , expressa como:

$$r = 1 + 0,24\delta(wpba) \quad (13)$$

$$\delta = \left(\frac{(L - W)P_i}{WH} \right)^{0,9} \quad (14)$$

Para validação da equação (12), os seguintes parâmetros foram limitados considerando a soleira com perfil de $\frac{1}{2}$ circunferência: $0,1 \leq H/P \leq 2,8$; $3,0 \leq L/W \leq 7,0$; $1,5 \leq B/P \leq 4,6$; $0,50 \leq W_i/W_o \leq 2,0$; $0,4 \leq (B_o + B_i)/B \leq 0,8$; $0,72 \leq P_o/P_i \leq 1,38$; $0 \leq R_o/P_o \leq 0,22$.

Com os fatores de correção:

$$w = \left(\frac{W_o}{W_i} \right)^{0,05} \quad (15)$$

$$p = \left(\frac{P_o}{P_i} \right)^{0,25} \quad (16)$$

$$b = \left(0,3 + \frac{B_o + B_i}{B} \right)^{-0,50} \quad (17)$$

$$a = 1 + \left(\frac{R_o}{P_o}\right)^2 \quad (18)$$

Ainda conforme Schleiss (2011), r assume valor igual a 1 ($\delta = 0$) quando o comprimento desenvolvido (L) é igual à largura total (W) ou quando uma altura de entrada reduzida (P_i) é combinada com uma carga total (H). Os experimentos realizados por Leite Ribeiro *et al.* (2012a) avaliaram r dentro do intervalo de $1,2 \leq r \leq 5,3$, com um coeficiente de determinação de $R^2 = 0,976$.

3. Estudos de Machiels *et al.* (2014)

Conforme mencionado por Pfister e Schleiss (2013), Machiels realizou testes sistemáticos em um canal com 7,2 metros de comprimento e 1,2 metros de largura. Para cada conjunto de parâmetros analisado, foi inserido no canal um modelo de PKW de 0,3 metro de largura, contendo 2,5 ciclos, operando com vazões específicas entre 13 e 400 L/s.m.

Machiels *et al.* (2014) desenvolveram uma formulação analítica para descarga por unidade de largura do vertedouro PKW (q) pode ser estimada como a soma de três vazões específicas, equação (19), sendo válida apenas para condições de escoamento com superfície livre:

- a) A descarga por unidade de comprimento da crista a montante do alvéolo de saída (q_u), que é principalmente influenciada pela profundidade do escoamento de aproximação, resultante da soma da carga a montante (H) e da altura total da estrutura (P_T);
- b) A descarga por unidade de comprimento da crista a jusante do alvéolo de entrada (q_d), afetada pela altura da entrada (P) e pela carga a montante (H);
- c) A descarga por unidade de comprimento da crista lateral (q_s), determinada pela altura das paredes laterais e pela variação da profundidade da água ao longo da crista do alvéolo de entrada.

De modo que:

$$q = q_u \frac{W_o}{W_u} + q_d \frac{W_i}{W_u} + q_s \frac{2B}{W_u} K_{W_i} K_{W_o} \quad (19)$$

$$q_u = 0,374 \left(1 + \frac{1}{1000H + 1,6}\right) \left(1 + 0,5 \left(\frac{H}{H + P_T}\right)^2\right) \sqrt{2gH^3} \quad (20)$$

$$q_d = 0,445 \left(1 + \frac{1}{1000H + 1,6}\right) \left(1 + 0,5 \left(\frac{H}{H + P}\right)^2\right) \sqrt{2gH^3} \quad (21)$$

$$q_s = 0,41 \left(1 + \frac{1}{833H + 1,6}\right) \left(1 + 0,5 \left(\frac{0,833H}{0,833H + P_e}\right)^2\right) \left(\frac{P_e^\alpha + \beta}{(0,833H + P_e)^\alpha + \beta}\right) \sqrt{2gH^3} \quad (22)$$

Onde $P_T = P + P_d$ e P_e é a altura média do vertedouro ao longo da parede lateral.

$$P_e = P_T \frac{B_o}{B} + \frac{P}{2} \left(1 - \frac{B_o}{B}\right) \quad (23)$$

Os parâmetros α e β caracterizam a influência da inclinação do alvéolo de entrada na eficiência da descarga pela crista lateral e são definidos pelas equações (24) e (25). Além disso, o parâmetro S_i , apresentado na equação (26), expressa a inclinação do alvéolo de entrada.

$$\alpha = \frac{0,7}{S_i^2} - \frac{3,58}{S_i} + 7,55 \quad (24)$$

$$\beta = 0,029 e^{\left(\frac{-1,446}{S_i}\right)} \quad (25)$$

$$S_i = \frac{P}{(B - B_o)} \quad (26)$$

O fator K_{Wi} , equação (27), descreve a influência da variação da velocidade do escoamento ao longo da crista lateral na eficiência da descarga:

$$K_{Wi} = 1 + \frac{\gamma}{\gamma + W_i^2} \quad (27)$$

$$\gamma = -0,0038 \frac{W_i}{W_o} + 0,0055 \quad (28)$$

Já o parâmetro K_{Wo} considera a redução do comprimento efetivo da crista lateral ocasionada pelo escoamento no alvéolo de saída e pela interferência da lâmina vertente das

paredes adjacentes. O parâmetro depende da relação H/W_o , que, por sua vez, está associada aos limites L_1 e L_2 das equações (30) e (31). Esses limites incluem a influência da inclinação do alvéolo de saída (S_o).

Para $H/W_o \leq L_1$, tem-se $K_{W_o} = 1$; $H/W_o \geq L_2$, tem-se $K_{W_o} = 0$. Para $L_1 \leq H/W_o \leq L_2$, K_{W_o} é obtido pela equação (29).

$$K_{W_o} = \frac{2}{(L_2 - L_1)^3} \left(\frac{H}{W_o}\right)^3 - \frac{3(L_2 + L_1)}{(L_2 - L_1)^3} \left(\frac{H}{W_o}\right)^2 + \frac{6L_2L_1}{(L_2 - L_1)^3} \left(\frac{H}{W_o}\right) + \frac{L_2^2(L_2 - 3L_1)}{(L_2 - L_1)^3} \quad (29)$$

$$L_1 = -0,788 S_o^{-1,88} + 5 \quad (30)$$

$$L_2 = 0,236 S_o^{-1,94} + 5 \quad (31)$$

$$S_o = \frac{P}{(B - B_i)} \quad (32)$$

5. METODOLOGIA

Este estudo tratou-se de uma pesquisa de revisão de literatura e estudo de caso sendo dividida em quatro etapas principais, conforme descrito a seguir:

- a) revisão bibliográfica;
 - levantamento de referências técnicas e acadêmicas relacionadas a vertedouros em barragens, com ênfase nos modelos do tipo labirinto e Piano Key Weir (PKW). Essa etapa teve como objetivo compreender os fundamentos teóricos e identificar os principais parâmetros hidráulicos associados a cada tipologia, possibilitando a base conceitual para o desenvolvimento das análises subsequentes.
- b) caracterização da área de estudo e atualização dos estudos hidrológicos;
 - nesta fase, foram reunidas as informações técnicas do vertedouro existente na PCH Pedra do Garrafão, incluindo arranjo estrutural, dados dos projetos e vazões de projeto previamente adotadas. Em seguida, foi realizada a atualização dos estudos hidrológicos e hidráulicos com dados até 2024, com a definição das vazões de cheia associadas ao período de retorno decamilenar, elaboração da curva de descarga do vertedouro atual, determinação do Nível de Água (N.A.) no reservatório e análise da borda livre.
- c) modelagem e dimensionamento do vertedouro PKW;
 - a terceira etapa consistiu na definição dos parâmetros geométricos para o dimensionamento do vertedouro tipo PKW, com base em valores observados em vertedouros do tipo já construídos. Foi determinada a curva de descarga correspondente, utilizando a equação para coeficiente de descarga proposta por Kabiri-Samani e Javaheri (2012), permitindo avaliar o desempenho hidráulico da solução proposta.
- d) comparação da capacidade de descarga entre os vertedouros;
 - por fim, foi realizada a comparação entre a capacidade de descarga do vertedouro labirinto existente e do PKW dimensionado, considerando as limitações geométricas impostas pela estrutura atual da barragem. Essa análise teve como objetivo avaliar a viabilidade hidráulica e os potenciais ganhos de desempenho com a implantação do PKW como alternativa de reabilitação.

Nesta seção serão detalhadas as atividades desenvolvidas durante cada uma das etapas da metodologia, que propiciaram os resultados e análises apresentados na sequência.

5.1. Caracterização da área de estudo

Para caracterizar a estrutura e conduzir a análise, foram utilizadas informações extraídas do Estudo de Impacto Ambiental elaborada pela WaterMark Engenharia e Sistemas em março de 2002, além do Sistema de Informações Georreferenciadas do Setor Elétrico (SIGEL) da ANEEL, onde apresenta um mapa contendo as camadas de empreendimentos de geração, além seus respectivos dados técnicos. A documentação e os *sites* são de domínio público e serviu como base para o desenvolvimento do estudo.

A PCH Pedra do Garrafão está localizada nos municípios de Campos dos Goytacazes (RJ) e Mimoso do Sul (ES), na divisa dos dois estados. O empreendimento foi implantado nas coordenadas geográficas 21°11'55"S e 41°22'35"W no sistema GMS no *Datum* SIRGAS2000. O acesso à barragem se dá por meio da rodovia federal BR-101 e ES-297.

A PCH tem um arranjo geral típico de derivação, devido os aspectos geológicos-geotécnicos e topográficos do local. Sendo assim, neste tipo de configuração, segundo ANEEL (2009), o barramento atua como estrutura de regularização e captação enquanto a condução da água se dá por meios artificiais como canais, túneis ou condutos forçados até a casa de força, localizada mais a jusante em um ponto onde é possível a obtenção de uma queda bruta mais significativa.

Conforme o relatório da IEMA (2002), o barramento é inteiramente construído em concreto, estendendo-se desde a ombreira esquerda até a ombreira direita, sendo composto, principalmente, por um vertedouro do tipo labirinto incorporado ao maciço. Na ombreira direita, está implantada a estrutura da tomada d'água, localizada na entrada do canal de adução, completando o conjunto do barramento (Figura 23). Essa estrutura conta apenas com uma comporta ensecadeira, destinada exclusivamente à manutenção do canal. O controle das vazões destinadas à adução é realizado na tomada d'água principal, situada ao final do canal de adução.

Figura 23 - Identificação das estruturas do barramento.



Fonte: Autora, 2025.

Tabela 2 - Dados técnicos da PCH Pedra do Garrafão

Ficha técnica			
Área Inundada	2,71 km ²	Vazão da cheia milenar	1.000 m ³ /s
Área de drenagem da bacia	3.220 km ²	Vazão do projeto vertedouro	1.013 m ³ /s
NA máx. normal	49,5 m	Barragem	de gravidade em concreto CCR
NA normal jusante	12,5 m	Vertedouro	CCR de soleira livre com paramento de degraus a jusante
NA máximo maximorum	51,0 m	Adução	Canal a céu aberto trapezoidal revestido em manta geotêxtil
Volume do reservatório no NA máximo normal	10,80 hm ³	Conduto Forçado	de aço com duas unidades de 3,75 m de diâmetro
Cota da crista da barragem	52,0 m	Casa de força	tipo abrigada
Queda bruta nominal	37,0 m	Turbinas	Dois unidades tipo Francis Eixo Horizontal
Vazão média (MLT)	50,48 m ³ /s	Potência	19 MW (2x8,5)

Fonte: Autora (2025). Adaptado de Sigel (2023) e IEMA (2002).

5.2. Determinação das vazões afluentes à PCH Pedra do Garrafão

A PCH Pedra do Garrafão aproveita o desnível natural de 37,5 metros e conta com uma área de drenagem aproximada de 3.220 km². A barragem em estudo está inserida na bacia hidrográfica do rio Itabapoana, cuja área de drenagem é de aproximadamente 4.500 km². O rio tem sua nascente na Serra do Caparaó, região onde se localiza o Pico da Bandeira (com 2.890 metros de altitude), a cerca de 2.650 metros de altitude. Ao longo de seu curso, o rio Itabapoana atua como limite natural entre os estados do Rio de Janeiro e Espírito Santo. A bacia apresenta orientação noroeste-sudeste e é delimitada, ao sul, pela bacia do rio Muriaé, no estado do Rio de Janeiro, e ao norte, pela bacia do rio Itapemirim, no estado do Espírito Santo. A região está localizada a aproximadamente 280 km das cidades do Rio de Janeiro e Belo Horizonte, e a cerca de 180 km da cidade de Vitória (IEMA, 2002).

Segundo IEMA (2002), a série de vazões médias mensais utilizada para a PCH Pedra do Garrafão foi estimada a partir dos dados do posto fluviométrico Ponte de Itabapoana, operado pela CPRM. A metodologia adotada para a obtenção das séries de vazão no local do aproveitamento baseou-se na correlação direta entre as áreas de drenagem da PCH em estudo e a do posto hidrométrico de referência, considerando a série de dados de 1931 a 1995. Foi adotada a distribuição de Gumbel para o projeto do vertedouro e chegou-se ao resultado da vazão de projeto descarga de 1.013 m³/s (SIGEL, 2023) para o tempo de recorrência de 1.000 anos.

Sabe-se que em estudos hidrológicos, é amplamente reconhecida a importância da utilização de séries históricas longas e consistentes de dados fluviométricos, uma vez que estas conferem maior confiabilidade às análises e projeções. Dessa forma, para a atualização do estudo hidrológico deste trabalho, optou-se por manter a escolha do posto Ponte de Itabapoana (conforme destacado na Tabela 4) que se justifica tanto pela extensão temporal da série de dados disponível quanto pela similaridade entre sua área de drenagem.

a) Séries de vazões médias mensais

Para estimar as vazões afluentes à PCH Pedra do Garrafão, foi adotado o método das vazões específicas, por ser uma abordagem prática e eficaz em regiões sem dados hidrológicos disponíveis. Esse método parte do princípio de que a vazão específica — definida como a razão entre a vazão e a área de drenagem — em um ponto sem dados pode ser assumida como igual à de um ponto com dados dentro da mesma região hidrologicamente homogênea (Collischonn, 2023).

Os melhores resultados são geralmente obtidos quando as bacias envolvidas estão próximas e possuem alguma conexão direta, especialmente quando o ponto sem dados se encontra a montante ou a jusante do ponto com dados (Collischonn, 2023).

Dessa forma, para o dimensionamento das vazões para a PCH Pedra do Garrafão, foi aplicada a seguinte equação:

$$Q_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão} = q_{P,Itabapoana} \times \text{Área de drenagem}_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão} \quad (33)$$

$$= \frac{Q_{P,Itabapoana}}{\text{Área de drenagem}_{P,Itabapoana}} \times \text{Área de drenagem}_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão}$$

$$Q_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão} = Q_{P,Itabapoana} \times \frac{\text{Área de drenagem}_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão}}{\text{Área de drenagem}_{P,Itabapoana}}$$

b) Estudo de cheias

Para a análise local de frequências de eventos hidrológicos anuais, utilizou-se o *software* ALEA versão 2.0, de 2012, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Os testes foram realizados utilizando as metodologias estatísticas Exponencial, Gumbel, Generalizada de Valores Extremos – GEV, Log-Normal 2P, Log-Normal 3P, Pearson III e Log Pearson III com os parâmetros determinados pelo Método dos Momentos e dos Momentos-L. Para as distribuições Exponencial, Gumbel e Log-Normal 2P, foram também testadas as curvas com os parâmetros obtidos pelo Método da Máxima Verossimilhança.

De acordo com Eletrobrás (2000), a distribuição de Gumbel é recomendada para modelagem da Q_{MDMA} quando o coeficiente de assimetria for inferior a 1,5.

Segundo Steiner e Fill (2003), as agências responsáveis pelo monitoramento hidrológico costumam disponibilizar séries históricas de vazões na forma de médias diárias. Por isso, o dimensionamento de estruturas como vertedouros é frequentemente baseado na vazão média diária máxima associada a um determinado tempo de retorno. No entanto, esse procedimento pode ser inadequado, pois não considera com precisão o efeito de atenuação de cheias pelos reservatórios, o que pode levar ao subdimensionamento dessas estruturas — especialmente em bacias de pequena extensão (área de drenagem < 1.000 km²), onde a diferença entre a vazão média diária e a vazão máxima instantânea pode ser significativa.

Em muitos estudos hidrológicos, especialmente na modelagem da propagação de ondas de cheia, os dados de vazão média diária são insuficientes. Nesses casos, é essencial dispor de um hidrograma instantâneo, que represente a variação da vazão ao longo do dia, permitindo a estimativa da vazão de pico (ou máxima instantânea) (Steiner e Fill, 2003). Um dos métodos para a avaliação consiste em relacionar a razão entre a máxima vazão instantânea e a média de uma cheia com características fisiográficas da bacia. Fuller (1914) desenvolveu estudos nessa vertente e obteve a seguinte equação:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q \times (1 + 2,66AD^{-0,3}) \quad (34)$$

onde: $Q_{m\acute{a}x}$ é a vazão de pico em m^3/s ; Q é a vazão média diária, do dia do pico, em m^3/s ; e AD é a área de drenagem em km^2 . Logo:

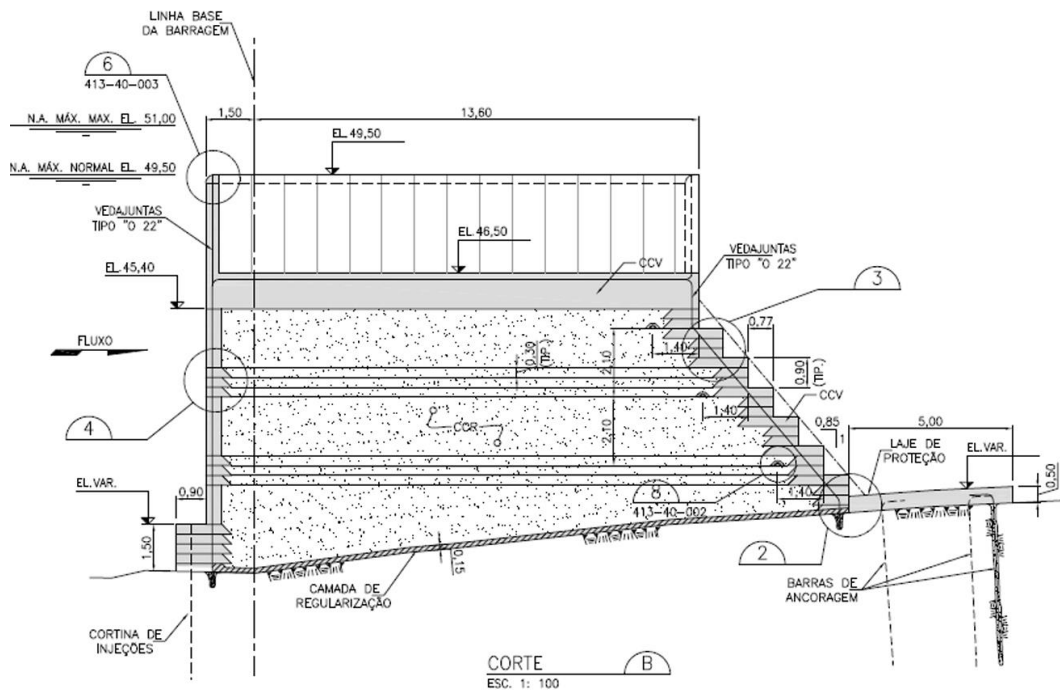
$$Q_{Instant\acute{a}nea,PDG} = \left(\frac{\frac{Q_{MDMA,Ponte\ Itabapoana}}{AD_{Ponte\ Itabapoana}}}{AD_{PDG}} \right) \times (1 + 2,66AD_{PDG}^{-0,3})$$

$$Q_{Instant\acute{a}nea,PDG} = Q_{MDMA,Pedra\ do\ Garraf\~{a}o} \times (1 + 2,66AD_{PDG}^{-0,3}) \quad (35)$$

5.3. Determinação da capacidade de descarga do vertedouro labirinto

O vertedouro da barragem de Pedra do Garrafão foi projetado para escoar a cheia milenar, estimada em $1.000\ m^3/s$. O N.A. máximo maximorum corresponde a El. 51,0 m (SIGEL, 2023) de tal forma a garantir uma borda livre de 1,0 m até a crista da barragem na El. 52,0 m, conforme identificado na curva cota x área x volume elaborada no Estudo de Impacto Ambiental (Figura 24).

Figura 26 - Seção transversal do vertedouro



Fonte: Grube, 2021.

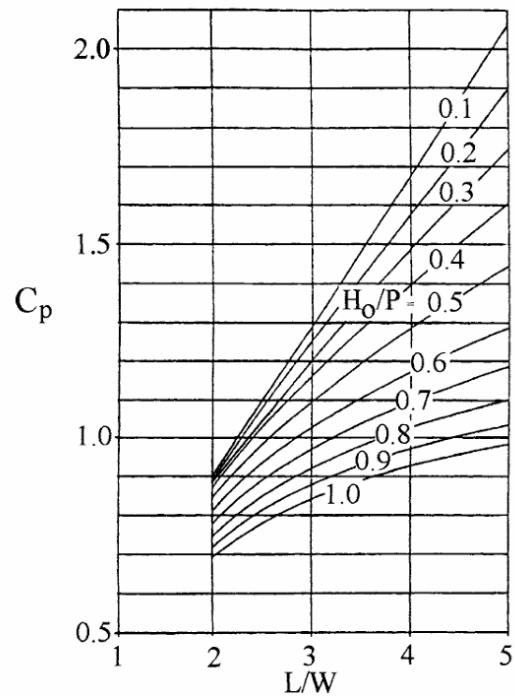
Como já mencionado anteriormente no capítulo da revisão bibliográfica, conforme Falvey (2003), diversos métodos podem ser utilizados para calcular a capacidade de descarga de vertedouros do tipo labirinto. Neste trabalho, foi adotada a metodologia proposta por Magalhães e Lorena (1989), por apresentarem um coeficiente de vazão (C_p) para vertedouros labirintos com formato trapezoidal.

O cálculo da capacidade de vazão de um vertedouro labirinto para o método Magalhães e Lorena (1989) é dada por:

$$Q = C_p W \sqrt{2g} H^{1,5} \quad (36)$$

Segundo Magalhães e Lorena (1989) apud Roselli (2012) ao utilizar o ábaco (**Erro! Autoreferência de indicador não válida.**) para encontrar o valor de C_p , faz-se necessário obedecer às condições de: escoamento não afogado na soleira; $1 \leq l/w \leq 8$; $0,2 \leq H/P \leq 0,6$; $\alpha/\alpha_{máx} \geq 0,8$; e $W/P \geq 2$. Onde, l representa o desenvolvimento total de um módulo e w , a largura frontal de um módulo da soleira, ambos em metros. No presente estudo, todas essas condições foram verificadas e encontram-se dentro dos intervalos recomendados.

Figura 27 - Ábaco para coeficiente de descarga adimensional de soleiras com forma trapezoidal em planta.

Fonte: Magalhães (1985) *apud* Falvey (2003).

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1. Determinação das vazões afluentes à PCH Pedra do Garrafão

Para a escolha da estação fluviométrica e para atualização do estudo hidrológico da PCH Pedra do Garrafão, a pesquisa dos dados disponíveis no Hidroweb, de responsabilidade da ANA, indicou a existência de quatro estações fluviométricas no rio Itabapoana que apresentam dados de vazão. O mapa hipsométrico (

Figura 28) representa a delimitação da bacia, bem como a localização das estações fluviométricas utilizadas para o estudo.

Tabela 4 - Inventário de estações fluviométricas para os estudos hidrológicos da PCH Pedra do Garrafão.

Numeração no mapa	Código	Nome da estação	Rio	Área de Drenagem (km ²)	Período de dados
1	57779000	PCH Pedra do Garrafão Montante 2	Itabapoana	2.623	2012 – 2018
2	57775700	PCH Pirapetinga Jusante	Itabapoana	2.276	2012 – 2019
3	57830000	Ponte do Itabapoana	Itabapoana	2.720	1930 – 2024
4	57930000	Santa Cruz	Itabapoana	3.620	1957 – 2024

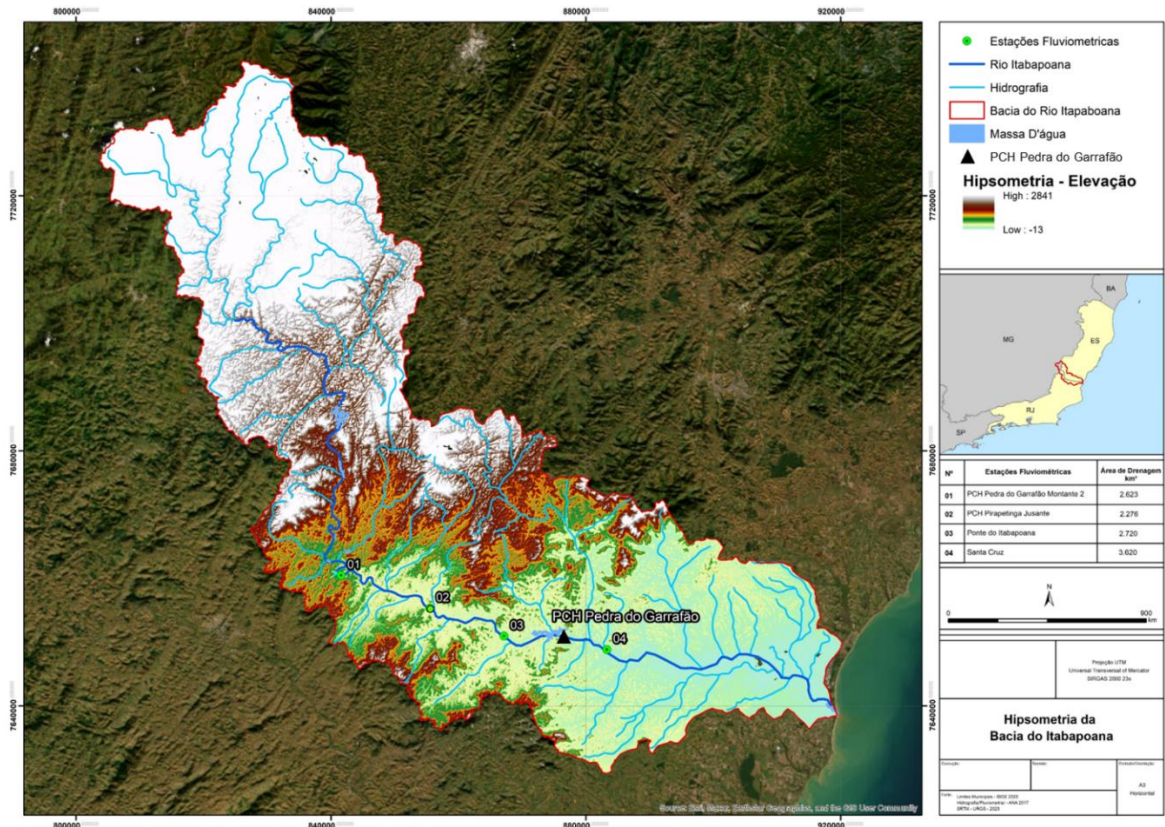
Fonte: Autora, 2025.

Durante o estudo, verificou-se uma discrepância nos valores da área de drenagem da estação Ponte do Itabapoana. Enquanto o sistema Hidroweb informa uma área de 2.720 km², o relatório de Estudo de Impacto Ambiental (IEMA, 2002) indicou um valor de 2.854 km². Já a delimitação realizada no software QGIS, utilizada neste trabalho, resultou em uma área de aproximadamente 2.874 km². Diante dessa diferença, optou-se por adotar a área de drenagem verificada no QGIS, por refletir de forma mais precisa as características da bacia.

Dessa forma, partindo da equação (33), tem-se que:

$$Q_{PCH\ Pedra\ do\ Garrafão} = Q_{P,Itabapoana} \times \frac{3220\ km^2}{2874\ km^2} \quad (37)$$

Figura 28 - Mapa hipsométrico da bacia do Rio Itabapoana.



Fonte: Autora, 2025.

a) Séries de vazões médias mensais

Para o dimensionamento das vazões para a PCH Pedra do Garrafão, foi aplicada a equação (37). Os resultados estão expressos na Tabela 5, conforme demonstrado a seguir:

Tabela 5 - Série de vazões médias mensais na PCH Pedra do Garrafão.

Ano/Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Méd.	Máx.	Mín.
1930									26,5	15,2	66,4	74,3	45,6	74,3	15,2
1931	46,2	66,0	68,5	52,1	36,0	19,7	18,5	13,6	12,0	32,3	68,1	121,9	46,3	121,9	12,0
1932	102,4	48,8	45,8	25,8	34,9	36,9	22,5	17,5	14,2	15,6	60,0	91,1	43,0	102,4	14,2
1933	206,5	161,2	227,4	218,9	177,7	156,0	152,5	133,0	153,8	107,5	152,0	256,9	175,3	256,9	107,5
1934	205,1	67,6	81,6	52,7	52,8	34,1	27,2	22,7	29,1	26,3	42,8	64,7	58,9	205,1	22,7
1935	87,8	151,2	79,5	66,1	39,8	30,0	24,1	20,8	18,8	23,0	31,1	58,6	52,6	151,2	18,8
1936	27,9	51,3	79,7	44,9	26,4	27,1	22,5	17,5	21,5	30,0	39,1	56,9	37,1	79,7	17,5
1937	140,5	165,5	67,0	81,2	56,5	35,4	30,2	23,0	19,5	28,4	52,9	144,6	70,4	165,5	19,5
1938	69,5	51,5	36,3	48,1	31,2	28,2	20,7	24,0	18,4	23,3	48,4	69,1	39,0	69,5	18,4

Ano/Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Méd.	Máx.	Mín.
1939	84,0	54,0	24,5	27,0	19,4	15,1	15,3	12,6	14,2	14,6	19,6	39,6	28,3	84,0	12,6
1940	49,7	64,8	103,2	45,6	31,7	23,0	18,7	15,1	19,0	26,2	88,8	64,8	45,9	103,2	15,1
1941	78,2	52,1	78,5	81,1	38,5	29,9	36,1	22,3	25,3	39,7	41,0	88,1	50,9	88,1	22,3
1942	188,0	86,7	68,9	62,7	42,9	32,5	29,3	25,6	21,8	33,4	54,9	197,9	70,4	197,9	21,8
1943	236,7	120,5	99,2	70,4	46,4	44,8	34,7	31,0	25,9	54,6	43,8	142,8	79,2	236,7	25,9
1944	82,1	135,7	79,3	71,3	52,9	38,2	34,5	30,1	22,6	19,9	32,3	69,6	55,7	135,7	19,9
1945	99,9	72,1	80,9	81,1	48,8	37,5	31,0	23,2	22,3	23,2	59,1	91,6	55,9	99,9	22,3
1946	105,3	49,8	61,0	82,1	45,3	35,4	26,0	22,4	21,4	30,6	38,1	77,1	49,5	105,3	21,4
1947	70,4	46,4	70,5	48,8	35,7	23,5	26,2	25,1	23,5	35,0	55,8	102,2	46,9	102,2	23,5
1948	71,3	52,5	70,3	48,6	39,1	29,6	22,9	20,0	17,9	21,3	42,3	147,4	48,6	147,4	17,9
1949	138,2	182,2	102,2	91,2	53,0	49,4	38,6	31,1	25,3	36,9	57,5	91,7	74,8	182,2	25,3
1950	80,3	73,2	60,2	56,7	39,1	32,3	26,2	20,2	19,5	25,8	65,6	88,2	48,9	88,2	19,5
1951	67,4	74,7	100,0	65,5	42,7	39,3	28,6	23,2	16,2	17,6	16,8	56,7	45,7	100,0	16,2
1952	129,1	140,5	109,8	63,3	43,9	37,3	33,4	28,2	32,8	27,1	52,6	75,3	64,4	140,5	27,1
1953	36,0	70,9	38,7	43,1	37,8	23,5	19,0	16,2	18,2	16,8	41,2	69,3	35,9	70,9	16,2
1954	50,2	26,6	17,7	33,1	24,9	18,7	13,6	10,8	10,4	10,1	15,8	27,8	21,6	50,2	10,1
1955	55,3	27,6	14,2	35,0	21,1	18,7	9,9	7,2	5,2	9,7	39,4	45,1	24,0	55,3	5,2
1956	28,2	8,7	21,9	16,4	16,0	13,8	11,2	12,9	6,8	10,3	33,0	88,4	22,3	88,4	6,8
1957	74,5	43,1	56,5	69,2	49,0	33,5	22,2	16,1	17,1	18,7	41,5	158,4	50,0	158,4	16,1
1958	55,4	54,3	42,0	57,2	46,5	31,4	33,9	22,1	24,2	30,1	49,0	47,6	41,2	57,2	22,1
1959	76,4	27,8	50,9	31,7	28,1	19,4	15,1	13,3	11,3	21,7	74,9	90,7	38,4	90,7	11,3
1960	106,5	77,3	160,0	82,3	49,2	38,1	34,4	26,2	25,4	23,2	45,2	69,8	61,5	160,0	23,2
1961	119,2	133,1	72,7	51,6	47,7	33,3	27,8	22,0	16,9	18,1	27,6	38,9	50,7	133,1	16,9
1962	127,3	142,5	62,0	37,3	32,9	27,3	23,9	18,6	24,5	31,8	55,3	135,1	59,9	142,5	18,6
1963	60,4	56,3	30,6	30,9	20,9	18,4	16,3	14,6	10,6	12,1	28,0	19,4	26,5	60,4	10,6
1964	74,8	132,6	80,4	61,6	34,4	27,6	36,5	29,3	16,6	40,2	60,1	100,8	57,9	132,6	16,6
1965	141,4	138,7	111,3	82,3	62,0	45,4	40,7	32,4	27,4	57,2	95,9	77,6	76,0	141,4	27,4
1966	114,1	46,9	39,3	49,2	36,6	28,4	25,7	19,9	17,9	36,4	92,2	90,2	49,7	114,1	17,9
1967	117,4	134,0	130,3	89,5	59,2	43,1	38,2	29,9	25,0	19,6	49,9	86,8	68,6	134,0	19,6
1968	108,1	77,6	103,5	60,8	38,3	31,7	30,5	28,0	36,6	51,0	40,4	64,8	55,9	108,1	28,0
1969	50,7	51,2	51,2	49,0	27,7	34,9	30,5	21,6	16,5	35,2	77,9	104,8	45,9	104,8	16,5
1970	113,5	67,3	50,4	55,2	35,2	25,8	32,1	25,8	37,6	48,9	95,4	70,2	54,8	113,5	25,8
1971	41,3	24,4	40,2	28,9	22,4	24,2	18,2	14,6	30,9	53,3	166,6	160,8	52,2	166,6	14,6
1972	60,1	69,6	79,5	65,4	43,3	31,8	38,2	28,8	28,4	37,9	63,3	97,5	53,6	97,5	28,4
1973	73,4	64,8	86,7	59,7	41,3	29,5	25,5	22,4	19,0	44,1	59,5	66,6	49,4	86,7	19,0
1974	89,4	45,7	48,6	54,4	35,5	28,0	20,6	15,6	13,4	32,0	40,5	67,0	40,9	89,4	13,4
1975	110,6	68,4	44,2	39,7	33,6	25,7	32,2	17,5	17,5	58,4	91,1	78,5	51,4	110,6	17,5
1976	35,2	34,5	24,8	26,8	27,4	16,6	24,7	18,9	33,0	44,4	61,8	111,9	38,3	111,9	16,6
1977	76,0	38,3	33,9	63,7	34,0	24,1	18,3	14,3	20,5	27,0	81,2	95,2	43,9	95,2	14,3
1978	79,6	54,2	35,4	35,0	30,7	32,3	29,4	19,6	22,3	33,8	34,2	72,6	39,9	79,6	19,6
1979	192,3	299,6	135,1	82,1	53,4	44,4	37,4	31,5	27,7	24,2	53,2	74,0	87,9	299,6	24,2
1980	113,1	91,9	39,1	70,3	59,4	32,0	26,5	24,5	20,2	21,4	28,6	65,4	49,4	113,1	20,2
1981	45,1	28,3	43,2	31,2	21,8	21,6	18,8	19,5	12,6	25,0	141,4	87,0	41,3	141,4	12,6
1982	111,8	53,5	108,8	65,4	42,1	34,1	25,4	28,5	22,5	21,0	25,9	66,7	50,5	111,8	21,0
1983	144,0	69,4	67,1	87,6	56,8	41,4	31,5	24,6	31,7	74,2	94,8	159,0	73,5	159,0	24,6

Ano/Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Méd.	Máx.	Mín.
1984	86,1	46,7	52,9	60,0	35,2	26,4	22,2	24,5	27,8	36,4	52,3	164,6	52,9	164,6	22,2
1985	308,4	161,5	175,8	83,0	64,5	44,8	39,3	32,1	36,0	41,0	62,2	79,6	94,0	308,4	32,1
1986	99,9	57,6	38,9	34,0	28,0	22,9	22,9	31,7	20,6	15,9	34,4	52,5	38,3	99,9	15,9
1987	65,1	51,0	53,5	66,0	32,1	23,2	18,6	15,0	20,7	22,0	54,2	119,5	45,1	119,5	15,0
1988	73,9	80,9	61,1	57,6	47,9	39,7	24,9	20,2	15,9	26,3	51,9	51,4	46,0	80,9	15,9
1989	58,8	48,4	52,7	41,0	32,0	37,5	31,6	27,7	22,8	36,4	54,8	61,5	42,1	61,5	22,8
1990	25,5	29,2	32,6	26,1	23,5	16,5	19,3	14,4	20,4	29,5	29,9	48,6	26,3	48,6	14,4
1991	99,5	87,4	88,1	55,9	40,0	32,1	30,1	28,7	35,0	41,0	52,2	63,0	54,4	99,5	28,7
1992	83,0	48,3	44,4	43,1	39,7	27,6	31,6	27,3	45,1	50,0	104,1	98,8	53,6	104,1	27,3
1993	89,1	48,4	44,9	62,0	41,8	35,1	24,1	21,1	21,4	19,0	21,1	64,2	41,0	89,1	19,0
1994	163,5	40,3	135,6	89,2	67,2	50,5	38,4	29,1	23,6	22,8	34,3	63,9	63,2	163,5	22,8
1995	30,2	48,2	34,1	33,2	25,8	18,9	16,3	12,7	12,6	22,8	86,4	129,4	39,2	129,4	12,6
1996	103,2	53,2	55,8	45,4	35,7	26,7	22,7	20,5	38,9	35,7	94,4	81,0	51,1	103,2	20,5
1997	218,0	60,1	97,2	53,6	40,7	33,4	26,2	23,7	28,2	33,0	49,6	122,6	65,5	218,0	23,7
1998	87,1	79,8	47,3	40,6	33,2	28,4	22,7	24,4	18,4	29,4	71,9	50,3	44,5	87,1	18,4
1999	46,4	23,4	56,7	31,4	20,8	22,0	17,1	13,9	13,5	23,4	70,3	90,3	35,8	90,3	13,5
2000	80,7	84,9	72,8	52,7	32,8	27,1	22,7	19,4	24,6	17,7	64,8	98,1	49,9	98,1	17,7
2001	98,6	48,5	34,6	26,1	23,7	20,4	16,1	13,9	16,7	22,8	79,9	59,6	38,4	98,6	13,9
2002	82,3	100,7	54,4	32,9	29,4	18,9	18,9	17,2	22,8	18,5	48,5	98,4	45,3	100,7	17,2
2003	250,9	60,5	46,9	41,0	31,7	23,1	21,0	22,2	24,4	24,6	45,7	77,5	55,8	250,9	21,0
2004	149,1	97,4	90,8	99,7	52,4	43,0	40,9	33,0	22,0	27,4	30,8	136,6	68,6	149,1	22,0
2005	97,8	141,4	227,7	97,1	64,9	56,0	46,0	34,9	39,1	30,1	86,4	165,7	90,6	227,7	30,1
2006	60,3	40,1	89,2	69,1	41,1	30,0	26,4	22,2	24,5	40,5	95,5	171,6	59,2	171,6	22,2
2007	235,5	176,9	70,8	67,9	50,3	36,1	28,2	23,2	19,7	24,2	33,6	83,9	70,8	235,5	19,7
2008	50,3	95,5	60,7	71,7	40,3	30,9	25,6	19,7	23,3	22,6	83,6	234,7	63,2	234,7	19,7
2009	265,9	137,4	119,1	154,2	65,9	56,2	43,9	39,1	35,0	54,9	56,4	82,7	92,6	265,9	35,0
2010	44,7	23,8	60,8	48,1	30,6	24,0	19,4	19,2	14,1	21,4	80,7	142,2	44,1	142,2	14,1
2011	88,9	31,3	214,7	112,3	54,5	40,8	33,0	26,1	20,7	36,7	49,8	104,5	67,8	214,7	20,7
2012	131,4	36,7	36,6	43,1	49,1	34,4	22,6	21,6	19,5	15,1	46,9	31,0	40,7	131,4	15,1
2013	36,6	53,8	79,9	49,1	28,1	28,0	19,7	14,6	13,2	18,1	31,1	184,8	46,4	184,8	13,2
2014	42,5	25,8	26,9	47,0	21,5	16,4	16,0	14,6	9,5	8,6	34,0	41,5	25,3	47,0	8,6
2015	9,0	9,4	17,5	16,5	26,8	19,7	12,3	8,4	12,5	10,1	19,0	44,9	17,2	44,9	8,4
2016	38,0	18,0	24,4	9,1	8,9	11,6	7,9	5,1	4,9	9,3	49,1	134,2	26,7	134,2	4,9
2017	26,1	23,8	23,2	17,7	19,4	12,9	13,8	9,5	5,8	4,6	34,1	70,6	21,8	70,6	4,6
2018	19,4	76,7	106,3	68,8	32,1	22,8	16,9	21,1	13,7	18,9	62,3	71,8	44,2	106,3	13,7
2019	35,1	34,5	38,8	31,9	30,5	15,2	12,4	12,1	10,2	10,2	65,9	75,8	31,0	75,8	10,2
2020	202,4	141,8	175,7	77,0	53,4	36,9	30,2	25,3	17,2	28,5	61,2	66,7	76,4	202,4	17,2
2021	81,1	144,0	68,0	57,6	40,0	27,9	18,5	16,1	16,5	51,6	69,3	97,2	57,3	144,0	16,1
2022	135,2	216,5	73,4	66,5	36,7	28,7	21,6	15,7	16,0	27,9	90,8	137,3	72,2	216,5	15,7
2023	181,5	95,4	47,1	47,8	35,8	25,0	23,4	23,3	18,6	18,3	34,0	31,9	48,5	181,5	18,3
2024	87,3	70,0	114,6	57,6	30,5	21,9	15,4	14,3	10,2	19,5	37,9		43,6	114,6	10,2
Média	98,0	76,3	71,9	57,6	39,8	31,1	26,7	22,4	22,4	29,1	57,4	92,0	52,0		
Máxima	308,4	299,6	227,7	218,9	177,7	156,0	152,5	133,0	153,8	107,5	166,6	256,9		308,4	
Mínima	9,0	8,7	14,2	9,1	8,9	11,6	7,9	5,1	4,9	4,6	15,8	19,4			4,6

Fonte: Autora, 2025.

A vazão média mensal (Q_{MLT}) apresentada no Estudo de Impacto Ambiental foi de 51,35 m³/s. No entanto, a atualização hidrológica realizada neste trabalho resultou em um valor ajustado de 52 m³/s. A diferença se dá pelo maior número de dados da série hidrológica, além da divergência entre as áreas de drenagem conferidas.

b) Estudo de cheias

Para o estudo de cheias, foram calculadas as vazões médias diárias máximas anuais (Q_{MDMA}) com base na série histórica de dados da estação hidrológica Ponte do Itabapoana. O período considerado abrange 94 anos de registros, compreendendo de setembro de 1930 a novembro de 2024.

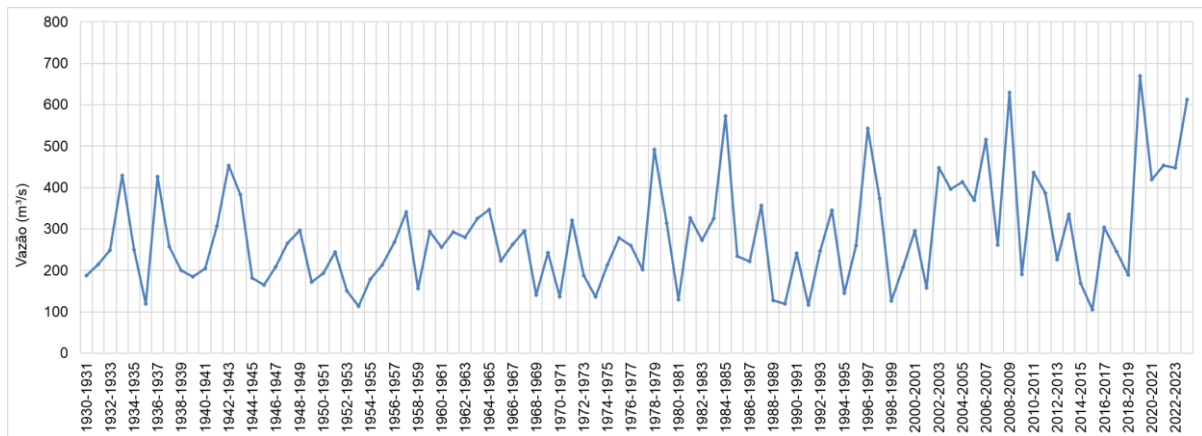
Tabela 6 - Q_{MDMA} na Estação Fluviométrica Ponte do Itabapoana.

Ano hidrológico	Vazão máxima (m ³ /s)	Ano hidrológico	Vazão máxima (m ³ /s)
1930-1931	188	1977-1978	201
1931-1932	215	1978-1979	491
1932-1933	249	1979-1980	315
1933-1934	429	1980-1981	130
1934-1935	250	1981-1982	328
1935-1936	119	1982-1983	273
1936-1937	427	1983-1984	325
1937-1938	258	1984-1985	572
1938-1939	200	1985-1986	234
1939-1940	185	1986-1987	222
1940-1941	205	1987-1988	356
1941-1942	307	1988-1989	129
1942-1943	454	1989-1990	119
1943-1944	383	1990-1991	241
1944-1945	183	1991-1992	116
1945-1946	165	1992-1993	248
1946-1947	209	1993-1994	345
1947-1948	266	1994-1995	146
1948-1949	298	1995-1996	260
1949-1950	173	1996-1997	544
1950-1951	193	1997-1998	373
1951-1952	244	1998-1999	127
1952-1953	150	1999-2000	207
1953-1954	114	2000-2001	296
1954-1955	180	2001-2002	158
1955-1956	213	2002-2003	448
1956-1957	269	2003-2004	396
1957-1958	342	2004-2005	413
1958-1959	156	2005-2006	370
1959-1960	294	2006-2007	515

Ano hidrológico	Vazão máxima (m³/s)	Ano hidrológico	Vazão máxima (m³/s)
1960-1961	256	2007-2008	262
1961-1962	292	2008-2009	630
1962-1963	280	2009-2010	191
1963-1964	325	2010-2011	436
1964-1965	347	2011-2012	387
1965-1966	223	2012-2013	226
1966-1967	263	2013-2014	336
1967-1968	296	2014-2015	169
1968-1969	142	2015-2016	106
1969-1970	243	2016-2017	305
1970-1971	137	2017-2018	246
1971-1972	321	2018-2019	189
1972-1973	187	2019-2020	670
1973-1974	137	2020-2021	420
1974-1975	213	2021-2022	453
1975-1976	278	2022-2023	448
1976-1977	260	2023-2024	612

Fonte: Autora, 2025.

Figura 29 - Q_{MDMA} na Estação Fluviométrica Ponte do Itabapoana.



Fonte: Autora, 2025.

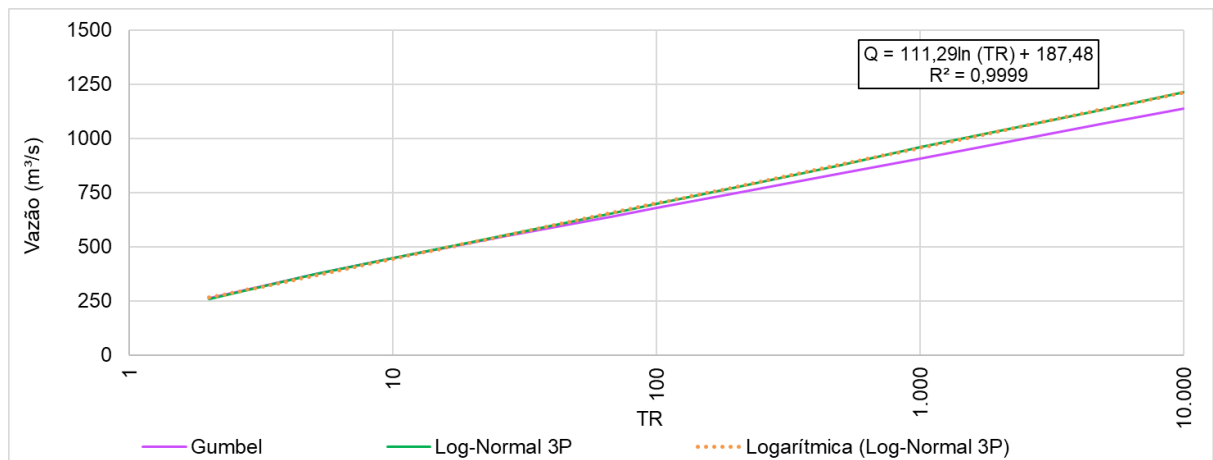
No presente estudo, conforme Tabela 7, o coeficiente de assimetria calculado foi de 0,986, o que indicaria, a princípio, a adequação da distribuição de Gumbel. No entanto, considerando a longa série histórica disponível, optou-se pela utilização da distribuição Log-Normal de três parâmetros (Log-Normal 3P), ajustada por meio do Método dos Momentos-L. Além disso, a Log-Normal 3P apresentou melhor desempenho estatístico, com menor erro no teste de Kolmogorov-Smirnov e p-valor de 0,9997, superior ao valor obtido para a distribuição de Gumbel ($p = 0,9991$), reforçando sua melhor aderência aos dados observados.

Tabela 7 - Estatísticas amostrais calculadas pelo software ALEA para Estação Ponte do Itabapoana.

Estatística convencional		Estatística L	
Tamanho da amostra	94	Ordem 1	282
Mínimo	106	Ordem 2	64,6
Máximo	669,5	Ordem 3	13,5
Média	282	Ordem 4	9,145
Mediana	259,1	Ordem 5	3,786
Desvio Padrão	124,8	L – Coeficiente de variação	0,243
Variância	15564	L – Coeficiente de assimetria	0,197
Coeficiente de variação	0,442	L – Coeficiente de curtose	0,133
Coeficiente de assimetria	0,986		
Coeficiente de curtose	3,808		

Fonte: Autora, 2025.

Figura 30 - Comparação entre a distribuição de Gumbel e Log-Normal 3P (MML).



Fonte: Autora, 2025.

Portanto, após determinar das vazões para diferentes tempos de retorno na estação Ponte do Itabapoana, procedeu-se à transferência das vazões para a PCH Pedra do Garrafão, conforme equação (35) e apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 – Vazões calculadas para os períodos de retorno.

Tempo de Retorno (TR)	Q _{MDMA} (m³/s)	Q _{MDMA} (m³/s)	Q _{instantânea} (m³/s)
	Ponte do Itabapoana	Pedra do Garrafão	Pedra do Garrafão
2	258	289	357
5	372	417	515

Tempo de Retorno (TR)	Q_{MDMA} (m³/s) Ponte do Itabapoana	Q_{MDMA} (m³/s) Pedra do Garrafão	Q_{instantânea} (m³/s) Pedra do Garrafão
10	449	503	621
25	548	613	758
69	657	736	910
100	698	781	966
200	774	867	1072
500	878	984	1216
1.000	959	1075	1328
5.000	1135	1272	1572
10.000	1212	1358	1679

Fonte: Autora, 2025.

É importante destacar que o *software* ALEA apresenta os quantis notáveis apenas até o período de retorno correspondente à cheia milenar. Portanto, para estimar as cheias com períodos de retorno de 5.000 e 10.000 anos, faz-se necessário determinar a equação da curva de distribuição, conforme apresentado na Figura 30. Para isso, utilizou-se uma linha de tendência logarítmica, por apresentar o melhor ajuste à curva de dados.

Dessa forma, observa-se um aumento de 34,32% na vazão associada ao período de retorno decamilenar, conforme atualizado neste estudo, em comparação com a estimativa apresentada em 2002, que indicava uma vazão de 1.250 m³/s para o mesmo TR.

6.2. Determinação da capacidade de descarga do vertedouro labirinto

Para a determinação do comprimento desenvolvido de um módulo do vertedouro (l) — parâmetro fundamental para o cálculo da capacidade de descarga — foi adotado o valor aproximado de 36 metros. Essa estimativa foi obtida com o auxílio da ferramenta de medição do Google Earth, conforme apresentado na

Figura 31 - Comprimento desenvolvido de um módulo do vertedouro



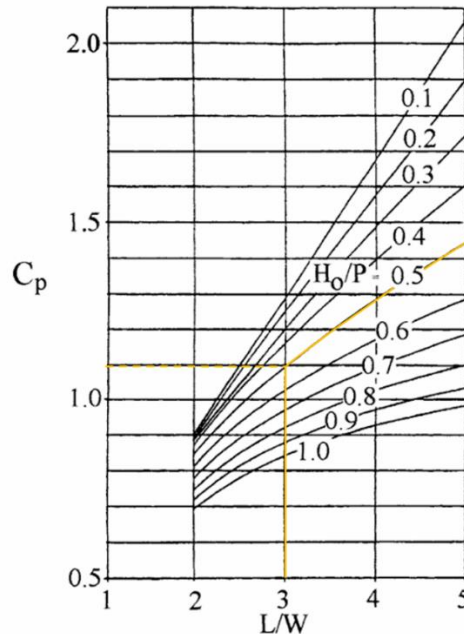
Fonte: Imagem extraída da *software* Google Earth® em 10 abr. 2025.

a) Coeficiente de descarga (C_p)

O coeficiente de descarga de é definido a partir do ábaco apresentado na Segundo Magalhães e Lorena (1989) apud Roselli (2012) ao utilizar o ábaco (**Erro! Autoreferência de indicador não válida.**) para encontrar o valor de C_p , faz-se necessário obedecer às condições de: escoamento não afogado na soleira; $1 \leq l/w \leq 8$; $0,2 \leq H/P \leq 0,6$; $\alpha/\alpha_{m\acute{a}x} \geq 0,8$; e $W/P \geq 2$. Onde, l representa o desenvolvimento total de um módulo e w , a largura frontal de um módulo da soleira, ambos em metros. No presente estudo, todas essas condições foram verificadas e encontram-se dentro dos intervalos recomendados.

Figura 27, seguindo a metodologia de Magalhães e Lorena (1989).

Figura 32 - Ábaco para coeficiente de descarga adimensional de soleiras com forma trapezoidal em planta.



Fonte: Magalhães (1985) *apud* Falvey (2003).

Assim, considerando a sobrelevação de projeto (H) igual a 1,5 m e a profundidade do escoamento na região de aproximação (P) igual a 3,0 m, conforme apresentado na Tabela 3, obtém-se a relação H/P igual a 0,5. Além disso, tendo-se o comprimento desenvolvido de um ciclo do vertedouro (l) de aproximadamente 36 m e a largura de um ciclo (w) de 12 m, a relação l/w resulta em 3,0. Dessa forma, conforme destacado na Figura 32, tem-se que:

$$C_p = 1,1$$

b) Verificação da capacidade e curva de descarga do vertedouro

O vertedouro da PCH Pedra do Garrafão foi projetado para escoar a cheia milenar, estimada em 1.000 m³/s, com uma sobrelevação inferior a 1,5 m. Utilizando o coeficiente de descarga C_p previamente determinado e aplicando-o na equação (36), verifica-se a capacidade de descarga do vertedouro para a lâmina de projeto:

$$\therefore Q = 1,1 \times 108 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 1,50^{1,5} = 966,725 \frac{m^3}{s}$$

A curva de descarga do vertedouro foi elaborada a partir da variação da carga hidráulica sobre a soleira vertente (H). A Tabela 9 sintetiza os parâmetros adotados e as respectivas vazões calculadas para cada elevação do nível d'água do reservatório. Na sequência, a

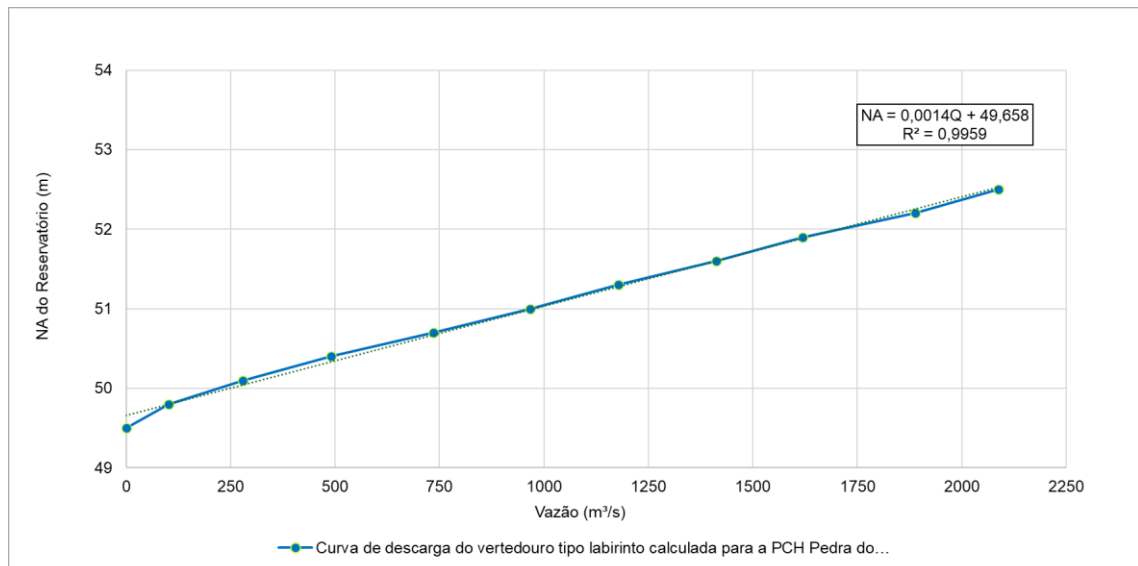
Figura 33 ilustra a curva de descarga obtida, com base nesses dados.

Tabela 9 - Cálculo da curva de descarga do vertedouro labirinto

NA	H	H/P	C _p	Q (m ³ /s)
49,50	0,00	0,00	0,00	0
49,80	0,30	0,10	1,30	102
50,10	0,60	0,20	1,26	280
50,40	0,90	0,30	1,20	490
50,70	1,20	0,40	1,17	736
51,00	1,50	0,50	1,10	967
51,30	1,80	0,60	1,02	1178
51,60	2,10	0,70	0,97	1412
51,90	2,40	0,80	0,91	1619
52,20	2,70	0,90	0,89	1889
52,50	3,00	1,00	0,84	2088

Fonte: Autora, 2025.

Figura 33 - Curva de descarga do vertedouro tipo labirinto



Fonte: Autora, 2025.

c) Verificação da borda livre

A Eletrobrás (2003, p.22) define a borda livre mínima para barragens:

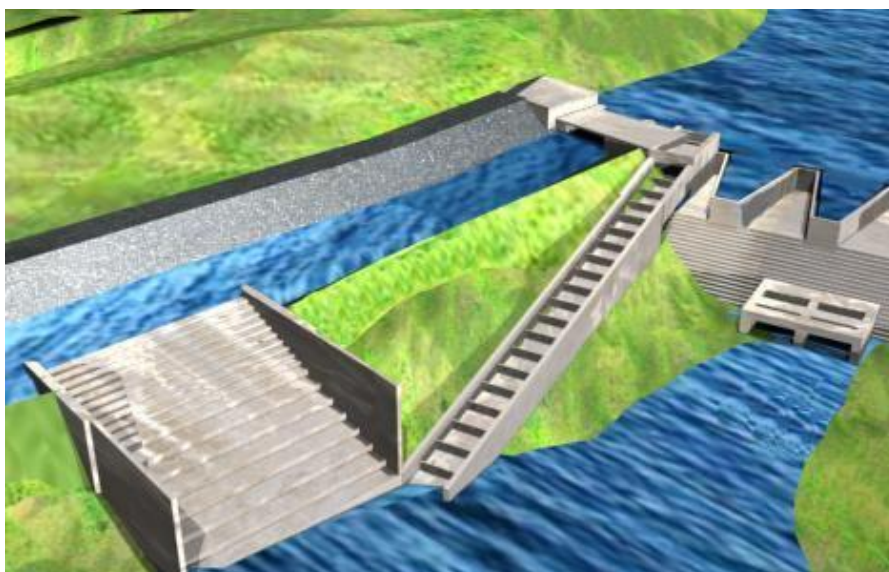
Em maciços de terra ou enrocamento, a borda livre mínima deverá ser de 1,0 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório. Em barragens de concreto, a borda livre mínima deverá ser de 0,5 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório.

Com base na curva de descarga do vertedouro, atualizada neste estudo, para a vazão instantânea correspondente ao período de retorno decamilenar, calculada em 1.679 m³/s, e utilizando a equação obtida por meio da regressão linear apresentada na

Figura 33, determinou-se uma carga hidráulica de 2,51 metros. Esse valor corresponde a um nível d'água no reservatório de 52,01 metros, considerando a cota da soleira do vertedouro na El. 49,50 metros, o que significa que a adoção da vazão de projeto decamilenar levaria a uma condição de galgamento sobre a crista de toda a barragem (0,01 m acima da cota da crista), não assegurando, portanto, a existência da borda livre preconizada pela Eletrobrás (2003).

Neste estudo, considerou-se exclusivamente a existência do vertedouro do tipo labirinto. De acordo com IEMA (2002), foi previsto no projeto original um vertedouro lateral no canal de adução, com capacidade de escoamento de 125 m³/s (10% da decamilenar). Os desenhos renderizados 3D disponibilizados no *site* da empresa PCH - Performance Centrais Hidrelétricas Ltda, de fato mostram um vertedouro lateral no arranjo, conforme Figura 34. No entanto, não foram encontradas evidências que comprovassem a execução desse vertedouro auxiliar, seja por meio de observações via imagens de satélite no Google Earth (Figura 23), seja por meio das informações técnicas disponibilizadas na ficha do empreendimento no sistema SIGEL, da ANEEL.

Figura 34 – Arranjo preliminar do empreendimento PCH Pedra do Garrafão



Fonte: PCH - Performance Centrais Hidrelétricas Ltda (s.d.)¹

6.3. Definição dos parâmetros de modelagem para o PKW

O vertedouro PKW é adotado neste estudo como alternativa a ser analisada para garantir a passagem da cheia de projeto decamilenar, de forma a assegurar o atendimento à borda livre mínima estabelecida pelas diretrizes da Eletrobrás (2003).

Para estimar a curva de descarga do PKW, foram consideradas as dimensões do vertedouro labirinto já existente. Dessa forma, garantiu-se a nova estimativa com as condições originais da estrutura.

Para a modelagem, foi adotado o método de Kabiri-Samani e Javaheri (2012), uma vez que as equações de Leite Ribeiro *et. al* (2012a) são baseadas na razão entre um PKW e um vertedouro de soleira linear (o que não corresponde à característica da barragem em estudo). Além disso, Machiels (2014) determina a descarga por unidade de largura do vertedouro PKW, o que também não se adequa completamente ao caso analisado.

Dessa forma, ao retomar a equação (11), é possível observar que o coeficiente de descarga obtido nos estudos de Kabiri-Samani e Javaheri (2012) é calculado a partir dos ajustes dos parâmetros específicos do PKW.

$$C_{dW} = 0,212 \left(\frac{H}{P}\right)^{-0,675} \left(\frac{L}{W}\right)^{0,377} \left(\frac{W_i}{W_o}\right)^{0,426} \left(\frac{B}{P}\right)^{0,306} e^{\left(1,504\frac{B_o}{B} + 0,093\frac{B_i}{B}\right)} + 0,606$$

A seguir, descrevem-se as considerações para adoção de cada parâmetro.

Os parâmetros H e P foram selecionados com base nos valores reais da PCH Pedra do Garrafão. Já os parâmetros W_i , W_o , T_s e n° ciclos foram definidos com base na análise de valores empregados na construção de PKWs existentes, conforme apresentado no ANEXO A. Além disso, esses valores foram ajustados de forma que a largura efetiva, aqui denominada como W_e , não excedesse o limite de 108 m, correspondente à largura do vertedouro tipo labirinto existente. Com isso, a largura de uma unidade de PKW (W_u) foi inicialmente calculada a partir da seguinte expressão:

$$W_u = W_i + W_o + 2(T_s) \quad (38)$$

$$\therefore W_u = 3,15 + 2,9 + 2(0,35) = 6,75 \text{ m}$$

$$W_e = W_u \times n^\circ \text{ ciclos} \quad (39)$$

¹ Disponível em: https://www.pch.com.br/investir/frame_empreendimentos%20pedra.htm

$$\therefore W_e = 6,75 \times 16 = 108 \text{ m}$$

O cálculo do comprimento de crista desenvolvido (L) de um PKW se dá por:

$$L = n^{\circ} \text{ ciclos} \times (W_i + W_o + 2Ts + 2B) \quad (40)$$

$$\therefore L = 16 \times (3,15 + 2,9 + 2(0,35) + 2(7,5)) = 348 \text{ m}$$

É importante ressaltar que os limites de aplicação das relações paramétricas, conforme definido por Kabiri-Samani e Javaheri (2012), devem ser considerados, a fim de garantir a validação da equação do coeficiente de descarga e a precisão dos resultados obtidos.

Para o presente estudo, foram realizados testes utilizando uma planilha elaborada no Excel, no qual foram analisadas variações nos parâmetros relativos aos comprimentos montante/jusante (B) do PKW. A planilha utilizada para os cálculos está disponível no ANEXO B.

a) Considerando B como variável;

O comprimento B é definido pela equação:

$$B = B_b + B_i + B_o \quad (41)$$

Para esta modelagem, estabeleceu-se que a largura da base (B_b) correspondesse a $2B_i = 2B_o$. Essa definição se justifica pelo fato de que, no vertedouro do tipo A, os alvéolos de entrada e saída possuem comprimentos iguais, garantindo a equivalência entre valores de B_i e B_o .

Nesta alternativa, ao variar o valor de B entre 5 m e 15 m (considerando B do vertedouro labirinto igual a 15,1 m), com intervalos de 0,5 a 0,5 m, observou-se que, para $B = 5$ m, a relação L/W resultou em valor inferior ao limite estabelecido. Já para comprimentos B, a partir de 8 m, a razão B/P ultrapassou o limite máximo definido.

Dessa forma, em um teste com 21 variações de B, verificou-se que apenas entre o intervalo de B de 5,5 a 7,5, delas apresentaram razões dentro dos limites estabelecidos. A maior vazão obtida, considerando diferentes hipóteses de PKW para a cota 51,0 m (composta pela elevação da soleira em 49,5 m acrescida da carga de projeto de 1,5 m), foi de 985,116 m³/s, com um coeficiente de descarga (C_{dw}) de 1,681, considerando os seguintes parâmetros:

Tabela 10 - Parâmetros para dimensionamento do PKW

Parâmetros obtidos para B variável		
H - Carga Hidráulica de Projeto	1,5	Parâmetros fixos
P - Profundidade do escoamento na aproximação	3,0	
W _i - Largura do alvéolo de entrada	3,15	Parâmetros estipulados*
W _o - Largura do alvéolo de saída	2,9	
T _s - Espessura da parede lateral	0,35	
n° - número de ciclos	16	
W _e - Largura efetiva	108	Parâmetros calculados
L - Comprimento da crista desenvolvida	348	
B _i - Comprimento do balanço de entrada	1,875	
B _o - Comprimento do balanço de saída	1,875	
B _b - Comprimento da base	3,75	
B - Comprimento montante/jusante	7,5	Parâmetro variado
L/W	3,22	Razões paramétricas
H/P	0,5	
W _i /W _o	1,086	
B/P	2,5	
B _i /B	0,25	
B _o /B	0,25	

Nota: Todos os parâmetros estão expressos em metros, exceto o número de ciclos e as razões paramétricas, que são adimensionais.

*Adotados conforme observação de valores existentes em PKWs já construídos, ANEXO A.

6.3.1 Determinação da capacidade de descarga do vertedouro PKW

Conforme a definição anterior, para a elaboração da curva de descarga do PKW, o coeficiente de descarga foi determinado a partir da equação (11) com a substituição dos valores dos parâmetros considerados.

$$C_{dW} = 0,212 (0,5)^{-0,675} (3,22)^{0,377} (1,09)^{0,426} (2,5)^{0,306} e^{(1,504(0,25)+0,093(0,25))} + 0,606$$

$$\therefore C_{dW} = 1,681$$

Com o coeficiente de descarga calculado, utiliza-se a fórmula da equação padrão de escoamento com superfície livre para vertedouros, que relaciona a carga total H no vertedouro com a largura transversal W.

$$Q_{pkw} = \frac{2}{3} C_{dW} W \sqrt{2g H^3}$$

$$Q_{pkw} = \frac{2}{3} 1,681 \times 108 \sqrt{2g 1,5^3} = 985,116 \frac{m^3}{s}$$

A curva de descarga do vertedouro é calculada variando-se a carga hidráulica sobre a soleira vertente (H). A seguir, a Tabela 11 resume os parâmetros e as vazões obtidas para cada elevação do nível d'água do reservatório e, na sequência, a curva de descarga do vertedouro é apresentada na Figura 35.

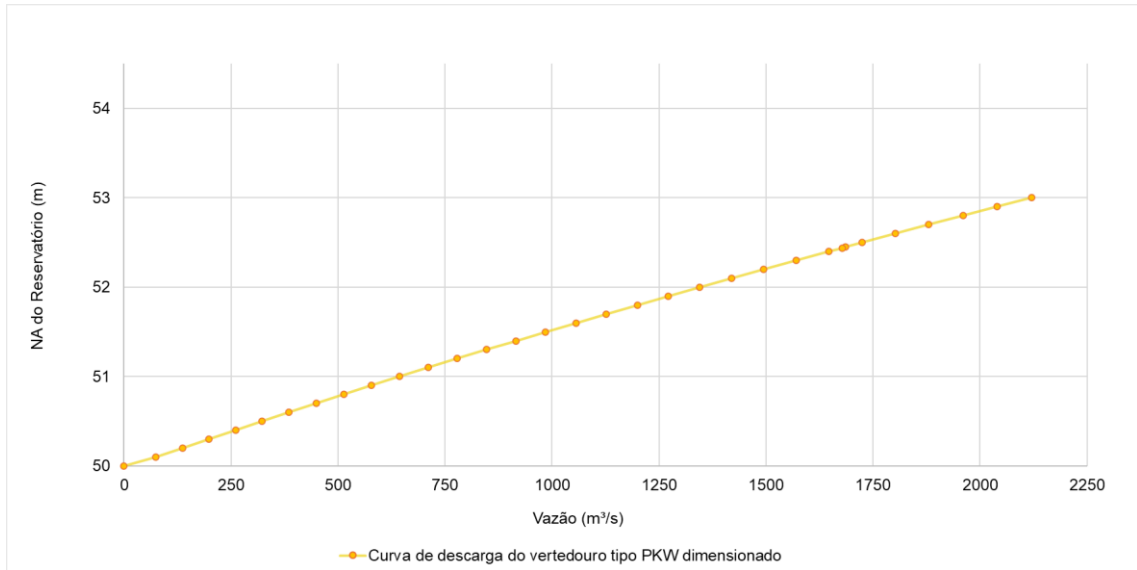
Tabela 11 - Cálculo da curva de descarga do vertedouro PKW

NA	H	H/P	W_e	C_{dw}	Q_{PKW}
52,00	2,50	0,83	108,00	1,3678	1724,257
51,90	2,40	0,80	108,00	1,3890	1647,079
51,80	2,30	0,77	108,00	1,4119	1570,603
51,70	2,20	0,73	108,00	1,4364	1494,839
51,60	2,10	0,70	108,00	1,4629	1419,794
51,50	2,00	0,67	108,00	1,4916	1345,477
51,40	1,90	0,63	108,00	1,5228	1271,897
51,30	1,80	0,60	108,00	1,5569	1199,062
51,20	1,70	0,57	108,00	1,5943	1126,981
51,10	1,60	0,53	108,00	1,6355	1055,663
51,00	1,50	0,50	108,00	1,6814	985,116
50,90	1,40	0,47	108,00	1,7327	915,348
50,80	1,30	0,43	108,00	1,7904	846,367
50,70	1,20	0,40	108,00	1,8562	778,179
50,60	1,10	0,37	108,00	1,9318	710,788
50,50	1,00	0,33	108,00	2,0199	644,196
50,40	0,90	0,30	108,00	2,1241	578,403
50,30	0,80	0,27	108,00	2,2498	513,400
50,20	0,70	0,23	108,00	2,4048	449,170
50,10	0,60	0,20	108,00	2,6021	385,681
50,00	0,50	0,17	108,00	2,8635	322,872
49,90	0,40	0,13	108,00	3,2304	260,636
49,80	0,30	0,10	108,00	3,7929	198,764
49,70	0,20	0,07	108,00	4,7962	136,811
49,60	0,10	0,03	108,00	7,2960	73,581
49,50	0,00	0,00	108,00	-	-

Fonte: Autora, 2025.

Os valores destacados na coluna H/P da Tabela 11 apresentam uma relação fora dos limites estabelecidos para a aplicação da equação de Kabiri-Samani e Javaheri (2012) na determinação do coeficiente de descarga, o que indica incertezas nos cálculos de vazão. No entanto, por se tratar de valores compatíveis com o comportamento hidráulico esperado e por manterem coerência com os demais dados analisados, optou-se por mantê-los na avaliação, reconhecendo-se suas limitações e possíveis margens de imprecisão.

Figura 35 - Curva de descarga do vertedouro PKW.



Fonte: Autora, 2025.

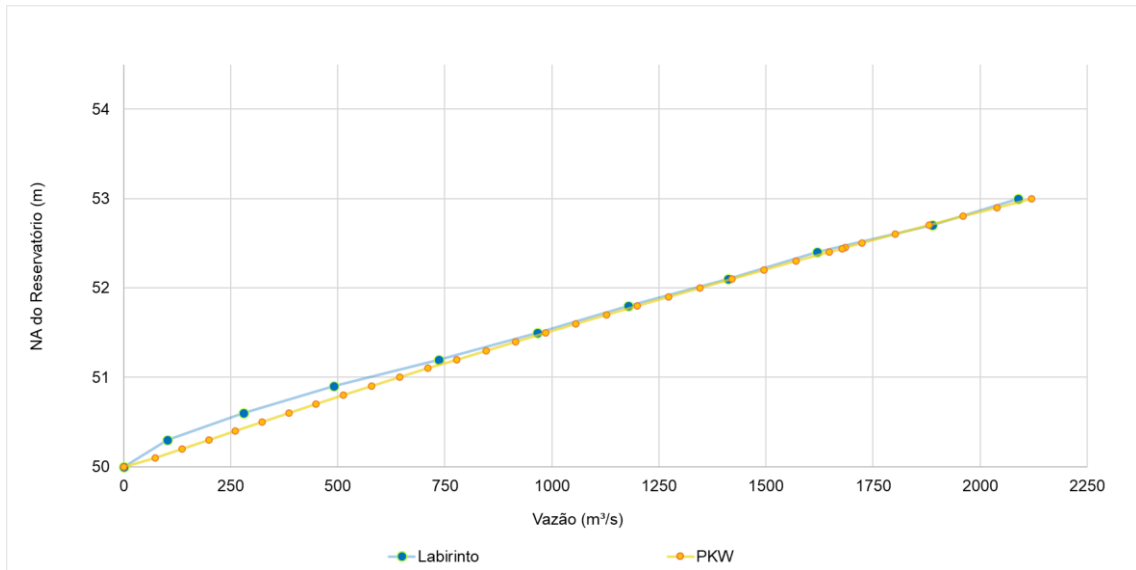
6.3.2 Comparação entre as curvas de descarga do vertedouro labirinto e PKW

Para analisar a relação entre o N.A. do reservatório e a carga hidráulica (H) dos vertedouros, foi aplicada uma regressão linear com o objetivo de obter a equação do N.A. para o vertedouro labirinto. Isso se justifica pelo fato de que, neste tipo de vertedouro, o coeficiente de descarga é normalmente determinado por meio de observações experimentais e consulta a ábacos. Por outro lado, no caso do PKW, há uma formulação consolidada para o cálculo do coeficiente de descarga, o que possibilitou a obtenção de vazões mais próximas da vazão de projeto decamilenar, com menor variação nos valores de H utilizados na tabela de apoio para o cálculo da vazão.

Considerando a vazão decamilenar, calculada no presente estudo, correspondente a $1.679 \text{ m}^3/\text{s}$, a substituição desse valor resultou nos seguintes resultados para a PCH Pedra do Garrafão:

- Para o vertedouro labirinto:
 - NA = 52,01 m e H = 2,51 m;
- Para o vertedouro PKW dimensionado:
 - NA = 51,94 m e H = 2,44 m.

Figura 36 - Comparação entre as curvas de descargas do vertedouro labirinto e PKW.



Fonte: Autora, 2025.

Tabela 12 - Ganho percentual do PKW em relação ao vertedouro labirinto

NA	Vazão de descarga (m³/s)		Ganho PKW (%)
	Labirinto	PKW	
49,50	0	0	-
49,80	102	199	95,10
50,10	280	386	37,86
50,40	490	578	17,96
50,70	736	778	5,71
51,00	967	985	1,86
51,30	1.178	1.199	1,78
51,60	1.412	1.420	0,57
51,90	1.619	1.647	1,73
52,20	1.889	1.881	-0,42

Fonte: Autora, 2025.

A análise gráfica das curvas de descarga indica que o vertedouro do tipo PKW apresenta desempenho superior nas condições iniciais de operação, quando comparado ao vertedouro labirinto. No entanto, à medida que o nível do reservatório se eleva, a diferença entre as capacidades de descarga de ambos os vertedouros diminui. Esse comportamento pode estar relacionado à razão H/P , que se aproxima do limite de 0,6 — valor máximo recomendado para a aplicação das equações de Kabiri-Samani e Javaheri (2012). Quando esse limite é atingido ou ultrapassado, aumentam-se as incertezas associadas ao coeficiente de descarga estimado, o que pode comprometer a precisão dos resultados obtidos por essa formulação.

6.3.3 Verificação da borda livre para o PKW

De acordo com a Tabela 11, a vazão máxima descarregada pelo PKW, para o atendimento da borda livre de 0,5 metro, seria de 1345,477 m³/s.

Considerando que a cota da soleira do vertedouro está localizada na El. 49,5 m e a crista da barragem de enrocamento com face de concreto (CRR) situa-se na El. 52,00 m, observa-se que, para uma vazão associada a um Tempo de Retorno (TR) de 10.000 anos, o nível de água no reservatório atinge a elevação de 51,94 m com a utilização do vertedouro tipo PKW. Nesse cenário, a borda livre resultante é de apenas 0,06 m, valor inferior ao mínimo exigido pelos critérios de segurança da Eletrobrás para barragens de concreto, qual seja de 0,5 m. Esse resultado era esperado, uma vez que a curva de descarga obtida para o PKW dimensionado apresenta comportamento hidráulico semelhante ao do vertedouro labirinto atualmente em operação onde também apresentou desconformidade com os critérios.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo Fusaro *et al.* (2012), a escolha do período de retorno no dimensionamento de estruturas hidráulicas deve considerar uma análise criteriosa dos impactos materiais e imateriais provocados por eventos extremos, como a ruptura da barragem ou sua operação em condições críticas. A adoção de maiores períodos de retorno — associados a menores probabilidades de excedência — representa, portanto, uma medida eficaz para o aumento da segurança estrutural.

Diante disso, considerando que, conforme dados disponibilizados pela Fiscalização de Segurança de Barragens (FSB) da ANEEL (2024), há presença permanente de ocupações humanas na área a jusante da barragem da PCH Pedra do Garrafão, justifica-se a adoção de um período de retorno de 10.000 anos como critério para estabelecimento da capacidade extravasora do empreendimento, de forma a garantir uma maior segurança.

No desenvolvimento deste estudo, no que se refere à atualização dos estudos hidrológicos da PCH Pedra do Garrafão, observou-se uma diferença significativa em relação aos dados apresentados no Estudo de Impacto Ambiental (IEMA, 2002), que indicavam uma vazão decamilenar de 1.250 m³/s. No presente trabalho, a aplicação do método *Index Flood* para a análise regional de frequências de cheia resultou em uma vazão decamilenar de 1.679 m³/s, representando um aumento de aproximadamente 34,32% em relação ao valor anteriormente adotado.

Cabe ressaltar que na verificação da capacidade de descarga do vertedouro atualmente em operação, obteve-se uma vazão de 966,725 m³/s por meio do método de Magalhães e Lorena (1989). No entanto, de acordo com informações dos sistemas Sigel (2023) e IEMA (2002), o vertedouro teria sido originalmente dimensionado para escoar até 1.013 m³/s. Já os dados mais recentes disponibilizados pelo formulário da FSB indicam uma vazão de descarga declarada de 1.266 m³/s a partir de 2023, o que pode ser reflexo de uma possível intervenção ou adaptação realizada na estrutura ao longo do tempo.

Nesse contexto, este trabalho propôs a readequação do vertedouro existente, considerando as restrições paramétricas e geométricas da estrutura original. A análise comparativa entre a capacidade de descarga do vertedouro tipo labirinto existente na PCH Pedra do Garrafão e do vertedouro *Piano Key Weir* (PKW), dimensionado neste estudo demonstrou que ambos apresentam desempenhos hidráulicos bastante similares, considerando as mesmas restrições geométricas — especialmente em relação aos parâmetros de altura da carga (H), altura da parede (P) e largura (W). Um aspecto relevante a ser destacado é que o PKW, mesmo

com um comprimento de base (B_b) de 3,75 m e um comprimento montante/jusante (B) de 7,5 m — o que representa aproximadamente metade do comprimento total do vertedouro labirinto (15,1 m) — conseguiu atingir capacidade de descarga compatível com a do labirinto.

Esse resultado evidencia não apenas a eficiência hidráulica do PKW, mas também um potencial ganho econômico e estrutural significativo, já que sua implantação demandaria uma área menor e, conseqüentemente, menor volume de concreto. Além disso, sua geometria compacta favorece a aplicação em reabilitações, especialmente em empreendimentos onde há limitações espaciais e estruturais para ampliações convencionais.

Embora ambos os vertedouros não atendam ao valor mínimo de borda livre exigido pelos critérios de segurança da Eletrobrás para barragens de concreto, quando submetidos à vazão de projeto com período de retorno de 10.000 anos, há um ponto relevante a se levar em consideração. No vertedouro labirinto, o nível do reservatório atinge a cota 52,01 m, resultando em borda livre nula e indicando um pequeno galgamento da estrutura (0,01 m acima da cota da crista). Já para o vertedouro PKW, o nível do reservatório permanece abaixo da crista da barragem, com uma borda livre residual de 0,06 m, o que representa uma condição relativamente “mais segura”.

Assim, considerando a vazão de projeto associada ao período de retorno decamilenar ($1.679 \text{ m}^3/\text{s}$), o vertedouro PKW eleva o nível d'água até a cota 51,94 m. Para que seja atendido o critério de borda livre mínima de 0,50 m, conforme estabelecido pela Eletrobrás (2003), seria necessário elevar a crista da barragem para a cota 52,44 m, o que representa um alteamento de 44 cm em relação à cota atual.

Diante dessa possibilidade de subdimensionamento do vertedouro, torna-se imprescindível a realização de estudos hidráulicos complementares, com o objetivo de avaliar com maior precisão a carga hidráulica correspondente à vazão de projeto, bem como validar o desempenho hidráulico da proposta de reabilitação com vertedouro do tipo PKW. Além disso, é recomendável considerar a viabilidade de soluções complementares, como a implementação de um vertedouro lateral que poderia atuar em conjunto com o vertedouro principal em situações de cheia extrema. Tal alternativa dependeria, contudo, das condições estruturais e operacionais da barragem já em funcionamento, exigindo uma análise técnica detalhada quanto à sua compatibilidade com o projeto atual.

Vale ressaltar que o estudo teve como objetivo comparar o desempenho hidráulico entre os dois tipos de vertedouro, sem, contudo, criticar a escolha do vertedouro utilizado na barragem. O potencial de aumento da vazão, caso um vertedouro do tipo PKW fosse instalado,

foi analisado, mas é importante destacar que a viabilidade e a escolha de um vertedouro envolvem diversas variáveis, que vão além da avaliação da capacidade de descarga.

Devido às limitações de tempo durante o desenvolvimento deste trabalho, não foi possível aplicar e comparar outros modelos ou fórmulas empíricas, como a proposta por Machiels *et al.* (2014), que poderiam ter contribuído para um aprofundamento da análise. Para além disso, caberia também realizar uma abordagem financeira, de suma importância como uma variável de tomada de decisões em caso de reabilitação do conjunto extravasor do empreendimento. Para tanto, deveriam ser considerados os custos envolvidos na implementação do PKW, especialmente levando-se em conta a necessidade de eventual alteamento da estrutura.

Dessa forma, além dos dois tópicos citados anteriormente, recomenda-se, para estudos futuros, a realização de investigações sobre a viabilidade de construção ou adaptação de vertedouros do tipo PKW com geometrias alternativas, bem como a análise de sua aplicabilidade em estruturas já existentes, como cristas de vertedouros convencionais ou barragens de gravidade, como técnica de alteamento, especialmente em empreendimentos que demandam aumento da capacidade de descarga sem comprometer a segurança ou a integridade estrutural. Além disso, sugere-se a validação dos resultados por meio de ensaios experimentais com modelos físicos reduzidos e simulações numéricas utilizando *softwares* especializados, como o FLOW-3D.

REFERÊNCIAS

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – Geologia de Engenharia e Mecânica das Rochas no Brasil: a contribuição de Murillo Dondici Ruiz. São Paulo, 2017 - Ruptura das barragens de Euclides da Cunha e Limoeiro, no Rio Pardo, São Paulo. Pág. 92-95. A instabilidade do Morro dos Cabritos: uma solução indicada pela própria natureza. Pág. 110-113.

ACKERS, J.C., BENNETT, F.C.J., SCOTT, T.A., KARUNARATNE, G. (2013) “**Raising of the bellmouth spillway at Black Esk reservoir using Piano Key weirs**”. Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013, CRC Press, London, 235-242

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Volume V: Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens** - Brasília: ANA, 2016a. 157 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Volume VII: Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens** - Brasília: ANA, 2016b. 135 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas. Brasília, 2009. Disponível em: aneel.gov.br. Acesso em: 12 abr. 2025.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). Sistema de Informações Geográficas da ANEEL – SIGEL. Disponível em: <https://sigel.aneel.gov.br/portal/apps/mapviewer/index.html?webmap=947a10caf45249faacd8c45ac74573c7>. [Atualizado em: out. 2023]. Acesso em: 12 abr. 2025.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). Fiscalização de Segurança de Barragens – FSB. Dados Abertos ANEEL, 2024. Disponível em: <https://dadosabertos.aneel.gov.br/dataset/fsb-fiscalizacao-de-seguranca-de-barragens>. Acesso em: 20 abr. 2025.

ANDERSON, R.M. and TULLIS, B.P. (2013). “**Piano Key Weir Hydraulics and Labyrinth Weir comparison**”. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 139(3), 246-253.

ANDERSON, R.M. and TULLIS, B.P. (2012). “**Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics**”, J. Hydraulic Eng. 138, 358-361

ASDSO, Association of State Dam Safety Officials (2023). **Lesson Learned: High and significant hazard dams should be designed to pass an appropriate design flood: dams constructed prior to the availability of extreme rainfall data should be assessed to make sure they have adequate spillway capacity**. Dam Failures, 2023. Disponível em: <https://damfailures.org/lessons-learned/high-and-significant-hazard-dams-should-be-design-o-pass-an-appropriate-design-flood-dams-constructed-prior-to-the-availability-of-extreme-rainfall-data-should-be-assessed-to-make-sure-they-have-ad/>. Acesso em: 17 dezembro 2024.

ASDSO, Association of State Dam Safety Officials (2024). **Dam Incident Database Search**. Disponível em: <https://damsafety.org/incidents>. Acesso em: 11 novembro de 2024.

BAIL, A., DEROO, L., and SIXDENIER, J.P. (2013). “**Designing a new spillway at Rassisse dam**”. Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013, CRC Press, London, 169-176.

BAPTISTA, Márcio; LARA, Márcia. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2016. 477 p. ISBN 978-85-4230-189-2.

BARCOUDA, M., LAUGIER, F., CAZAILLET, O., ODEYER, C., COCHET, P., JONES, B.A., LACROIX, S. & VIGNY, J.P. (2006) “**Cost effective increase in storage and safety of most existing dams using fusegates or P.K.Weirs**”, Proceedings of the 22nd ICOLD Congress. (Q84, R78). Barcelona, Spain.

BOTHA, A.J., FITZ, I.P., MOORE A.J., MULDER F.E., VAN DEVENTER, N.J. (2013). “**Application of the Piano Key weir spillway in the Republic of South Africa**”. Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013, CRC Press, London, 185-194.

BRASIL. Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. **Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB)**. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/inicio>. Acesso em: 20 de out. 2024.

BRASIL. Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). **Resolução nº 1.064, de 02 de maio de 2023**. Estabelece critérios e ações de segurança de barragens associadas a usinas hidrelétricas fiscalizadas pela ANEEL, de acordo com o que determina a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Disponível em: <https://www.aneel.gov.br>. Acesso em: **22 fev. 2025**.

BRASIL. **Lei nº 12334, 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. Brasília, 20 set. 2010.

BRASIL. **Lei nº 14066, de 30 de setembro de 2020**. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração).

CARVALHO, E. Vertedouro da UHE Luiz Carlos Barreto de Carvalho (Estreito): erosões a jusante e obras de recuperação. *In*: PIASENTIN, C. **Grandes Vertedouros Brasileiros: uma panorâmica da prática e da experiência brasileiras em projeto e construção de vertedouros para grandes barragens**. [S.l.:s.n.], 2010.

CÍCERO, G. M.; DE MIRANDA, D.; LUCK, M. **Evaluation du code Wolf 1D PKW pour prédire le comportement hydraulique des seuils PK-Weirs**. *In*: 33èmes Journées de l’Hydraulique Grands Aménagements Hydrauliques Enjeux Sociétaux, Bénéfices Economiques et Innovations Techniques 14 - 16 novembre 2012. 2012.

COLLISCHONN, Walter. Métodos simples para estimar vazões de referência e sua incerteza. Brasília; Porto Alegre: ANA: ABRH, 2023. 102 p., il. ISBN 97885886686496. Disponível em: https://biblioteca.ana.gov.br/sophia_web/acervo/detalhe/100918. Acesso em: 02 abr. 2025.

Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR). *Goulours*. Barrages CFBR. Disponível em: <https://www.barrages-cfbr.eu/Goulours.html>. Acesso em: 11 jan. 2025.

CROOKSTON, Brian (2010). "Labyrinth Weirs". *All Graduate Theses and Dissertations, Spring 1920 to Summer 2023*. 802. Disponível em: <https://digitalcommons.usu.edu/etd/802>. Acesso em: 20 dez. 2024.

Crookston, Brian (2020). *A laboratory investigation on residual energy of nonlinear weirs*. 8th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures ISHS2020, Santiago, Chile, 12-15 May 2020. Brisbane, QLD, Australia: The University of Queensland. Disponível em: <https://doi.org/10.14264/uql.2020.614>. Acesso em: 20 dez. 2024.

CRUZ, Paulo Teixeira da. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 628 p.

DAS SINGHAL G. and SHARMA N. (2011), "Rehabilitation of Sawara Kuddu Hydroelectric Project - Model studies of Piano Key Weir in India". *Labyrinth and piano key weirs-PKW 2011*, CRC Press, London, 241-250.

DENYS F., BASSON G. and STRASHEIM J. (2017) Fluid structure interaction of piano key weirs. *Proc., Labyrinth and Piano Key Weirs III - PKW 2017*: 119-126.

DEKHILI, Wahiba; OUAMANE, Romaila. *Contribution à l'étude des déversoirs en touches de piano (PK-Weir)*. 2012. Projet de Fin d'Études (Diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique) – École Nationale Polytechnique, Département d'Hydraulique, Alger, 2012.

EICHENBERGER, P. (2013) "The first commercial Piano Key weir in Switzerland". *Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013*, CRC Press, London, 227-234

ELETROBRÁS. **Crerios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro, 2003.

ELETROBRÁS. **Diretrizes para Elaboração de Projeto Básico de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro, 1995. Disponível em: <https://eletrobras.com/pt/Paginas/Manuais-e-Diretrizes-para-Estudios-e-Projetos.aspx>. Acesso em: 22 de outubro 2024.

EMBER. *Electricity Data Explorer*. Ember Climate. Disponível em: <https://ember-climate.org/>. Acesso em: 19 nov. 2024.

ERPICUM, S., MACHIELS, O., DEWALS, B., ARCHAMBEAU, P., PIROTON, M. (2013) "Considerations about the optimum design of PKW", *Proc. Intl. Conf. Water Storage and Hydropower Development for Africa (Africa 2013)*, Addis Ababa (Ethiopia), CD 13.04.

ERPICUM, S., MACHIELS, O., DEWALS, B.J., PIROTON, M. & ARCHAMBEAU, P. (2012) "Numerical and physical modeling of Piano Key Weirs", *Proceedings of Asia 2012 Conference*, Chiang Mai, Thailand.

FALVEY, H.T. - **Hydraulic Design of Labyrinth Weirs**. ASCE - American Society of Civil Engineers, 2003, 162 p.

FEMA. (2013). “**Federal Guidelines for Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Dams**”. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

FULLER, W. E., Flood flows. Transactions, ASCE, .v. 77, Paper No 1293, p. 564-617, 1914.

FUSARO, T.C.; DIAS, G.G.; ANDERÁOS, A.; LEONARDI, C.; PIMENTEL, C.E.B.; NEUMANN, C.; OSAKO, C.; COELHO, D.P.; FARIA, E.F.; WILLRICH, F.L.; PATIAS, J.; OLIVEIRA, J.A.; ARAÚJO, L.M. N.; and MATOS, S. F. (2012). Módulo III: gestão e desempenho de barragens. Unidade 1: análise e gestão de riscos. Capacitação ANA: Segurança de Barragens.

GRUBE, R. **Curso 2 – Arranjos de Vertedouros - Semana de Barragens**. In: Jornada Técnica 60 Anos do CBDB. 2021. Rio de Janeiro. CBDB. 79 páginas.

GUIDICINI, G.; SANDRONI, S.; MELLO, F. **Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragem e obras anexas no Brasil**. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2021. 208 p.

HO TA KHANH M., HIEN T.C. and HAI N.T. (2011b), “**Main results of the P.K weir model tests in Vietnam (2004 to 2010)**”, Labyrinth and piano key weirs-PKW 2011, CRC press, London, 191- 198.

HO TA KHANH M., SY QUAT D. and XUAN THUY D. (2011a), “P.K weirs under design and construction in Vietnam (2010)”. Labyrinth and piano key weirs-PKW 2011, CRC Press, London, 225-232.

ICOLD. **Technical advancements in spillway design: progress and Innovations from 1985 to 2015**, Bulletin 172. 2016.

INSTITUTO ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (IEMA). **Estudo de Impacto Ambiental – Complexo Hidrelétrico do rio Itabapoana**. 2002. Disponível em: <https://iema.es.gov.br/Media/iema/CQAI/EIA/2002/Complexo%20hidrel%C3%A9trico%20do%20rio%20Itabapoana/EIA%20ITABAPOANA.pdf>. Acesso em: 12 abr. 2025.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS GERAIS. **Manual de normalização de trabalhos acadêmicos**/Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais; organizado pelos bibliotecários da Rede de Bibliotecas do IFMG. Belo Horizonte: IFMG, 2020. Disponível em: <https://www.ifmg.edu.br/portal/noticias/ifmg-lanca-manual-de-normalizacao-de-trabalhos-academicos>. Acesso em: 07 de junho 2023.

JAYATILLAKE, H.M. and PERERA, K.T.N. (2013). **Design of a Piano-Key Weir for Girtale dam spillway in Sri Lanka**. Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013, CRC Press, London, 151-158.

KABIRI-SAMANI, A. and JAVAHERI, A., “Discharge coefficient for free and submerged flow over Piano Key weirs”, Journal of Hydraulic Research, Volume 50, Issue 1, pp. 114-120, 2012.

LAUGIER F. (2007), “Design and construction of the first Piano Key Weir (PKW) spillway at the Goulours dam”, *International Journal of Hydropower and Dams* 14 (5), 94-101.

LEITE RIBEIRO, M., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. (2011). Experimental parametric study for hydraulic design of PKWs. *Proc. Int. Conf. Labyrinth and Piano Key Weirs Liège B*, 183–190, CRC Press, Boca Raton, FL.

LEITE RIBEIRO, M., Pfister, M., Schleiss, A.J. & Boillat, J.-L. (2012a). “Hydraulic design of A-type Piano Key Weirs”, *Journal of Hydraulic Research*, 50(4):400-408.

LEMPÉRIÈRE, F. et al. (2011). “**General comments on labyrinth and P.K.Weirs – The past and the present.**” *International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs*. Liège, Belgique.

LOISEL, P.E., VALLEY, P. and LAUGIER, F. (2013). “Hydraulic physical model of Piano Key weirs as additional flood spillways on the Charmine dam”. *Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013*, CRC Press, London, 195-202.

MACHIELS O., ERPICUM S., ARCHAMBEAU P., DEWALS B.J. and PIROTON M. (2011b), “Piano Key Weir preliminary design method - Application to a new dam project”, *Labyrinth and piano key weirs PKW 2011*, CRC Press, London, 199-206.

MACHIELS, O., “Experimental study of the hydraulic behaviour of Piano Key Weirs”, PhD Thesis ULgetd-09252012- 224610, University of Liège (B), 2012.

MACHIELS, O., ERPICUM, S., ARCHAMBEAU, P., DEWALS, B. J. AND PIROTON, M. (2009). Large scale experimental study of piano key weirs. *Proc., 33rd Congress of IAHR (CD-ROM)*, Vancouver, Canada

MACHIELS, O., ERPICUM, S., DEWALS, B., ARCHAMBEAU, P., PIROTON, M. (2011a). « Experimental observation of flow characteristics over a Piano Key Weir”. *J. Hydraulic Res.* 49(3), 359-366.

MACHIELS, O., PIROTON, M., PIERRE, A., DEWALS, B., and ERPICUM, S. (2014). **Experimental parametric study and design of Piano Key Weirs.** *Journal of Hydraulic Research*, 52(3), 326–335. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/00221686.2013.875070>.

MAGALHÃES, A., e LORENA, M. (1989). “Hydraulic design of labyrinth weirs.” Report No. 736, National Laboratory of Civil Engineering, Lisbon, Portugal.

MEIRELLES, Fernando Setembrino Cruz. **MÓDULO I – BARRAGENS: ASPECTOS LEGAIS, TÉCNICOS E SÓCIOAMBIENTAIS: UNIDADE 9: BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO.** s.d.

MIRANDA, D. A. Pre Study of Final Master Project – PK Weirs: an evolution of existing labyrinths, 2010.

MIRANDA, D. A. *Etude expérimentale sur modèle réduit de la débitance des seuils PK weir.* 2011. Projet Final de Master – Mémoire technique – École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2011.

NOVAKOSKI, C. K. **Análise da distribuição longitudinal das pressões em um ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouro em degraus**. 2016. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/156593/001017038.pdf>. Acesso em: 21 jan. 2024.

OLIVEIRA, Adriano Moreira de. Utilização de vertedores tipo labirinto em pequenos aproveitamentos hidrelétricos. 2004. Disponível em: <https://repositorio.unicamp.br/acervo/detalhe/307229>. Acesso em: 21 jan. 2024.

OSMAR, F. M. **Análise de esforços sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:0,75 H**. 2016. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) –

OUAMANE, A. and LEMPÉRIÈRE, F. (2003). “The piano keys weir: a new cost-effective solution for spillways”, *Hydropower & Dams*, 10(5):144-149.

OUAMANE, A. and LEMPÉRIÈRE, F. (2006). *Design of a new economic shape of weir*. Proc., International Symposium on Dams in the Societies of the 21st Century, Barcelona, Spain. 463-470.

PALÚ, M. C.; SALLES, R. P. G.; SOUZA, D. D. B. *Design Cambambe Dam heightening*. In: THIRD INTERNATIONAL DAM WORLD CONFERENCE, 2018, Foz do Iguaçu. Proceedings [...]. Foz do Iguaçu: [s.n.], 2018. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/331272318_DESIGN_OF_THE_CAMBAMBE_DAM_HEIGHTENING. Acesso em: 21 jan. 2024.

PFISTER, M., SCHLEISS, A.J. (2013). “Comparison of hydraulic design equations for A-type Piano Key weirs”. Proc. Intl. Conf. Water Storage and Hydropower Development for Africa (Africa 2013), Addis Ababa (Ethiopia). Disponível em: Comparison of hydraulic design equations for Type A Piano Key Weirs - CORE. Acesso em: 15 out. 2024.

PIASENTIN, C. **Grandes Vertedouros Brasileiros: uma panorâmica da prática e da experiência brasileiras em projeto e construção de vertedouros para grandes barragens**. [S.l.:s.n.], 2010.

PORTAL EDUCADORA. Barragem de Taió é considerada a mais segura do Alto Vale. Publicado em 6 de março de 2018. Disponível em: <https://www.portaleducadora.com/noticia/barragem-de-taio-e-considerada-mais-segura-do-alto-vale/>. Acesso em: 18 de abril 2025.

PRALONG, J., VERMEULEN, J., BLANCHER, B., LAUGIER, F., ERPICUM, S., MACHIELS, O., PIROTON, M., BOILLAT, J.-L., LEITE RIBEIRO, M., SCHLEISS, A. (2011). “A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters”. *Labyrinth and piano key weirs - PKW 2011*, CRC press, London, 271-278. Disponível em: <https://hdl.handle.net/2268/91433>. Acesso em: 05 dez. 2024.

REIS, Maria Inês Falcão. **Estudo experimental do escoamento em descarregadores de cheias em degraus com soleira em teclado de piano**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2015.

ROSELLI, R. G. **Extravasador labirinto em aproveitamentos hidrelétricos**. São Paulo, SP, 2012. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/item/002309053>. Acesso em: 21 jan. 2025.

SCHLEISS A.J. (2011) From labyrinth to Piano Key Weirs – A historical review. *Labyrinth and Piano Key Weirs – PKW 2011*: 3–15.

SILVA, D. F.; ALMEIDA, A. L. U.; ANGELO, R. M. B.; DANTAS, S. C. *Determinação da vazão em diferentes tipos de vertedores*. *Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas*, UNIT, Alagoas, v. 3, n. 3, 2016. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/index.php/fitsexatas/article/view/3584>. Acesso em: 21 jan. 2024.

SIMÕES, A. L. A. *Considerações sobre a hidráulica de vertedores em degraus: metodologias adimensionais para pré-dimensionamento*. 2008. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

SIMÕES, A. L. A.; PORTO, R. M.; SCHULZ, H. E. *Uma síntese acerca de estudos em hidráulica de canais vertedores em degraus*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XVIII, 2009, Campo Grande. Anais [...]. Campo Grande: [s.n.], 2009.

STEINER, Alexandre Arns; FILL, Heinz Dieter Oskar August. **Estimativa do hidrograma instantâneo e da vazão máxima de enchentes a partir de vazões médias diárias**. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 8, n. 3, p. [1-10], jul./set. 2003. Disponível em: <https://www.abrhidro.org.br/SGCv3/publicacao.php?PUB=1&ID=35&SUMARIO=510>. Acesso em: 02 abr. 2025.

TRUONG CHI, H., HUYNH THANH, S. & HO TA KHANH, M. (2006). “Results of some piano keys weir hydraulic model tests in Vietnam”, Proceedings of the 22nd ICOLD Congress. (Q87, R39). Barcelona, Spain.

TUAN and HIRAMATSU. *Hydraulic Investigation of Piano Key Weir*. *Reviews in Agricultural Science*, 8: 310–322, 2020

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION, Design of Small Dams, Water Resources Technical Publication, 1987.

UNIVERSITÉ DE LIÈGE. World Register of Piano Key Weirs Prototypes. Urban and Environmental Engineering. In: International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs, 2017. Disponível em: https://www.uee.uliege.be/cms/c_5026433/fr/world-register-of-piano-key-weirs-prototypes. [Atualizado em: jun. 2020]. Acesso em: 11 jan. 2025.

UOL. **Brasil lidera ranking de eletricidade renovável entre países do G20**. Ecoa, 20 ago. 2024. Disponível em: <https://www.uol.com.br/ecoa/ultimas-noticias/2024/08/20/brasil-lidera-ranking-de-eletricidade-renovavel-entre-paises-do-g20.htm>. Acesso em: 19 abr. 2025.

WILLIAMS, M. L., REDDY, J. M. and HASFURTHER, V. (1993). Calibration of Long Crested Weir Discharge Coefficient. Laramie (United States), University of Wyoming.

ANEXO A

Lista de protótipos de vertedouros PKW construídos.

Projeto	País	Q (m³/s)	B (m)	P (m)	L (m)	W (m)	W _i (m)	W _o (m)	T _s (m)	Nº de alvéolos de entrada	Nº de alvéolos de saída	Referência
Hazelmere	África do Sul	4288,19	21,6	10	650	16,5	3,8	3,8	0,5	14	14	Université de Liège (2020)
Ouldjet Mellegue	Argélia	3805	16,2	6,8	453,7	99,8	1,8 a 3,2	4,4 a 5,4	0,4	11	12	Université de Liège (2020)
Bakkhada	Argélia	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Université de Liège (2020)
Beni Bahdel	Argélia	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Université de Liège (2020)
Lombah	Austrália	416	6	2,5	150	30	1,03	1,37	0,3	9	10	Université de Liège (2020)
Bambakari	Burkina Faso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Leite Ribeiro <i>et al.</i> (2011)
Ratting Lake	Canadá	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Leite Ribeiro <i>et al.</i> (2011)
Black Esk	Escócia	183	4,4	2,1	238	54	Afunilamentos de 1,6 para 0,5	0,8	0,2	24	24	Université de Liège (2020)
Gage II Dam	França	398	13	6	208	26,6	1,6	1,3	0,4	7	6+2 de fechamento	Université de Liège (2020)
Raviege Dam	França	284	13,24	4,67	177	25,8	2,4	1,65	0,25-0,4	4+2 para fechamento	5	Université de Liège (2020)
Malarce	França	568	13,46	4,4	350	42,5	1,25 a 1,65	1,58	0,2 a 0,4	11 + 1 para fechamento	11 + 1 para fechamento	Université de Liège (2020)
Goulours	França	68	9,28	3,05	59,05	14,1	2,25 para 2,45	1,5 para 1,8	0,2	2,5	3	Université de Liège (2020)
Saint Marc	França	134	12,05	5,15	79,93	15,1	3,2	2,2	0,35	2	3	Université de Liège (2020)
Etroit	França	97	12,19	5,02	62,91	11,67	2,43 para 2,62	1,5	0,35	2	3	Université de Liège (2020)
Gloriettes	França	90	9,96	3	86,74	16,5	2,3	1,5	0,35	3	4	Université de Liège (2020)
Campauleil	França	190	13,1	5,35	115	16,55	1,55	1,4	0,35	4	4	Université de Liège (2020)
Charmines	França	300	13,24	4,38	2x33	2x120	2,4	1,6	0,35	2x4	2x4	Université de Liège (2020)
Escouloubre	França	13	5,1	1,77	21,85	4,85	1,3	0,9	0,3	1	2	Université de Liège (2020)
Gouillet	França	18,2	3,18	1,2	54,12	19,14	0,8	0,64	0,15	11	11	Université de Liège (2020)
Beaufort	França	76	3,16	1,275	70,5	14,99	0,85	0,43 a 0,58	0,15	8	10	Université de Liège (2020)
Rassisse	França	PKW1: 306 PKW2:101	PKW1: 9 PKW2:6,5	PKW1: 3,75 PKW2:2,7	PKW1: 180 PKW2:63	PKW1:37,75 PKW2:14	PKW1: 2,15 PKW2:106	PKW1: 1,65 PKW2:1,15	0,35	PKW1: 8 PKW2:4	PKW1:1,65 PKW2:1,15	Université de Liège (2020)
Record	França	1350	9,45	3	258	4x12,5	1,52	1,52	0,3-0,4	4 estruturas x 3 (alvéolos)	4 x (2+2 alvéolos)	Université de Liège (2020)
Oule	França	72	2,4	1	84,29	33	0,65	0,55	0,02	22,5	22,5	Université de Liège (2020)
Lhasi	Índia	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Jayatillake and Perera (2013) <i>apud</i> ICOLD (2016)
Sawra Kuddu	Índia	2500	30,68	10,45	751,6	138	6,9	6,9	0,75	10	10	Université de Liège (2020)
Giritale	Sri Lanka	83	7,2	2,4	129,9	36,9	2,5	2	0,3	7	8	Université de Liège (2020)
Rambawa Tank	Sri Lanka	28	3,093	1	85,1	32,5	1,5	1,2	0,2	11	10	Université de Liège (2020)
Emmenau	Suíça	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Université de Liège (2020)
Emma	Suíça	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Tuan and Hiramatsu (2020)
Lewis Creek Reservoir	USA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Université de Liège (2020)
Van Pongh	Vietnã	8700	12	5	1704	301,75	2,4	2	0,2	60	60	Université de Liège (2020)
Dakmi 2	Vietnã	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Tuan e Hiramatsu (2020)
Ngan Truoi	Vietnã	1560	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Khanh <i>et al.</i> (2011) <i>apud</i> Reis (2015)
Vinh Son 3	Vietnã	4000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Ho Ta Khanh <i>et al.</i> (2011) <i>apud</i> Reis (2015)
Dak Mi 4B	Vietnã	633,76	9	2,5	177	37	2,3	1,8	0,2 - 0,45	9	8	Université de Liège (2020)
Dak Mi 4C	Vietnã	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Université de Liège (2020)
Dak Rong 3	Vietnã	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Tuan and Hiramatsu (2020)
Xuan Minh	Vietnã	9700	18	7,5	894	150	3,6	3	0,3	21	21	Université de Liège (2020)
Da Dang 3	Vietnã	7280	18	5	720	144	4,7	3,7	0,3-0,8	17	16	Université de Liège (2020)
Dak Mi 3	Vietnã	6672	18	5	720	144	4,7	3,7	0,3-0,8	17	16	Université de Liège (2020)

Fonte: Autora, 2025.

ANEXO B

Tabela auxiliar para dimensionamento para PKW a partir dos estudos de Kabiri-Samani e Javaheri (2012).

Configurações	Parâmetros fixos			Parâmetros estipulados				Parâmetros calculados						Parâmetro variado	Limites de aplicação						Dimensionamento PKW	
															2,5 a 7,0	0,1 a 0,6	0,33 a 1,22	1,0 a 2,5	0 a 0,26	0 a 0,26		
	H (m)	P (m)	W (m)	T _s (m)	nº de ciclos	W _i (m)	W _o (m)	W _u (m)	W _e (m)	L (m)	B _i (m)	B _o (m)	B _b (m)		B (m)	L/W	H/P	W _i /W _o	B/P	Bi/B	Bo/B	C _{dw}
Variando B e considerando B _b (B-Bi-Bo)	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	268	1,25	1,25	2,5	5	2,481	0,500	1,086	1,667	0,250	0,250	1,467	859,402
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	284	1,375	1,375	2,75	5,5	2,630	0,500	1,086	1,833	0,250	0,250	1,512	885,805
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	300	1,5	1,5	3	6	2,778	0,500	1,086	2,000	0,250	0,250	1,556	911,507
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	316	1,625	1,625	3,25	6,5	2,926	0,500	1,086	2,167	0,250	0,250	1,599	936,585
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	332	1,75	1,75	3,5	7	3,074	0,500	1,086	2,333	0,250	0,250	1,640	961,104
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	348	1,875	1,875	3,75	7,5	3,222	0,500	1,086	2,500	0,250	0,250	1,681	985,116
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	364	2	2	4	8	3,370	0,500	1,086	2,667	0,250	0,250	1,722	1008,666
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	380	2,125	2,125	4,25	8,5	3,519	0,500	1,086	2,833	0,250	0,250	1,761	1031,791
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	396	2,25	2,25	4,5	9	3,667	0,500	1,086	3,000	0,250	0,250	1,800	1054,523
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	412	2,375	2,375	4,75	9,5	3,815	0,500	1,086	3,167	0,250	0,250	1,838	1076,891
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	428	2,5	2,5	5	10	3,963	0,500	1,086	3,333	0,250	0,250	1,876	1098,919
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	444	2,625	2,625	5,25	10,5	4,111	0,500	1,086	3,500	0,250	0,250	1,913	1120,628
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	460	2,75	2,75	5,5	11	4,259	0,500	1,086	3,667	0,250	0,250	1,949	1142,037
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	476	2,875	2,875	5,75	11,5	4,407	0,500	1,086	3,833	0,250	0,250	1,985	1163,165
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	492	3	3	6	12	4,556	0,500	1,086	4,000	0,250	0,250	2,021	1184,026
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	508	3,125	3,125	6,25	12,5	4,704	0,500	1,086	4,167	0,250	0,250	2,056	1204,635
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	524	3,25	3,25	6,5	13	4,852	0,500	1,086	4,333	0,250	0,250	2,091	1225,004
	1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	540	3,375	3,375	6,75	13,5	5,000	0,500	1,086	4,500	0,250	0,250	2,125	1245,145
1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	556	3,5	3,5	7	14	5,148	0,500	1,086	4,667	0,250	0,250	2,159	1265,068	
1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	572	3,625	3,625	7,25	14,5	5,296	0,500	1,086	4,833	0,250	0,250	2,193	1284,784	
1,5	3	108	0,35	16	3,15	2,9	6,75	108	588	3,75	3,75	7,5	15	5,444	0,500	1,086	5,000	0,250	0,250	2,226	1304,301	

Fonte: Autora, 2025.